04
07

> Costruzione di opere di premunizione contro le valanghe nella zona di distacco

Direttiva tecnica: aiuto all'esecuzione

Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Ufficio federale dell'ambiente UFAM

SLF
ENA
SNV
PNL

WSL
Istituto federale per lo Studio della Neve e delle Valanghe SNV

04
07

> Costruzione di opere di premunizione contro le valanghe nella zona di distacco

Direttiva tecnica: aiuto all'esecuzione

Editori:
Ufficio federale dell'ambiente UFAM
WSL Istituto federale per lo Studio della Neve e delle Valanghe SNV
Berna, 2007

Valenza giuridica della presente pubblicazione
La presente pubblicazione, elaborata dall'UFAM in veste di autorità di vigilanza, è un testo d'aiuto all'esecuzione destinato primariamente alle autorità esecutive. Nel testo viene data concretezza a concetti giuridici indeterminati, inclusi in leggi e ordinanze, nell'intento di promuoverne un'esecuzione uniforme. Le autorità esecutive che si attengono ai testi d'aiuto all'esecuzione possono avere la certezza di rispettare il diritto federale. Sono tuttavia ammesse anche soluzioni alternative, purché siano conformi al diritto in vigore. I testi d'aiuto all'esecuzione (che finora erano spesso definiti come direttive, istruzioni, raccomandazioni, manuali, aiuti pratici ecc.) sono pubblicati dall'UFAM nella serie «Pratica ambientale».

Nota editoriale

Editore
Ufficio federale dell'ambiente (UFAM)
L'UFAM è un ufficio del Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle comunicazioni (DATEC).
WSL Istituto Federale per lo Studio della Neve e delle Valanghe SNV

Autori
Stefan Margreth, Unità di Ricerca Sistemi di Allerta e Prevenzione, WSL Istituto Federale per lo Studio della Neve e delle Valanghe SNV, Davos

Accompagnamento UFAM
Reto Baumann, divisione Prevenzione dei pericoli UFAM

Collaborazione CEVCP
R. Baumann, presidente CEVCP, divisione Prevenzione dei pericoli UFAM
J. Marx, Amt für Forst und Jagd des Kantons Uri
H. Buri, capo Abteilung Naturgefahren des Kanton Bern

Collaborazione scientifica SNV
S. Margreth (direzione del progetto), F. Leuenberger, T. Lundström, M. Auer, R. Meister

Revisione tecnica
Dott. W. Ammann, Vicedirettore WSL
A. Böll, SNV
R. Rüegger, studio d'ingegneria
M. Franzi, DdT, Bellinzona (per la versione italiana)

Traduzione
Vito Rossi, Bellinzona, in collaborazione con il Servizio linguistico italiano dell'UFAM

Indicazione bibliografica
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. 136 p.

Veste grafica e impaginazione
Ursula Nöthiger-Koch, Uerkheim

Foto di copertina
Rete da neve nella premunizione contro le valanghe di Duchli sopra Davos (2001). SNV, S. Margreth

Distribuzione
UFAM
Documentazione
CH–3003 Berna
Fax +41 (0) 31 324 02 16
docu@bafu.admin.ch
www.ambiente-svizzera.ch/uv-0704-i

Numero di ordinazione:
UV-0704-I
La presente pubblicazione è disponibile anche in lingua tedesca, francese e inglese (UV-0704-D, UV-0704-F, UV-0704-E).

© UFAM / WSL 2007

> Indice

Abstracts 5
Prefazione 7
Scopi e basi legali della direttiva tecnica 9

1 Campo d'applicazione 11
1.1 Limitazioni 11
1.2 Riferimento alle norme SIA 11
1.3 Altre misure di protezione 12

2 Definizioni 13
2.1 Organizzazioni 13
2.2 Termini tecnici 13
2.3 Unità di misura e osservazioni relative ai simboli 16
2.4 Simboli 16

3 Progettazione delle opere di sostegno 19
3.1 Fattori che innescano la formazione delle valanghe 19
3.2 Funzione ed effetto delle opere di sostegno 21
3.3 Tipi di strutture 22
3.4 Pendenze che necessitano di opere di sostegno 23
3.5 Altezza della neve 28
3.6 Altezza delle strutture 32
3.7 Distanziamento delle strutture lungo la linea di massima pendenza 33
3.8 Intervalli laterali fra le opere 40
3.9 Lunghezze delle griglie di sostegno continue 41
3.10 Fattori locali che influenzano la pressione della neve 42
3.11 Condizioni di fondazione 44

4 Descrizione generica degli effetti della pressione della neve 45
4.1 Generalità 45
4.2 Componente, parallela al pendio, della pressione della neve 45
4.3 Componente, perpendicolare al pendio, della pressione della neve 46
4.4 Carico supplementare per parete di sostegno non perpendicolare al pendio 47
4.5 Forze di bordo 48
4.6 Pressione della neve sugli elementi slanciati di una struttura di sostegno 49
4.7 Forze laterali 50

5 Dimensionamento delle strutture di sostegno composte 51
5.1 Materiali da costruzione 51
5.2 Analisi strutturale e dimensionamento 53
5.3 Forma costruttiva 58
5.4 Esecuzione e manutenzione delle opere 58
5.5 Azioni sulla struttura portante 60
5.6 Azioni sulla griglia 67
5.7 Esecuzione e dimensionamento della struttura portante 69
5.8 Esecuzione e dimensionamento della griglia 72
5.9 Esecuzione e dimensionamento delle fondazioni 77

6 La malta d'ancoraggio nella costruzione di opere di premunizione contro le valanghe 99
6.1 Generalità 99
6.2 Malta d'ancoraggio normale 100
6.3 Malta d'ancoraggio speciale per l'impiego nel permafrost 103

7 Premunizioni contro le valanghe nel permafrost 105
7.1 Generalità 105
7.2 Indagini geognostiche 108
7.3 Valutazione della tendenza allo scorrimento del sottosuolo 113
7.4 Opere di premunizione nel permafrost 115
7.5 Ancoraggio nel permafrost (terreno sciolto o roccia) 120
7.6 Impiego della malta nel permafrost 123
7.7 Manutenzione 124
7.8 Diagramma delle fasi di progettazione 125

8	Omologazione	127
8.1	Scopo	127
8.2	Oggetti esaminati	127
8.3	Procedura amministrativa	128
8.4	Requisiti	129
8.5	Esami	129
8.6	Documentazione richiesta	131
8.7	Costi dell'omologazione	133
8.8	Validità dell'omologazione	133
8.9	Liste dei tipi di strutture e delle malte omologati	133
8.10	Vincolo del segreto e divulgazione a terzi	133

Allegato	135
Figure	135
Tabelle	136

> Abstracts

The technical guideline regulates the planning of snow supporting structures and the dimensioning of separated structures. The procedures and criteria for type approval, together with the requirements for supporting structures and anchor grout are specified. Further, an overview of the effects of snow pressure and instructions on the planning of defense structures in permafrost are given. The guideline draws heavily on past experience gained with supporting structures, and is complementary to the relevant SIA standards. It is directed towards designers and project engineers.

Keywords
Defense structures,
avalanche protection,
type approval,
guideline, permafrost

Die vorliegende technische Richtlinie regelt die Projektierung von Stützverbauungen und die Bemessung von gegliederten Stützwerken. Der Ablauf der Typenprüfung und die Prüfkriterien sowie Anforderungen an Stützwerke und Ankermörtel werden festgelegt. Weiter wird eine allgemeine Übersicht über die Schneedruckwirkung gegeben sowie Angaben gemacht, wie Lawinenverbauungen im Permafrost zu planen sind. Die technische Richtlinie stützt sich stark auf die in der Vergangenheit im Stützverbau gemachten Erfahrungen ab und ergänzt die einschlägigen SIA-Normen. Sie richtet sich an Konstrukteure und Projektverfasser.

Stichwörter
Stützverbau,
Lawinenschutz,
Typenprüfung,
Richtlinie,
Permafrost

La présente directive réglemente l'élaboration du projet de construction de paravalanches et le dimensionnement des ouvrages de stabilisation composés. Elle définit le déroulement de l'examen des types d'ouvrages, les critères du test ainsi que les exigences liées aux ouvrages de protection et aux mortiers d'ancrage. Un aperçu général des effets de la pression de la neige et des indications sur la planification des paravalanches dans le pergélisol y sont également présentés. Largement inspirée de l'expérience acquise, cette directive complète les normes SIA en vigueur. Elle s'adresse aux constructeurs et aux auteurs de projets.

Mots-clés
Ouvrage de stabilisation,
protection contre les avalanches,
examen des types d'ouvrages,
directive,
pergélisol

Questa direttiva tecnica disciplina la progettazione delle opere di premunizione e il dimensionamento di opere di sostegno strutturate, stabilisce lo svolgimento dell'omologazione dei tipi di strutture e i criteri di esame e fissa i requisiti posti per le opere di sostegno e la malta di ancoraggio. Inoltre, fornisce una panoramica generale della pressione esercitata dalla neve sulle opere di sostegno e indica come pianificare le opere di premunizione contro le valanghe nel permafrost. La direttiva poggia in gran parte sulle esperienze acquisite in passato nell'ambito delle opere di premunizione e integra le vigenti norme SIA. Si rivolge a costruttori e progettisti.

Parole chiave
opere di premunizione,
protezione contro le valanghe,
omologazione dei tipi di strutture,
direttiva,
permafrost

> Prefazione

Unitamente ai boschi di protezione, le opere di sostegno rappresentano per la Svizzera il più importante sistema di difesa contro le valanghe. Spesso vengono combinati interventi tecnici e interventi biologici. Attualmente possiamo contare su oltre 500 km di opere di sostegno permanenti e circa 150 km di opere di sostegno temporanee combinate con rimboschimenti. La più importante conferma dell'efficacia delle moderne opere di sostegno è avvenuta nell'inverno 1999, quando i ripari esistenti hanno impedito il distacco di numerose valanghe i cui effetti sarebbero stati catastrofici. In Svizzera i più importanti interventi nelle zone di distacco sono stati portati a termine: il grande impegno per il futuro consiste nella manutenzione delle opere esistenti.

Lo sviluppo delle opere di sostegno ha avuto un lungo percorso: dalle terrazze sottomurate si è dapprima passati alle opere in calcestruzzo armato e in alluminio e in seguito ai ponti da neve fondati su ancoraggi e micropali. Nella continua evoluzione della tecnica hanno avuto un ruolo fondamentale le caratteristiche dei materiali, i risultati della ricerca e le nuove esperienze. Il contenuto delle direttive tecniche riconosciute in Svizzera e all'estero è caratterizzato in modo determinante, a partire dagli anni '50, dall'opera del dott. Bruno Salm e, in seguito, di Stefan Margreth dell'Istituto federale per lo studio della neve e delle valanghe (SNV) in collaborazione con l'Istituto federale per le prove sui materiali (EMPA) e con gli specialisti della Commissione federale di esperti in materia di valanghe e caduta di pietre (CEVCP). La presente edizione riveduta della direttiva costituisce il frutto di un'evoluzione tecnica durata più di 50 anni. Rispetto all'ultima edizione del 1990 sono da segnalare la revisione della disposizione grafica, l'adeguamento dei contenuti alle recenti norme SIA sulle strutture portanti e l'aggiunta di nuove conoscenze, derivanti soprattutto dagli eventi dell'inverno 1999. Sono inoltre stati inseriti i capitoli riguardanti l'omologazione dei tipi di strutture e delle marche di malta nonché l'impiego della malta d'ancoraggio nella costruzione di opere di premunizione contro le valanghe.

Se per la costruzione di opere di difesa contro le valanghe vengono chiesti i sussidi federali conformemente all'articolo 36 dalla LFo, tali sussidi possono entrare in considerazione unicamente per tipi di strutture e di malta omologati, i cui requisiti sono definiti in questa direttiva tecnica. L'Ufficio federale dell'ambiente allestisce e pubblica la lista delle strutture e delle malte omologate.

La pressione esercitata dalla neve sulle strutture di sostegno è assai complessa. In questa direttiva tecnica le azioni e i modelli di carico sono descritti in modo molto semplificato per facilitare il compito dei progettisti. Occorre tuttavia osservare che in natura possono manifestarsi azioni e modelli di carico non descritti in questa direttiva tecnica e ciò richiede il massimo impegno da parte dei professionisti che operano in questo settore.

Andreas Götz
Vicedirettore
Ufficio federale dell'ambiente (UFAM)

Dott. Walter J. Ammann
Vicedirettore
Istituto federale di ricerca
per la foresta, la neve e il paesaggio (WSL)

> Scopi e basi legali della direttiva tecnica

Questa direttiva tecnica per la costruzione di opere di premunizione contro le valanghe nella zona di distacco è basata sulla legge forestale (legge federale del 4 ottobre 1991 sulle foreste, LFo, RS 921.0), che tra l'altro formula i principi e i presupposti che regolano la concessione dei sussidi federali per i progetti destinati alla difesa della vita umana e di beni materiali considerevoli dagli eventi naturali (art. 35 e 36 LFo). Nell'ordinanza del 30 novembre 1992 sulle foreste (OFo, RS 921.01) vengono fissate le condizioni per lo stanziamento dei sussidi federali. Fra queste è da annoverare la facoltà dell'UFAM di emanare precise direttive per il settore menzionato (art. 39, cpv. 3 OFo). Se per la costruzione di opere di premunizione contro le valanghe viene richiesto un sussidio, da parte della Confederazione è di rigore, in linea di massima, la messa in opera di strutture e di malte omologate, i cui requisiti sono definiti in questa direttiva tecnica. Gli obiettivi principali sono:

- fornire un aiuto ai responsabili della progettazione, della costruzione e della manutenzione;
- descrivere gli effetti della pressione esercitata dalla neve;
- stabilire il procedimento per il dimensionamento delle strutture composte;
- stabilire i requisiti della malta d'ancoraggio;
- definire i requisiti costruttivi per le opere di premunizione contro le valanghe in terreni permanentemente gelati (permafrost);
- regolamentare la procedura d'omologazione delle strutture.

La costruzione di opere di premunizione contro le valanghe avviene generalmente in altitudine, in luoghi ripidi e difficilmente accessibili, su terreni con caratteristiche diverse. Sistemi di costruzione semplici, robusti, sperimentati e a prezzi favorevoli sono la premessa per opere efficaci e di lunga durata. Questa direttiva tecnica dà molto peso alle esperienze fatte in passato. Per questo motivo, specialmente per quanto riguarda il dimensionamento delle fondazioni e degli ancoraggi, si riscontrano differenze rispetto alla norma SIA 267 (Geotecnica).

Le azioni causate dalla pressione della neve sulle strutture di sostegno sono assai complesse. Spesso si manifestano fenomeni difficilmente prevedibili anche con attente osservazioni e misurazioni. Le indicazioni riportate in questa direttiva tecnica rappresentano una marcata semplificazione rispetto a quanto succede in natura. Il professionista che utilizza questa direttiva deve essere consapevole che ciò gli richiede il massimo impegno.

Questa direttiva tecnica si rivolge ai costruttori di strutture e ai progettisti. Ai primi sono principalmente indirizzati i capitoli 4 «Dimensionamento di opere di sostegno composte» e 8 «Omologazione». Per i progettisti sono particolarmente importanti i

capitoli 3 «Progettazione» e, se la situazione lo richiede, 5 «Costruzioni di opere di premunizione contro le valanghe in terreni permanentemente gelati» (permafrost).

Se nell'ambito di una richiesta di sussidi si dimostra che i requisiti posti dalla direttiva tecnica sono garantiti con altre misure di protezione aventi almeno la stessa efficacia, i sussidi federali possono essere stanziati anche per soluzioni alternative.

1 > Campo d'applicazione

1.1 Limitazioni

La direttiva tecnica è valida per la progettazione di opere di sostegno nella zona di distacco di valanghe. I procedimenti di calcolo e di dimensionamento sono riferiti a strutture composte con superficie d'appoggio rigida o flessibile, perpendicolare o deviante di un angolo δ rispetto alla linea di massima pendenza.

La direttiva tecnica regola:

> la progettazione di opere di sostegno sul terreno;
> i requisiti per i materiali;
> la determinazione delle azioni causate dalla pressione della neve sulle opere di sostegno;
> il dimensionamento delle opere di sostegno e delle loro fondazioni o dei loro ancoraggi
> l'impiego della malta d'ancoraggio nella costruzione di opere di premunizione contro le valanghe;
> la costruzione di opere di premunizione contro le valanghe nel permafrost;
> la procedura d'omologazione delle strutture e della malta d'ancoraggio impiegate nella costruzione di opere di premunizione contro le valanghe.

1.2 Riferimento alle norme SIA

1.2.1 Principi generali

Questa direttiva tecnica è complementare alle norme SIA 261 e 261.1. Se non espressamente indicato valgono le norme SIA attualmente in vigore. Queste norme racchiudono le regole riconosciute dell'arte della costruzione e costituiscono la collezione delle norme svizzere dell'edilizia e del genio civile (cfr. *www.sia.ch)*.

1.2.2 Dimensionamento della sovrastruttura delle opere di sostegno

Se questa direttiva tecnica non contiene altre indicazioni, per il dimensionamento della sovrastruttura delle opere di sostegno valgono le disposizioni delle norme SIA 262, 263 e 265.

1.2.3 Dimensionamento delle fondazioni delle opere di sostegno

Per il dimensionamento delle fondazioni delle opere di sostegno valgono le disposizioni della presente direttiva tecnica. In casi speciali si può far capo alla norma SIA 267 (Geotecnica).

1.3 Altre misure di protezione

A seconda delle condizioni locali, le opere di sostegno possono essere convenientemente affiancate o addirittura sostituite dalle seguenti misure di protezione:

1.3.1 Deflettori

Opere (pareti, tavolati, barriere) che, sfruttando l'effetto del vento, influenzano il deposito della neve da esso trasportata con lo scopo di:

> ostacolare la formazione di cornici o
> ridurre il deposito di neve nelle zone di distacco.

1.3.2 Opere di deviazione

Si tratta di manufatti (terrapieni, muri, cunei, gallerie, costruzioni con effetto trampolino) dimensionati in funzione delle sollecitazioni esercitate dalle valanghe e aventi lo scopo di influenzare il percorso delle masse nevose in movimento mediante deviazione, ripartizione o contenimento.

1.3.3 Opere di arresto

Si tratta di manufatti dimensionati in funzione delle sollecitazioni esercitate dalle valanghe e disposti perpendicolarmente al loro asse di scorrimento, con lo scopo di intercettare la loro massa (terrapieni di arresto) o di ridurre la distanza d'arresto (cunei, speroni o cavalletti frenanti).

2 > Definizioni

2.1 Organizzazioni

AES	Associazione delle aziende elettriche svizzere
CEVCP	Commissione federale di esperti in materia di valanghe e caduta di pietre, Berna
EMPA	Laboratorio federale di prova dei materiali e di ricerca, Dübendorf e San Gallo
SIA	Società svizzera degli ingegneri e degli architetti, Zurigo
SNV	Istituto federale per lo studio della neve e delle valanghe, Davos (l'SNV appartiene all'Istituto federale di ricerca WSL, Birmensdorf)
UFAM	Ufficio federale dell'ambiente, Berna
WSL	Istituto federale di ricerca per la foresta, la neve e il paesaggio, Birmensdorf

2.2 Termini tecnici

Principi generali

Azione variabile	Azione che durante il periodo di riferimento non è presente in modo permanente e la cui intensità non è costante né variabile monotonamente (secondo la norma SIA 260:2003); ad esempio: la pressione della neve.
Campo di bordo	Superficie soggetta alle forze di bordo nel caso di una distanza laterale fra le strutture pari a 2 m.
Campo finale della struttura	Superficie sulla quale agiscono le forze di bordo all'estremità libera di una struttura.
Carico	Forza dovuta alla gravitazione agente su una struttura portante (norma SIA 261:2003).
Coefficiente d'influenza	Il coefficiente d'influenza di un elemento la cui larghezza è limitata costituisce il rapporto fra la pressione della neve effettivamente sopportata dallo stesso e quella che sopporterebbe in un settore di una parete continua dalla stessa larghezza.
Dimensionamento	Determinazione delle dimensioni, dei materiali da costruzione (incluse le loro proprietà) e sviluppo dei dettagli costruttivi di una struttura portante sulla base di considerazioni costruttive o legate all'esecuzione o sulla base di verifiche di calcolo (secondo la norma SIA 260:2003).
Effetti dell'azione	Risposta della struttura portante alle azioni (tensioni, sforzi interni, reazioni, deformazioni, ecc. secondo la norma SIA 260:2003.
Opera di sostegno	Insieme di più strutture di sostegno.
Resistenza del terreno di fondazione	Limite della resistenza del terreno di fondazione (resistenza del terreno, resistenza alla rottura, resistenza allo scivolamento, resistenza al taglio secondo la norma SIA 267:2003.
Resistenza ultima	Limite della resistenza (secondo le norme SIA 260, 262, 263, 265 e 267:2003).
Soliflusso	Scorrimento verso valle degli strati superficiali sciolti e inzuppati d'acqua del terreno.
Struttura singola	Struttura di sostegno isolata, normalmente con 2 puntoni e 2 montanti.
Valore caratteristico	Valore di un'azione, di una grandezza geometrica oppure di una proprietà del materiale da costruzione o del terreno, ricavato usualmente su base statistica (valore medio, valore superiore o inferiore) o eventualmente quale valore nominale o quale valore probabile prudente (secondo la norma SIA 260:2003). I valori caratteristici non comprendono coefficienti di resistenza. Le pressioni della neve riportate in questa direttiva tecnica sono valori caratteristici.
Valore di dimensionamento	Valore introdotto in una verifica, determinato a partire da un valore caratteristico o da un altro valore rappresentativo, oppure quale funzione di valori determinati mediante coefficienti parziali o di conversione oppure definito direttamente in particolari circostanze (secondo la norma SIA 260:2003).

Sovrastruttura

Barra	Elemento della griglia di una rastrelliera da neve in acciaio (per le strutture in legno cfr. «travetti»).
Griglia	Superficie d'appoggio formata da traverse, barre o travetti.
Legname della griglia (travetti)	Elementi della griglia delle rastrelliere da neve in legno.
Longarina	Elemento della struttura portante che non è a contatto con il terreno e sul quale appoggiano le barre o i travetti di una rastrelliera.
Montante	Elemento della struttura portante sul quale appoggiano le traverse del ponte da neve o le longarine della rastrelliera.
Ponte da neve	Struttura con traverse parallele alla linea di livello.
Puntone	Elemento della struttura portante che sostiene, verso valle, il montante o la longarina.
Rastrelliera da neve	Struttura con le barre perpendicolari alla linea di livello.
Rete	Superficie d'appoggio composta da funi.
Rete da neve	Struttura con la superficie di sostegno in rete.
Struttura portante	È composta da tutti gli elementi che trasmettono alle fondazioni le forze agenti sulla griglia.
Superficie di sostegno	Superficie complessiva in grado di sostenere la coltre nevosa (superficie all'interno del perimetro di una griglia o di una rete).
Traverse	Elementi della griglia dei ponti da neve.

Fondazione

Ancoraggio con bulbo	Ancoraggio in terreno sciolto (da ghiaioso a sabbioso) con una cavità (bulbo) all'estremità inferiore ottenuta mediante esplosione e riempita con malta d'ancoraggio.
Ancoraggio con guaina	Ancoraggio senza bulbo avvolto in una guaina (calza) a rete per evitare inutili perdite di malta.
Ancoraggio senza bulbo	Ancoraggio senza bulbo in terreno sciolto grossolano (ghiaia irregolare o blocchi).
Fondazione	Insieme delle misure atte a trasmettere al terreno i carichi e le forze agenti su una struttura (secondo norma SIA 267, ed. 2003).
Fondazione in calcestruzzo	Fondazione eseguita nel punto in cui la struttura viene posata (ad es. plinto in calcestruzzo).
Fondazione in calcestruzzo	Fondazione eseguita nel punto in cui la struttura viene posata (ad es. plinto in calcestruzzo).
Lunghezza ancorata	Lunghezza attraverso la quale la forza è trasmessa al blocco del tirante (secondo norma SIA 267:2003).
Micropalo	Elemento della fondazione atto alla trasmissione delle forze di compressione, messo in opera previa perforazione.
«Riegel»	Elemento di collegamento, resistente alla trazione e alla compressione, fra la fondazione del montante e quella del puntone.
Soglia	Elemento della struttura portante della rastrelliera, interrato o appoggiato sul terreno, che serve a sostenere le barre e i travetti.
Strato superficiale	Strato parallelo al pendio avente uno spessore di 0.5 m nel quale il terreno presenta una resistenza molto ridotta.
Tirante	Elemento della fondazione atto alla trasmissione delle forze di trazione, messo in opera previa perforazione.
Tirante in roccia	Tirante per la trasmissione delle forze di trazione alla roccia da compatta a leggermente fessurata, messo in opera previa perforazione.
Tirante in terreno sciolto	Tirante per la trasmissione delle forze di trazione al terreno sciolto.

Fig. 1 > Ponte da neve.

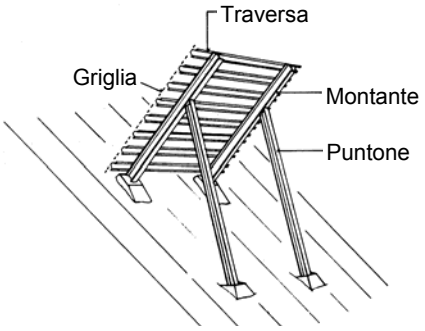


Fig. 2 > Rastrelliera da neve.

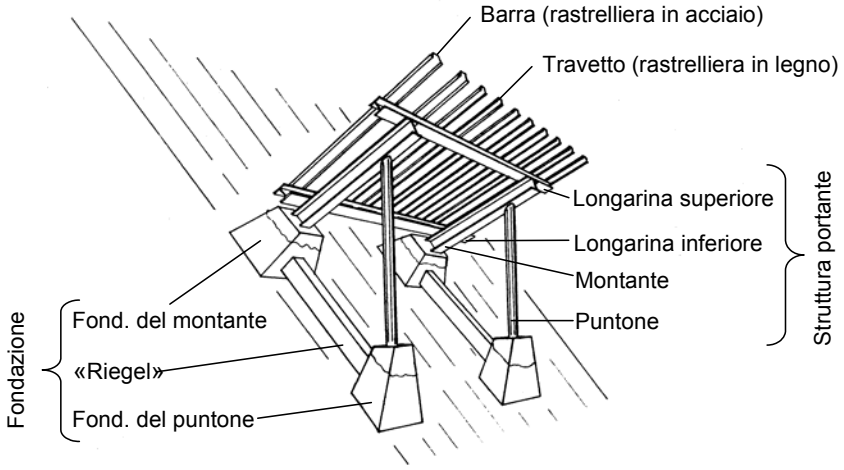
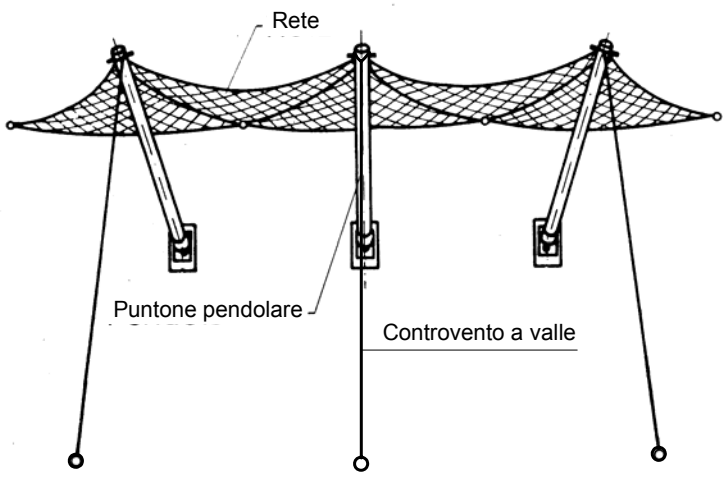


Fig. 3 > Rete da neve.



2.3 Unità di misura e osservazioni relative ai simboli

In questa direttiva tecnica vengono adottate le unità di misura SI

> azioni: kN, kN/m, kn/m²
> tensioni e resistenze: N/mm², kN/m²
> la densità è espressa in massa per unità di volume 1t/m³ =1000 kg/m³.

Osservazioni riguardanti i simboli applicati in questa direttiva tecnica:

> Gli angoli sono espressi nella suddivisione sessagesimale (360°).
> L'indice nei simboli relativi alle forze significa sempre forza per unità di lunghezza (carico per metro lineare).
> I simboli relativi a forze senza l'indice citato significano risultanti su determinate lunghezze.
> Le forze indicate in neretto sono riferite all'altezza totale della struttura, quelle con caratteri normali ad elementi della struttura o ad un'unità di superficie (pressione specifica).
> La terminologia relativa alle valanghe è ricavata dal'«Atlante delle valanghe, classificazione internazionale illustrata delle valanghe» (pubblicato dall'Unesco nel 1981).

2.4 Simboli

I simboli usati in questa direttiva tecnica non corrispondono necessariamente a quelli delle norme SIA.

Simbolo	Unità di misura	Descrizione	Capitolo
A	m	Intervallo laterale tra le opere (misurato lungo la linea di livello)	3.8.1, 5.5.2.4, 8.2.1
a	-	Rapporto per la determinazione di ε (dipendente dal tipo di neve)	4.3, 5.5.2.2
B_K	m	Altezza della griglia, o della rete (misura media, perpendicolare alla linea di livello, della superficie di sostegno)	3.6.3, 5.6.1.2, 5.6.1.4
b	m	Larghezza di carico delle traverse della griglia	5.6.1.2, 5.8.1.1, 5.8.2.1.1
D_{estr}	m	Spessore estremo della neve (il valore più alto dello spessore massimo della neve misurato durante una lunga serie di anni in un luogo ben definito)	3.5.3, 3.6.3
D_K	m	Altezza utile della griglia, o della rete (distanza media tra il bordo superiore della superficie di sostegno e il terreno, analogamente allo spessore della neve)	3.6.3, 5.5.2.3, 5.5.2.4, 5.6.1.2, 5.8.1.2.1, 8.2.1
D_{max}	m	Spessore massimo della neve (valore massimo misurato durante un inverno in un luogo ben definito)	3.5.3
D	m	Spessore della neve in senso generale (misurato perpendicolarmente al pendio)	3.5.3, 3.6.3, 4.4
E	N/mm²	Modulo d'elasticità della malta d'ancoraggio	6.2.1.3, 6.2.1.4
E_d	kN	Valore di dimensionamento dell'effetto di un'azione (sollecitazione).	5.2.2.1, 5.9.7.1.8
FS	-	Resistenza al gelo della malta d'ancoraggio	6.2.1.3, 6.2.1.4, 6.2.2.9, 6.3.1.5
F_C	m²	Superficie della fondazione	5.9.5.3.1, 5.9.6.5

Simbolo	Unità di misura	Descrizione	Capitolo
F_k	kN	Valore caratteristico delle forze di trazione o di compressione nel tirante, e nel micropalo	5.9.7.1.6, 5.9.7.1.8, 7.5.4.4, 7.5.4.5, 7.5.4.7
fc	N/mm²	Resistenza alla compressione della malta d'ancoraggio	6.2.1.4, 6.2.2.9, 6.3.1.5
f_C	-	Coefficiente di altitudine	3.10.1, 3.10.6, 5.5.2.1, 5.5.4, 5.7.4.1, 8.2.1
f_L	-	Coefficiente di distanziamento (impiegato per la determinazione di L)	3.7.2
f_R	-	Coefficiente di bordo (per il calcolo delle forze di bordo)	3.10.1, 5.5.2.4, 5.5.3.3
f_S	-	Coefficiente di riduzione della componente, parallela al pendio, della pressione della neve usato per il dimensionamento delle opere di sostegno flessibili	5.7.4.1
G'	kN/m'	Peso del prisma di neve compreso tra la superficie di sostegno e il piano perpendicolare al pendio passante attraverso l'intersezione della superficie di sostegno con il terreno	4.4, 5.5.2.3, 5.7.4.4
G'_N, G'_Q	kN/m'	Componenti di G' parallela e, perpendicolare al pendio. Simboli usati nell'edizione 1990 per la definizione di cui sopra: $G'_{n'}$, $G'_{q'Q}$	4.4, 5.5.2.5
g	m/s²	Accelerazione di gravità terrestre	4.2, 4.4
H_{estr}	m	Altezza estrema della neve (il valore più alto dell'altezza massima della neve misurato in un luogo ben definito durante una lunga serie di anni)	3.5.2, 3.5.4, 3.6.2, 3.10.3, 5.5.1
$\overline{H}_{estr}$	m	Media areale dell'altezza estrema della neve (media delle altezze estreme della neve misurate in una zona, analogamente a H_{max})	3.5.2, 3.5.4
H_K	m	Altezza della struttura (misurata verticalmente)	3.4.2.1, 3.6.2, 3.7.2.1, 3.10.3, 5.5.2.1, 5.5.3.1, 5.5.3.4, 5.5.4, 5.7.4.1, 5.8.1.3.3, 5.8.2.3.2, 5.8.3.4
H_{max}	m	Altezza massima della neve (valore massimo misurato durante un inverno in un luogo ben definito)	3.5.1, 3.5.2, 3.5.4
$\overline{H}_{max}$	m	Media areale dell'altezza massima della neve (media delle altezze massime della neve H_{max} in una zona)	3.5.2, 3.5.4
H	m	Altezza della neve in senso generale (misurata verticalmente)	3.10.1, 4.2,
h	m	Altezza della neve con la pressione specifica della neve relativa al modello di carico 2	5.5.3.1, 5.5.3.2
K	-	Coefficiente di scorrimento (dipendente dalla densità della neve e dall'inclinazione del pendio)	3.10.1, 3.10.4, 4.2, 5.5.2.1
L	m	Distanziamento fra le strutture (misurato lungo la linea di massima pendenza)	3.4.5.2, 3.7.2.1, 3.8.2
l	m	Lunghezza della struttura (lunghezza effettiva di una struttura misurata lungo la linea di livello)	3.9.1, 5.8.1.3.4, 5.8.3.5
Δl	m	Lunghezza d'applicazione delle forze di bordo (misurata lungo la linea di livello)	4.5, 5.5.2.4, 5.5.3.3
N	-	Coefficiente di slittamento (dipendente dalla rugosità del terreno e dall'esposizione)	3.7.2.3, 3.10.1, 3.10.5, 4.2, 4.3, 4.6.1, 5.5.2.1, 5.5.2.2, 5.5.2.4, 5.5.4, 5.7.4.1, 8.2.1
P'	kN/m'	Componente di R' perpendicolare alla superficie di sostegno	5.6.1.2
p'_B	kN/m'	Carico, perpendicolare alla superficie di sostegno, agente su una traversa	5.6.1.2, 5.8.1.2.2, 5.8.1.2.4, 5.8.2.2
p_h	kN/m²	Pressione specifica della neve perpendicolare alla superficie di sostegno nel modello di carico 2	5.6.1.2, 5.6.1.3, 5.8.1.2.2, 5.8.2.2
Q'	kN/m'	Componente di R' parallela alla superficie di sostegno	5.8.1.2.1
Q_k	kN	Valore caratteristico di un'azione variabile	5.2.2.1
q'_B	kN/m'	Carico, parallelo alla superficie di sostegno, agente su una traversa	5.8.1.2.1, 5.8.1.2.2, 5.8.1.2.3, 5.8.1.2.4
q_h	kN/m²	Pressione specifica della neve parallela alla superficie di sostegno nel modello di carico 2	5.8.1.2.1
q'_S	kN/m'	Carico trasversale del puntone perpendicolare al suo asse	4.6.1, 5.5.4

Simbolo	Unità di misura	Descrizione	Capitolo
R'	kN/m'	Risultante di tutte le forze esercitate dalla neve	5.5.2.5, 5.5.2.6, 5.6.1.2, 5.8.1.2.1,
R_d	kN	Valore di dimensionamento della resistenza ultima secondo le norme SIA	5.2.2.1, 5.2.2.2, 5.2.2.4, 5.2.3.2, 5.2.3.3, 5.9.7.1.8
R_k	kN	Valore caratteristico della resistenza ultima secondo le norme SIA	5.2.2.1, 5.2.3.3
$R_{a,k}$	kN	Resistenza ultima esterna di un tirante o resistenza caratteristica all'estrazione	5.9.7.1.5, 5.9.7.1.8, 5.9.7.2.5, 5.9.7.4.4, 5.9.7.5.5, 7.5.4.4
S'_N	kN/m'	Componente della pressione della neve parallela al pendio (pressione di scorrimento e di slittamento)	4.2, 4.3, 4.5, 4.6.1, 5.5.2.1, 5.5.2.2, 5.5.2.4, 5.5.2.5, 5.5.6, 5.7.4.1
S'_Q	kN/m'	Componente della pressione della neve perpendicolare al pendio (pressione di scorrimento)	4.3, 5.5.2.2, 5.5.2.5, 5.7.4.3
S'_R	kN/m'	Componente supplementare, parallela al pendio, della pressione della neve nel campo di bordo di una superficie di sostegno (forza di bordo)	4.5, 5.5.2.4, 5.5.2.5, 5.6.1.4
S_S	kN	Forza laterale agente su una struttura (parallela alla linea di livello)	4.7, 5.5.6, 5.7.4.3, 5.9.7.3.2
s_B	kN/m²	Carico di rottura al taglio, in terreno vergine, lungo le facce di un plinto in calcestruzzo (sollecitazione alla trazione)	5.9.5.4, 5.9.6.4
s^*_B	kN/m²	Carico di rottura al taglio in materiale sciolto di riempimento a contatto della superficie di una fondazione prefabbricata (sollecitazione alla trazione)	5.9.6.4
T_k	kN	Valore caratteristico della forza risultante agente sulla fondazione a monte	5.9.5.3.1, 5.9.5.3.2, 5.9.5.4, 5.9.6.3, 5.9.6.4
t	m	Profondità della fondazione (misurata verticalmente)	5.9.5.4, 5.9.6.4
U_k	kN	Valore caratteristico della forza risultante agente sulla fondazione a valle	5.9.4.2, 5.9.6.5, 5.9.6.6
w	m	Luce netta nella superficie di sostegno (misurata perpendicolarmente agli elementi)	5.8.1.3.1, 5.8.2.3.1, 5.8.3.3
Z	m s..m.	Altitudine	3.5.4, 3.10.6
α	°	Angolo compreso fra la direzione della forza e la parallela al pendio (fondazioni)	8.9.6.6, 5.9.4.4, 5.9.4.5
δ	°	Angolo compreso fra la superficie di sostegno e il piano perpendicolare al pendio	4.4, 5.3.2, 5.5.2.3, 5.6.1.2, 5.8.1.2.1
γ_M	-	Coefficiente di resistenza	5.2.2.1, 5.2.2.2, 5.2.2.4, 5.2.3.2, 5.2.3.3, 5.9.4.1, 5.9.7.1.8
γ_Q	-	Coefficiente di carico per un'azione variabile	5.2.2.1, 5.2.3.1, 5.9.4.1, 5.9.7.1.8
ε	°	Angolo compreso fra la risultante della pressione della neve (addizione vettoriale di S'_N e S'_Q) e la parallela al pendio	4.3, 5.5.2.2,
ε_R	°	Angolo compreso fra la superficie di sostegno e il piano perpendicolare al pendio	5.5.2.6, 5.6.1.2, 5.8.1.2.1
ε_{cs}	%	Variazione in lunghezza (ritiro) della malta d'iniezione degli ancoraggi	6.2.1.4
η	-	Coefficiente di influenza di una struttura in rapporto alla pressione della neve sopportata	4.6.1, 4.6.2, 5.5.4
ρ_H	t/m³	Densità media della neve in funzione dell'altezza estrema della neve H_{estr}	3.10.2, 5.5.2.1, 5.5.3.4
ρ_h	t/m³	Densità media della neve in funzione dell'altezza della neve h	5.5.3.4
ρ	t/m³	Densità media della neve (valore generale)	3.10.1, 4.2, 4.4, 5.7.4.4
σ_α	kN/m²	Resistenza specifica del terreno	5.9.5.3.1, 5.9.4.4, 5.9.6.5
$\sigma_{90°}$	kN/m²	Resistenza del terreno perpendicolarmente al pendio	5.9.4.4, 5.9.4.6
σ_O	kN/m²	Resistenza del terreno parallelamente al pendio	5.9.4.4
φ	°	Angolo d'attrito relativo allo slittamento della neve sul terreno	3.7.2.1, 3.7.2.2, 3.7.2.3
φ_{Ek}	°	Valore caratteristico dell'angolo d'attrito nella trasmissione degli sforzi di compressione (fondazioni)	5.9.5.4, 5.9.6.4, 5.9.6.6
ψ	°	Angolo d'inclinazione del pendio	3.5.3, 4.2, 4.3, 4.4, 5.5.2.2, 5.5.2.3, 5.9.4.4, 8.2.1

3 > Progettazione delle opere di sostegno

3.1 Fattori che innescano la formazione delle valanghe

3.1.1 Valanghe di lastroni

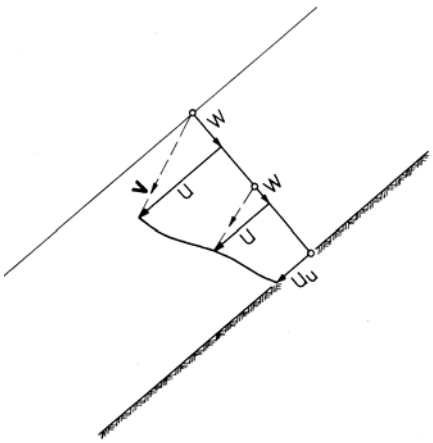
3.1.1.1 Origine dei fenomeni di scorrimento e di slittamento

La coltre nevosa che ricopre un pendio è soggetta a scorrimento e, secondo le condizioni di aderenza fra terreno e neve, a slittamento lungo la superficie del terreno (figura 4).

Questi movimenti dipendono dai seguenti fattori:

> pendenza del terreno,
> spessore della coltre nevosa,
> rugosità del terreno,
> caratteristiche della neve (deformabilità, attrito e, in particolare, contenuto d'acqua di contatto fra terreno e neve).

Fig. 4 > Velocità di scorrimento e di slittamento della coltre di neve.



v (u, v, w) vettore risultante della velocità
u componente, parallela al pendio, della velocità
u_u velocità di slittamento
$u-u_u$ velocità di scorrimento parallela al pendio
w velocità di scorrimento perpendicolare al terreno

3.1.1.2 Zona neutra

Se i fattori di cui sopra non presentano variazioni locali, i profili della velocità devono risultare ovunque identici. In questo caso, il peso della coltre nevosa si trasmette in ogni punto direttamente al suolo come pressione normale e tensione di taglio. Questo è lo stato della cosiddetta zona neutra, caratterizzata dall'assenza di variazioni di tensioni nelle direzioni parallele al pendio. Le variazioni locali dei citati fattori determinano zone di maggior tensione di trazione, di compressione e di taglio nei piani perpendicolari al pendio.

3.1.1.3 Distacco delle valanghe di neve a lastroni

Questo tipo di valanghe è caratterizzato dallo scivolamento simultaneo, su una grande superficie, di un lastrone di neve che acquista rapidamente velocità. La premessa affinché ciò possa verificarsi è la presenza di strati di neve con una certa coesione sopra uno strato debole o una zona fragile di contatto fra strati. Il collasso (rottura primaria di taglio) ha origine all'interno dello strato debole o della zona fragile di contatto, dove le tensioni locali superano la resistenza della neve. La rottura primaria si propaga molto velocemente in tutte le direzioni, dando man mano origine a rotture secondarie nello strato sovrastante: la frattura superiore di trazione e le fratture laterali di taglio sono una conseguenza di questo fatto. Al bordo inferiore il lastrone in movimento è limitato da una zona di sbarramento («Stauchwall»). Come fattori scatenanti della rottura primaria entrano in considerazione cause naturali (ad es. il carico supplementare causato dalla neve fresca o una diminuzione della resistenza in seguito ad un repentino riscaldamento) o cause accidentali, come ad esempio il peso di uno sciatore.

3.1.2 Valanghe di neve a debole coesione

Le valanghe di neve a debole coesione hanno origine in uno spazio limitato, in presenza di neve a debole coesione, quando una piccola massa di neve si distacca spontaneamente o in seguito ad un minimo urto (caduta di un sasso o di un blocco di neve) e mette in moto le particelle di neve sottostanti. Questo moto si propaga verso valle seguendo un percorso di larghezza limitata (a forma di pera), mentre la massa di neve in movimento aumenta in continuazione.

3.1.3 Formazione di valanghe e pendenza del terreno

La pendenza minima dalla quale ha avuto origine una valanga è di 17° (31%). Questo caso è praticamente irrilevante. I distacchi su pendii con inclinazione inferiore a 30° (58%) sono rari. Oltre i 45° sono più frequenti le valanghe di neve a debole coesione. Esse scaricano più frequentemente i pendii ed impediscono la formazione di una coltre nevosa carica di tensioni, evitando così il distacco di valanghe di neve a lastroni.

3.2 Funzione ed effetto delle opere di sostegno

3.2.1 Funzione

Le opere di sostegno devono impedire il distacco di valanghe o, per lo meno, rendere inoffensivi i movimenti di neve appena iniziati che non possono essere completamente bloccati. Le valanghe in pieno movimento esercitano forze che le opere di sostegno, di regola, non sono in grado di sopportare.

3.2.2 Effetto

Le opere di sostegno devono opporre allo scorrimento ed eventualmente allo slittamento della coltre nevosa una superficie di sostegno ancorata nel terreno, più o meno perpendicolare al pendio e con un'altezza almeno pari a quella della neve. Ciò comporta uno sbarramento, e le velocità di scorrimento e di slittamento si riducono man mano che la neve si avvicina all'ostacolo. Nella zona di sbarramento, che si estende praticamente su una distanza parallela al pendio uguale ad almeno 3 volte l'altezza verticale della neve (distanza che dipende essenzialmente dall'entità dello slittamento), si producono nella neve tensioni di compressione supplementari parallele al pendio. Queste vengono assorbite dalla superficie di sostegno con una conseguente diminuzione delle tensioni di taglio ed, eventualmente, di trazione, cause principali della formazione di valanghe di neve a lastroni.

In caso di frattura le opere di sostegno impediscono il distacco della vecchia coltre nevosa e limitano la superficie della zona in cui possono propagarsi le fratture di taglio. Grazie all'effetto frenante delle strutture, la velocità viene ridotta (i danni causati dalle valanghe sono direttamente proporzionali alla velocità delle masse nevose in movimento). Da segnalare, infine, l'effetto favorevole derivante dal potere di intercettazione delle opere di sostegno.

3.2.3 Margine di manovra nella disposizione e nel dimensionamento delle strutture

La direttiva tecnica concede un certo margine di manovra per quanto riguarda la disposizione e il dimensionamento delle strutture. Questa libertà deve essere utilizzata per adattare le opere di sostegno alle esigenze dei beni da proteggere o **al rischio residuo ritenuto ammissibile.** Per la valutazione delle esigenze, oltre alle **caratteristiche dei beni da proteggere** (ad es. zona abitata o no), occorre tenere in considerazione la loro **situazione topografica** in rapporto alla zona di distacco, alla zona di scorrimento e alla zona di arresto (ad es. le esigenze di protezione sono elevate se gli oggetti sono situati nella zona di scorrimento).

3.3 Tipi di strutture

3.3.1 Strutture di sostegno rigide

Se ai movimenti di scorrimento e di slittamento della coltre nevosa viene contrapposta una parete di sostegno che subisce solo piccole deformazioni elastiche si parla di una superficie o di una struttura di sostegno rigida (ad es. ponte da neve con traverse in acciaio, cfr. fig. 1).

3.3.2 Strutture di sostegno flessibili

Se invece la superficie di sostegno può, fino ad un certo grado, adattarsi ai citati movimenti si parla di una superficie o di un'opera di sostegno flessibile (ad es. reti da neve, cfr. fig. 3).

3.3.3 Esigenze poste ad una struttura di sostegno

Come risulta a 3.2.2, una struttura di sostegno è sollecitata sia dalla pressione della neve che da forze dinamiche. Se la pressione statica della neve è determinante per il dimensionamento (5), un'opportuna disposizione delle opere (conformemente a 3.7) dovrebbe limitare l'ampiezza di possibili forze dinamiche in modo tale che le strutture non vengano danneggiate o subiscano al massimo danni di poco conto.

3.3.4 Scelta del tipo di struttura

La scelta del tipo di struttura deve avvenire in funzione delle esigenze dei beni da proteggere (3.2.3), tenendo in considerazione le condizioni locali di innevamento, la topografia e le caratteristiche del terreno di fondazione. Le reti da neve sopportano meglio i movimenti di scorrimento e la caduta di sassi (cfr. 7.4.3.1) ma sono più difficili da ancorare in terreno sciolto.

3.4 Pendenze che necessitano opere di sostegno

3.4.1 Pendenze che necessitano opere di sostegno

I pendii con inclinazione compresa fra 30° e 50° (58%–119%) devono di regola essere premuniti.
In casi eccezionali devono essere premunite anche zone più o meno inclinate, ad esempio zone di minor pendenza al di sopra di pendii ripidi o comparti meno scoscesi all'interno di una zona di distacco.

3.4.2 Disposizione delle strutture nella parte più alta del pendio

3.4.2.1 Cornici

Le strutture di sostegno vanno innanzitutto messe in opera sotto **i più alti fronti di rottura** di valanghe di neve a lastroni osservati o potenziali (3.1.1), in modo tale che essi vengano ancora a trovarsi nella zona utile di sbarramento determinata dalle strutture. Secondo il capitolo 3.2.2 ciò si verifica se i filari di strutture vengono eretti ad una distanza dal fronte di rottura non superiore a 2–3 H_k.

3.4.2.2 Cornici

Se il pendio da premunire è limitato verso l'alto da una cresta sulla quale può formarsi una cornice di notevoli dimensioni, le strutture superiori devono essere erette il più vicino possibile alla base della cornice, evitando tuttavia che vengano seppellite. 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 con la costruzione, prima delle strutture di sostegno, di opere che influenzano il deposito della neve trasportata dal vento.

3.4.2.3 Terreno roccioso

Le strutture superiori devono essere particolarmente solide anche nel caso in cui la zona da premunire è sovrastata da un pendio roccioso molto ripido. In caso di pericolo di caduta di sassi, devono essere provviste di una superficie di sostegno particolarmente resistente: entrano in considerazione reti da neve, griglie massicce in acciaio o una copertura con legname. In determinati casi i danni derivanti da crolli di roccia o da caduta di sassi o blocchi di ghiaccio da pareti rocciose non premunibili possono essere evitati con opere di deviazione o di arresto (terrapieni, reti paramassi).

3.4.2.4 Zone di distacco secondarie

Le opere di sostegno vanno innanzitutto realizzate fin sotto i più alti fronti di rottura di valanghe di neve a lastroni osservati o potenziali. A seconda della situazione occorre verificare se più in alto possono staccarsi valanghe in grado di raggiungere la zona premunita. Per questa verifica bisogna ipotizzare una situazione nivometeorologica estrema.

3.4.3 Disposizione del filare inferiore delle strutture di sostegno

A valle della zona premunita si manifestano, di regola, nuove zone di distacco secondarie. Per questo motivo la zona da premunire deve estendersi verso il basso fintanto che:

> la pendenza del terreno diventa costantemente inferiore a **30°** (58%) circa,
> si può ritenere che le valanghe staccatesi al di sotto della zona premunita o le masse di neve provenienti dalla zona premunita non possono assumere **proporzioni tali da arrecare danni.**

In quest'ultimo caso la valutazione deve essere fatta in funzione della situazione topografica e delle caratteristiche dei beni da proteggere.

3.4.4 Disposizione delle opere in funzione della direzione della pressione della neve

Nella planimetria, le superfici di sostegno delle opere devono essere disposte il più perpendicolarmente possibile alla presunta direzione della risultante della pressione della neve (importante negli avvallamenti stretti).

3.4.5 Estensione laterale di una premunizione di sostegno

3.4.5.1 Principio

Le opere di sostegno, già a partire dall'alto (zona di rottura), dovrebbero estendersi in larghezza in modo tale da coprire un'intera unità di terreno, appoggiandosi lateralmente a delimitazioni naturali (costoni) come illustrato nella figura 5. Se i filari di opere vanno a finire in zone libere, non protette dall'alto, occorre provvedere alla messa in opera di strutture di bordo rinforzate conformemente a 5.5.2.4.

3.4.5.2 Filari degradanti e pareti di separazione

Se, a causa della configurazione del terreno o per motivi economici, ciò non fosse possibile, le opere a confine con la zona non premunita devono essere disposte a filari **nettamente degradanti** dall'alto verso il basso, in direzione del centro della zona da premunire. Cosi facendo si può evitare che le strutture inferiori vengano danneggiate da eventuali valanghe che si staccano immediatamente a lato della zona premunita. 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 a $2D_k$. Le pareti di separazione disposte lungo la linea di massima pendenza e aventi un'altezza verticale di circa $H_k/2$ impediscono lo sconfinamento di valanghe di fondo e riducono sensibilmente le forze di bordo di cui a 4.5. Per poter garantire anche la protezione dei puntoni, tali pareti di separazione devono essere prolungate, sempre a lato delle strutture, fino alle fondazioni dei puntoni.

Fig. 5 > Premunizione completa di un'unità di terreno.

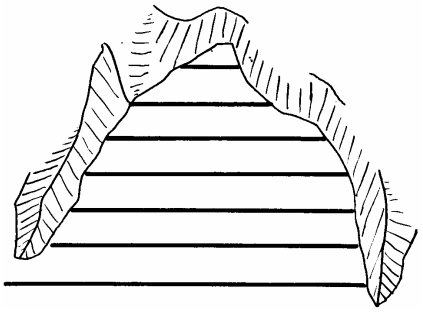
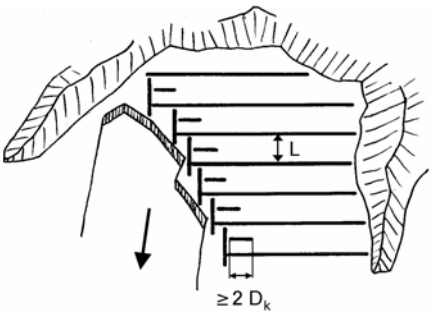


Fig. 6 > Premunizione parziale. Disposizione in file degradanti e separazione del bordo della zona non premunita.



3.4.6 Sistemi di premunizione

3.4.6.1 Disposizione continua

La premunizione continua consiste in lunghi filari di opere orizzontali, che si estendono sull'intera zona da sistemare e che sono interrotti, al massimo, nelle zone dove non possono aver luogo distacchi (fig. 7). Nel settore delle premunizioni permanenti rappresenta il **sistema preferito.**

3.4.6.2 Disposizione discontinua

La premunizione frammentaria viene suddivisa fra disposizione interrotta e disposizione scaglionata.

3.4.6.2.1 Disposizione discontinua

La premunizione interrotta deriva dalla disposizione continua e viene ottenuta intercalando spazi liberi nei filari di strutture orizzontali (fig. 8).

3.4.6.2.2 Disposizione scaglionata

La premunizione scaglionata presenta, rispetto a quella interrotta, uno spostamento alternato in altezza dei singoli filari di strutture (fig. 9).

Fig. 7 > Premunizione continua.

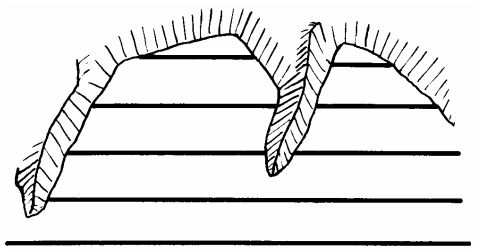


Fig. 8 > Premunizione frammentaria interrotta.

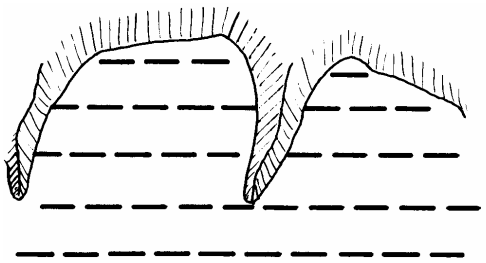


Fig. 9 > Premunizione frammentaria scaglionata.

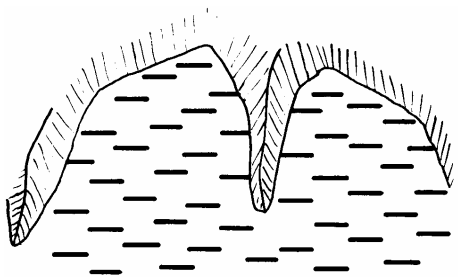
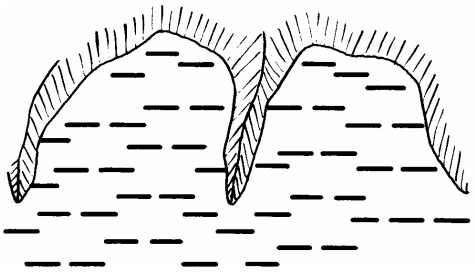


Fig. 10 > Premunizione frammentaria combinata.



3.4.6.3 Vantaggi e svantaggi dei sistemi di premunizione

Tutti i sistemi menzionati comportano vantaggi e svantaggi. A questo proposito si fa riferimento alla tabella n. 1.

3.4.6.4 Scelta del sistema di premunizione

La scelta del sistema di premunizione delle opere deve esser fatta in funzione delle esigenze dei beni da proteggere (3.2.3), tenendo in considerazione le condizioni locali di innevamento e la morfologia del terreno. In presenza di esigenze molto elevate o di frequenti valanghe di neve a scarsa coesione (ad es. ad alta quota o per zone di distacco esposte a Nord) si consiglia esplicitamente la premunizione continua.

Tab. 1 > Vantaggi e svantaggi.

Disposizione	Vantaggi	Svantaggi	Impiego
Continua (cap. 3.4.6.1)	• La propagazione delle rotture di taglio nella coltre nevosa oltre i filari di strutture, sia a monte che a valle, è ampiamente ostacolata. • Ostacolo continuo per le colate di neve. • Forte riduzione delle tensioni di trazione nella coltre nevosa. • Le opere sono sollecitate dalle forze di bordo unicamente alle estremità dei filari (minima sollecitazione complessiva delle opere).	• Ampio e connesso sviluppo, in larghezza, di tensioni persistenti di taglio e di trazione nella coltre nevosa. • Possibile propagazione laterale di danni alle opere. • 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).	• In casi normali
Frammentaria interrotta (3.4.6.2.1)	• Buona capacità di adattamento alla configurazione orizzontale del terreno e alle variazioni locali delle condizioni della neve. • Localizzazione dei danni su singoli elementi. • Eventuale minor costo (rispetto alla disposizione continua).	• Possibile passaggio di parte della neve in movimento attraverso gli spazi liberi fra le strutture. • Sollecitazione delle strutture causate dalle forze di bordo dipendente dalla lunghezza degli spazi liberi. • 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.	• 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
Frammentaria scaglionata (3.4.6.2.2)	• Buona capacità di adattamento alla morfologia del terreno in tutte le direzioni • Ripartizione delle zone residue con tensioni di pressione e di taglio • Lo slittamento della neve è mediamente inferiore rispetto alle opere continue e frammentarie interrotte	• Sollecitazione delle strutture causate dalle forze di bordo simile a quelle di una struttura libera. • Aumento del costo unitario (in rapporto alla disposizione continua e frammentaria interrotta). • La propagazione delle fratture di taglio è possibile in tutte le direzioni.	• 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.

3.5 Altezza della neve

3.5.1 Definizione generale

L'altezza della neve H viene misurata verticalmente. Essa caratterizza l'innevamento del terreno. Se le precipitazioni nevose avvengono verticalmente, in assenza di vento e sono uniformemente distribuite, l'altezza della neve è **indipendente dalla pendenza del terreno.**

3.5.2 Definizione delle altezze della neve

> **Altezza massima della neve H_{max}:** valore massimo dell'altezza della neve misurato in un punto ben definito (ad es. sul luogo di ubicazione di una struttura) durante un inverno.
> **Media dell'altezza massima della neve $\bar{H}_{max}$:** media delle altezze massime H_{max} misurate in una zona relativamente estesa al momento dell'innevamento generale massimo di un inverno.
> **Altezza estrema della neve H_{estr}:** valore massimo prevedibile dell'altezza massima della neve H_{max} sull'arco di molti anni in un punto ben definito (ad es. sul luogo di ubicazione di una struttura).
> **Media areale dell'altezza estrema della neve $\bar{H}_{estr}$:** media dell'altezza estrema della neve H_{estr} sull'arco di parecchi anni, in una zona relativamente estesa, al momento dell'innevamento generale massimo (in media si verifica non più di una volta ogni 100 anni circa).

3.5.3 Definizione dello spessore della neve

Si definisce spessore della neve, e si rappresenta con il simbolo D (D, D_{max}, D_{estr} ecc.), l'altezza della coltre nevosa misurata perpendicolarmente alla superficie del terreno. Tra lo spessore e l'altezza della neve sussiste la seguente relazione, in cui la pendenza del terreno è definita ψ:

$$\boxed{D = H \cdot \cos\psi} \qquad [m] \qquad (1)$$

3.5.4 Determinazione delle altezze estreme della neve

Per la progettazione delle opere di sostegno sono determinanti le altezze estreme della neve H_{estr} nei luoghi in cui dette strutture verranno realizzate (cap. 3.6.2). L'efficacia dell'intervento dipende essenzialmente da una determinazione affidabile dei citati valori. Nella maggior parte dei casi, per le superfici da premunire, mancano tuttavia le osservazioni delle altezze della neve registrate sull'arco di parecchi anni. È quindi necessario basarsi sui rilevamenti effettuati dalle stazioni di osservazione circostanti, e

a questo scopo possono servire i dati comparativi delle stazioni dell'SNV (cfr. i Rapporti invernali –«Winterberichte» – SNV). Le altezze della neve misurate nelle citate stazioni sono rappresentative per zone relativamente vaste e non sono praticamente influenzate dagli effetti derivanti dalla morfologia locale (ad es. ubicazione in una zona pianeggiante del fondovalle). I valori così misurati in un punto definito possono essere considerati come valori medi per una determinata zona (media areale). La ripartizione delle medie areali, relative a vaste regioni, delle altezze estreme della neve $\bar{H}$ext nelle Alpi svizzere è rappresentata nella figura 11.

Come base per la rappresentazione sono state utilizzate le misurazioni delle stazioni di rilevamento dell'SNV e delle stazioni automatiche dell'ENET (SNV e MeteoSvizzera). I periodi di misura variano fra 10 e 66 anni.

Queste altezze non tengono in considerazione l'azione del vento; esse sono state calcolate per un **periodo di ritorno unitario pari a 100 anni** e valgono per tutto il comprensorio delle Alpi svizzere. Per le 4 zone, a dipendenza dell'altitudine, si hanno i seguenti valori (cfr fig. 11):

Zona 1: $\bar{H}_{estr} = 1.00\ (0.15 \cdot Z – 20)$ (2)
Zona 2: $\bar{H}_{estr} = 1.30\ (0.15 \cdot Z – 20)$ (3)
Zona 3: $\bar{H}_{estr} = 1.65\ (0.15 \cdot Z – 20)$ (4)
Zona 4: $\bar{H}_{estr} = 2.00\ (0.15 \cdot Z – 20)$ (5)

$\bar{H}_{estr}$ è la media areale dell'altezza estrema della neve (in cm) e Z è l'altitudine (m s. m.).

Il calcolo dell'altezza estrema della neve determinante per stabilire il sito in cui realizzare un progetto si effettua come segue:

> Misurazione **dell'altezza massima della neve H_{max}** sul sito scelto per realizzare il progetto previsto, possibilmente sull'arco di diversi inverni, mediante sondaggi (con sonde da valanga) o lettura a distanza di aste metriche. Dal momento che è importante conoscere la ripartizione locale, la densità dei punti di misura deve essere determinata in funzione della morfologia del terreno, in modo tale da consentire la percezione di ogni variazione locale dell'altezza della neve (ad es. in avvallamenti stretti). Generalmente occorrono da 25 a 100 misurazioni per ettaro. Al momento dello scioglimento si possono fare utili osservazioni circa la ripartizione delle altezze della neve al suolo.

> Al momento dell'innevamento massimo nel comprensorio da premunire occorre determinare la **media areale dell'altezza massima della neve $\bar{H}_{max}$** in una zona il più possibile rappresentativa per un vasto territorio. Per questo scopo ci si può avvalere delle osservazioni effettuate in una o più stazioni di rilevamento dell'SNV circostanti oppure della lettura di aste metriche ubicate in luoghi favorevoli. Generalmente, la zona da premunire non è adatta a questo tipo di misurazione in quanto si trova quasi sempre in una situazione speciale, ad esempio completamente sopra o sottovento (i dati sono rappresentativi per un territorio di media grandezza).

> Determinazione della **media areale dell'altezza estrema della neve $\bar{H}_{estr}$** sulla base della figura 11, oppure di altri dati affidabili (rappresentativi per un vasto territorio). Su richiesta, l'SNV fornirà ulteriori informazioni.
> Calcolo dell'**altezza estrema della neve H_{estr}** sul luogo di ubicazione di una struttura partendo dal presupposto che, indipendentemente dall'altezza della neve, la ripartizione della stessa è simile di anno in anno:

$$H_{estr} = H_{max} \frac{\bar{H}_{ext}}{\bar{H}_{max}} \qquad [m] \qquad (6)$$

Se le misurazioni sono effettuate sull'arco di diversi anni – come si auspica – i valori di H_{estr} variano per lo più di anno in anno. In questo caso il valore più affidabile è quello derivato dal valore più alto di H_{max}. Se le altezze massime della neve risultano quasi identiche per diversi anni, per il dimensionamento delle opere si dovrà invece prendere in considerazione il valore più alto ottenuto per H_{estr}.

Esempio:

Durante 3 inverni sono stati misurate, Dorfberg sopra Davos, sul luogo di ubicazione di una struttura a 2266 m s. m., le altezze massime della neve H_{max} mediante lettura di un'asta metrica. Il vicino campo di ricerca dell'SNV, posto a 2540 m s. m., ha fornito, per gli stessi giorni, i valori dell'altezza della neve $\bar{H}_{max}$ rappresentativi per una vasta zona (nota: occorre verificare scrupolosamente che i valori forniti dalle stazioni di rilevamento siano realmente rappresentativi per una vasta zona).

Dalla figura 11 si deduce che il campo di ricerca dell'SNV appartiene alla zona 2. La media areale dell'altezza estrema della neve $\bar{H}_{estr}$ risulta quindi essere:

$$\bar{H}_{estr} = 1.30\ (0.15 \cdot 2540 – 20) = \underline{469\ cm}$$

Data Altezze della neve [m]:	8.2.1961	7.4.1962	17.1.1963
- H_{max}	1.50	2.20	1.20
- $\bar{H}_{max}$	2.38	2.75	1.40
- $\bar{H}_{estr}$	4.69	4.69	4.69
Da cui: - H_{estr}	$1.50 \frac{4.69}{2.38} = \underline{2.96}$	$2.20 \frac{4.69}{2.75} = \underline{3.75}$	$1.20 \frac{4.69}{1.40} = \underline{4.02}$

Come base per il dimensionamento entra in considerazione il valore 3.75 m. Il valore massimo assoluto di 4.02 risulta poco attendibile, essendo derivato da un valore di H_{max} manifestamente troppo basso.

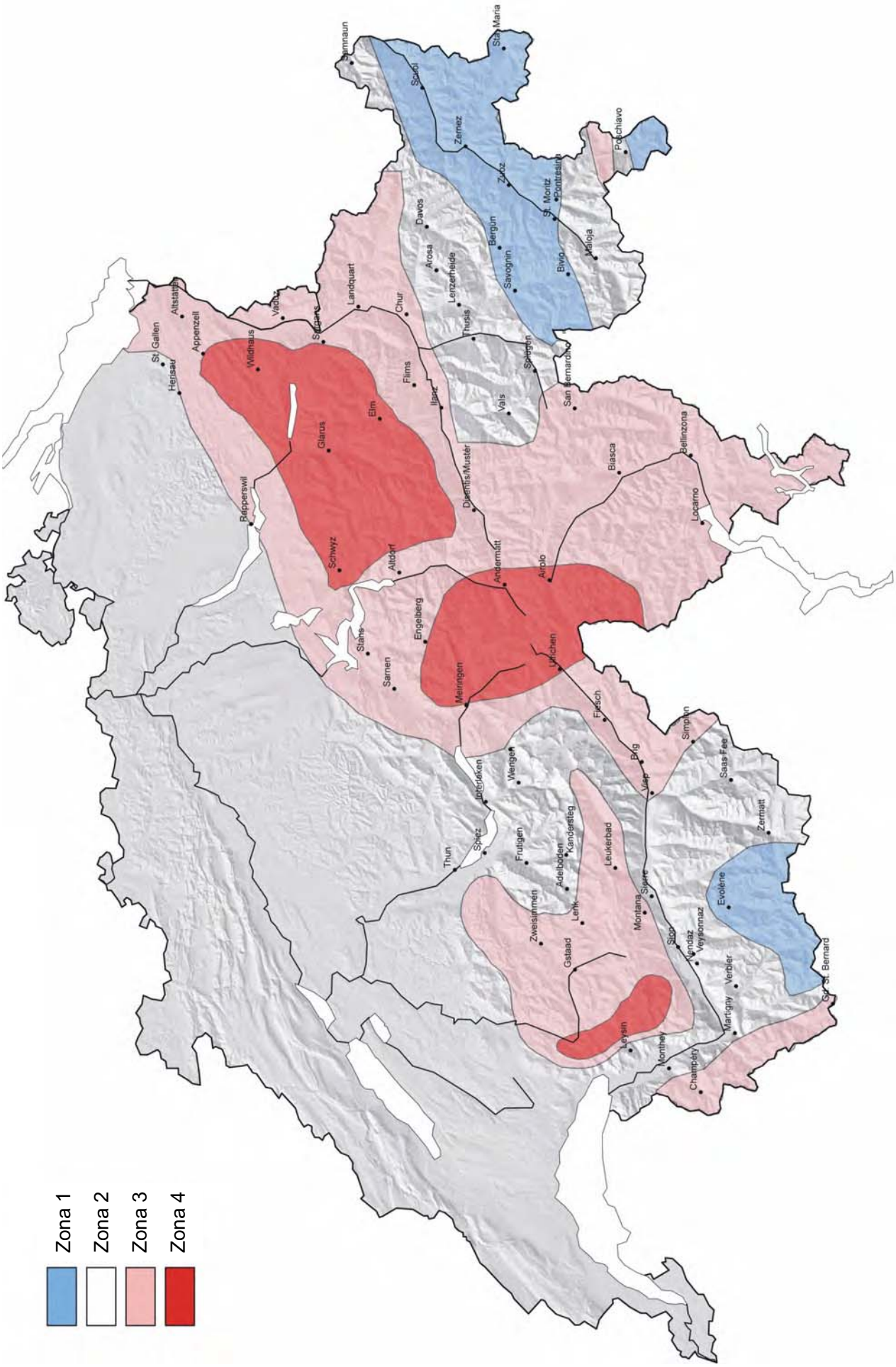


Fig. 11 > Media areale delle altezze estreme della neve $\bar{H}_{estr}$.

3.6 Altezza delle strutture

3.6.1 Definizione dell'altezza di una struttura

L'altezza di una struttura H_k è definita come la distanza media, misurata verticalmente, tra il bordo superiore della superficie di sostegno e il terreno. La definizione relativa ai singoli tipi di strutture è riportata nel capitolo 5 (ponti da neve a 5.8.1.3.3, rastrelliere da neve a 5.8.2.3.2 e reti da neve a 5.8.3.4).

3.6.2 Condizioni concernenti l'altezza delle opere

L'altezza d'opera H_k deve corrispondere almeno all'altezza estrema della neve prevedibile per il sito in oggetto.

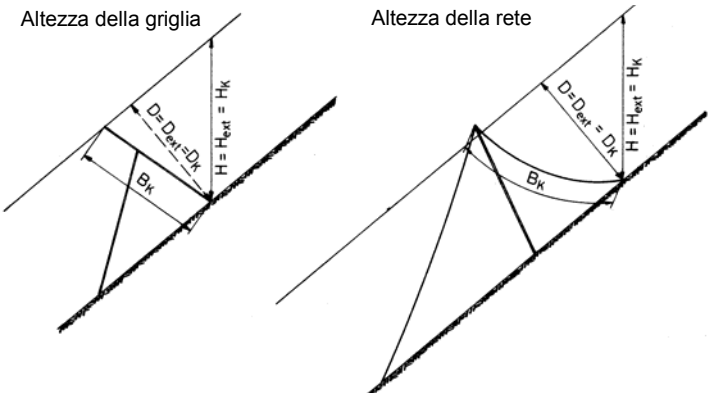
$$H_K \geq H_{estr} \qquad [m] \qquad (7)$$

Dal rispetto di questo requisito fondamentale dipendono da un lato la sicurezza in situazioni che possono dar origine a valanghe dalle conseguenze catastrofiche e dall'altro il procedimento per il dimensionamento delle strutture di sostegno. Se si pone $H_k > H_{estr}$, per il dimensionamento delle strutture di sostegno è determinante H_k. Occorre tener presente che le opere di sostegno, a seconda del tipo di struttura e delle condizioni del vento, esercitano un'influenza più o meno marcata sul deposito della neve al suolo.

3.6.3 Definizione dell'altezza della griglia o della rete

Si definisce come altezza della griglia o della rete B_k la misura media, perpendicolare alla linea di livello, fra il bordo superiore della superficie di sostegno e il terreno (fig. 12).
Per analogia con lo spessore della neve, si definisce altezza utile della griglia o della rete D_k la distanza media, perpendicolare alla superficie del terreno, fra il bordo superiore della superficie di sostegno e il terreno.

Fig. 12 > Altezza della griglia e della rete.



3.7 Distanziamento delle strutture lungo la linea di massima pendenza

3.7.1 Condizioni per il distanziamento fra le strutture

La distanza fra strutture o filari di strutture lungo la linea di massima pendenza deve essere dimensionata in modo tale che, oltre a garantire la funzione principale della premunizione di sostegno secondo 3.2.1, siano contemporaneamente soddisfatte in maniera adeguata le seguenti 3 condizioni:

- le strutture non devono subire danni dalla pressione statica massima esercitata dalla neve;
- parimenti, devono essere in grado di sopportare senza danni le forze dinamiche esercitate dalla neve in movimento;
- la velocità della neve in movimento all'interno di una premunizione non deve superare un determinato valore limite. L'energia cinetica, che influenza in modo determinante i danni a valle della zona premunita, viene cosi ridotta a una dimensione inoffensiva per le strutture.

3.7.2 Formula del distanziamento

3.7.2.1 Calcolo del distanziamento parallelo al pendio

Il distanziamento parallelo al pendio viene calcolato secondo la formula:

$$\boxed{L = f_L \cdot H_K} \qquad [m] \qquad (8)$$

Il coefficiente di distanziamento f_L dipende dalla pendenza del terreno e inoltre, quale conseguenza delle 3 condizioni esposte al capitolo 3.7.1, dall'angolo d'attrito φ fra terreno e neve, dal coefficiente di slittamento N e dall'altezza d'opera H_k. Dalla figura 3 si ricava f_L in funzione dei parametri citati. Con l'aiuto delle 3 serie di curve tan φ, N e H_k = costante si può dedurre il valore determinante di f_L per le condizioni date.

I distanziamenti determinanti L (parallelamente al pendio) e L' (in planimetria) in funzione di D_k sono deducibili anche direttamente dalle tabelle 2.1 e 2.2, nonché 3.1 e 3.2.

3.7.2.2 Considerazione della rugosità del terreno e requisiti di sicurezza

- Per i terreni con superficie liscia (N>2) o con elevati requisiti di sicurezza valgono i valori compresi fra tan φ = 0.55 e 0.50.
- Per i terreni con superficie rugosa (N < 2), se i requisiti di sicurezza non sono troppo elevati valgono i valori per tan φ = 0.60.

3.7.2.3 Valore massimo ammesso per il fattore di distanziamento

Le curve tan $\varphi = 0.60$, $N > 1.3$ e $f_L = 13$ rappresentano i valori massimi ammessi per f_L.

3.7.2.4 Coefficiente minimo di slittamento per il dimensionamento delle strutture

Se per il dimensionamento delle strutture si pone $N = 1.2$, il coefficiente di distanziamento scelto non può trovarsi al di sopra della relativa curva.

3.7.2.5 Opere con altezza rilevante

Se le altezze verticali delle opere H_k sono superiori a 4.5 m, i valori massimi ammissibili per f_L risultano dalle curve corrispondenti.

3.7.2.6 Margine di manovra

Il margine di manovra previsto nel calcolo del distanziamento deve essere utilizzato, conformemente a 3.2.3, per adeguare l'opera di sostegno alle caratteristiche dei beni da proteggere. Normalmente si consiglia di assumere un valore per f_L compreso tra tan $\varphi = 0.55$ e 0.50.

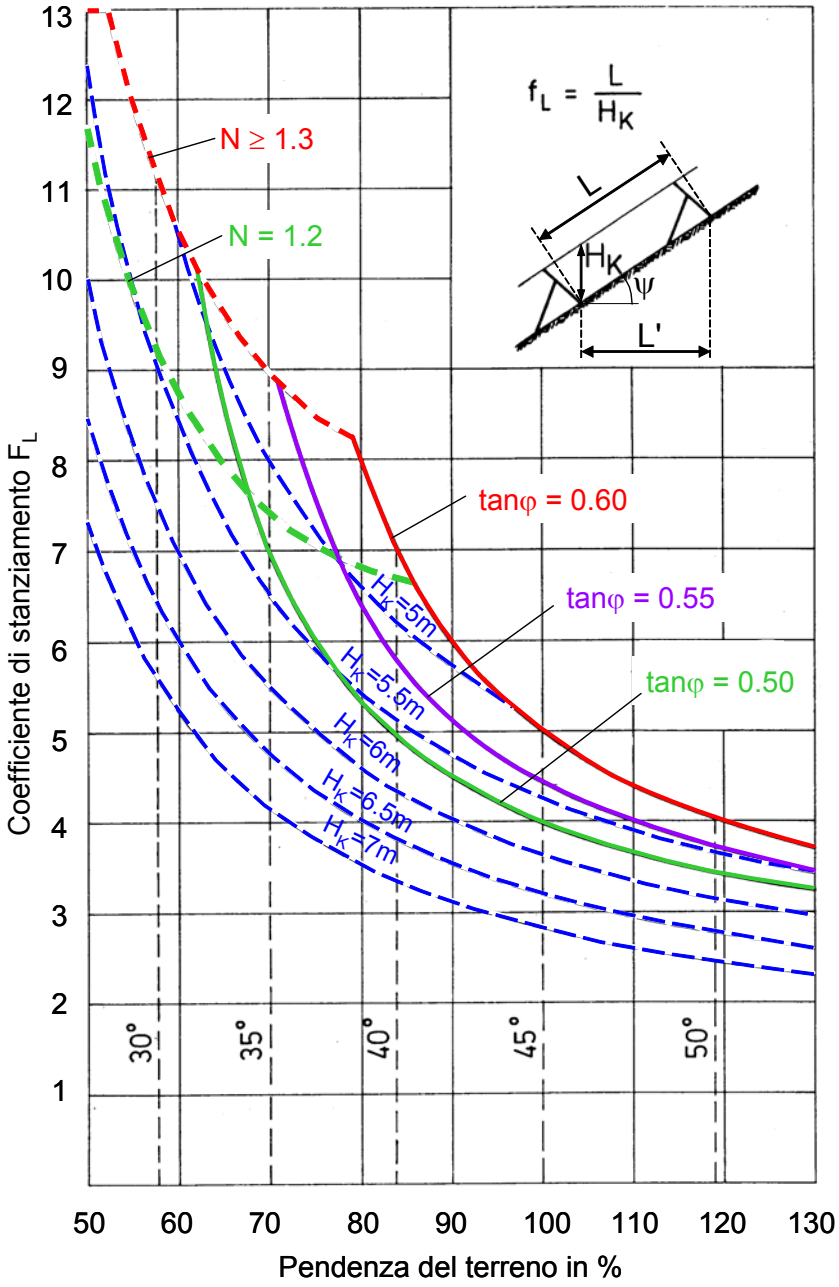
3.7.2.7 Clima

Per conseguire un sufficiente grado di sicurezza, nella scelta dei distanziamenti fra le opere occorre considerare anche le condizioni climatiche. In particolar modo per i versanti esposti a Nord e per le regioni prealpine soggette ad abbondanti precipitazioni si dovranno assumere, se del caso, valori ancora inferiori rispetto a quelli validi per tan $\varphi = 0.50$.

3.7.2.8 Variazione della pendenza del terreno

Se fra i filari di strutture la pendenza è irregolare, per il calcolo di L si assume un angolo ψ pari alla pendenza della retta che collega la base delle strutture.

Fig. 13 > Coefficiente di stanziamento.



Tab. 2.1 > Distanziamento L fra le opere parallele al pendio, conformemente alla figura 13 in (m).

Pendenza del terreno	D_K [m]	H_K [m]	L [m]					
			N = 1.2			N ≥ 1.3		
			tan φ =			tan φ =		
			0.60	0.55	0.50	0.60	0.55	0.50
60 % (31°)	1.5	1.75		15.3			18.4	
	2.0	2.33		20.3			24.6	
	2.5	2.92		25.4			30.7	
	3.0	3.50		30.5			36.9	
	3.5	4.08		35.6			43.1	
	4.0	4.66		40.7			49.2	
	4.5	5.25		45.8			49.1	
	5.0	5.83		43.3			43.3	
70 % (35°)	1.5	1.83		13.6	12.8		16.4	12.8
	2.0	2.44		18.1	17.1		21.8	17.1
	2.5	3.05		22.7	21.4		27.3	21.4
	3.0	3.66		27.2	25.6		32.7	25.6
	3.5	4.27		31.8	29.9		38.2	29.9
	4.0	4.88		36.3	34.2		43.6	34.2
	4.5	5.49		35.9			35.9	
	5.0	6.10		32.5			32.5	
80 % (38.7°)	1.5	1.92	13.1	12.3	10.2	15.4	12.3	10.2
	2.0	2.56	17.4	16.4	13.7	20.5	16.4	13.7
	2.5	3.20	21.8	20.5	17.1	25.6	20.5	17.1
	3.0	3.84	26.2	24.6	20.5	30.7	24.6	20.5
	3.5	4.48	30.5	28.7	23.9	35.9	28.7	23.9
	4.0	5.12		32.1	27.3		32.1	27.3
	4.5	5.76		28.6			28.6	
	5.0	6.40		26.4			26.4	

Tab. 2.2 > Distanziamento fra le opere L parallelamente al pendio, conformemente alla figura 13 in (m).

Pendenza del terreno	D_K [m]	H_K [m]	L [m]		
			N ≥ 1.2		
			tan φ =		
			0.60	0.55	0.50
90 % (42°)	1.5	2.02	12.1	10.4	9.1
	2.0	2.69	16.1	13.8	12.1
	2.5	3.36	20.2	17.3	15.1
	3.0	4.04	24.2	20.8	18.2
	3.5	4.71	28.2	24.2	21.2
	4.0	5.38		26.5	24.2
	4.5	6.05		24.1	
	5.0	6.73		22.4	
100 % (45°)	1.5	2.12	10.6	9.4	8.5
	2.0	2.83	14.1	12.6	11.3
	2.5	3.54	17.7	15.7	14.1
	3.0	4.24	21.2	18.9	17.0
	3.5	4.95	24.7	22.0	19.8
	4.0	5.66		22.8	22.6
	4.5	6.36		21.0	
	5.0	7.07		19.7	
110 % (47.7°)	1.5	2.23	9.8	8.9	8.2
	2.0	2.97	13.1	11.9	10.9
	2.5	3.72	16.3	14.9	13.6
	3.0	4.46	19.6	17.8	16.3
	3.5	5.20	22.5	20.8	19.1
	4.0	5.95		20.2	
	4.5	6.69		18.8	
	5.0	7.43		17.7	
120 % (50.2°)	1.5	2.34	9.4	8.6	8.0
	2.0	3.12	12.5	11.5	10.7
	2.5	3.91	15.6	14.4	13.4
	3.0	4.69	18.7	17.3	16.1
	3.5	5.47		20.1	18.7
	4.0	6.25		18.3	
	4.5	7.03		17.1	
	5.0	7.81		16.2	
130 % (52.4°)	1.5	2.46	9.1	8.5	8.0
	2.0	3.28	12.2	11.4	10.7
	2.5	4.10	15.2	14.2	13.3
	3.0	4.92	18.3	17.1	16.0
	3.5	5.74		18.3	
	4.0	6.56		16.8	
	4.5	7.38		15.8	
	5.0	8.20		15.1	

Tab. 3.1 > Distanziamento fra le opere L' in planimetria, conformemente alla figura 1.3 in (m).

Pendenza del terreno	D_K [m]	H_K [m]	L' = L · cos ψ [m]					
			N = 1.2			N ≥ 1.3		
			tan φ =			tan φ =		
			0.60	0.55	0.50	0.60	0.55	0.50
60 % (31°)	1.5	1.75		13.1			15.8	
	2.0	2.33		17.4			21.1	
	2.5	2.92		21.8			26.4	
	3.0	3.50		26.2			31.6	
	3.5	4.08		30.5			36.9	
	4.0	4.66		34.9			42.2	
	4.5	5.25		39.3			42.1	
	5.0	5.83		37.1			37.1	
70 % (35°)	1.5	1.83		11.1	10.5		13.4	10.5
	2.0	2.44		14.9	14.0		17.9	14.0
	2.5	3.05		18.6	17.5		22.3	17.5
	3.0	3.66		22.3	21.0		26.8	21.0
	3.5	4.27		26.0	24.5		31.3	24.5
	4.0	4.88		29.7	28.0		35.7	28.0
	4.5	5.49		29.4			29.4	
	5.0	6.10		26.6			26.6	
80 % (38.7°)	1.5	1.92	10.2	9.6	8.0	12.0	9.6	8.0
	2.0	2.56	13.6	12.8	10.7	16.0	12.8	10.7
	2.5	3.20	17.0	16.0	13.3	20.0	16.0	13.3
	3.0	3.84	20.4	19.2	16.0	24.0	19.2	16.0
	3.5	4.48	23.8	22.4	18.7	28.0	22.4	18.7
	4.0	5.12		25.1	21.3		25.1	21.3
	4.5	5.76		22.4			22.4	
	5.0	6.40		20.6			20.6	

Tab. 3.2 > Distanziamento delle opere L' in planimetria, conformemente alla figura 1.3 in (m).

Pendenza del terreno	D_K [m]	H_K [m]	L' = L · cos ψ [m]		
			N ≥ 1.2		
			tan φ =		
			0.60	0.55	0.50
90 % (42°)	1.5	2.02	9.0	7.7	6.7
	2.0	2.69	12.0	10.3	9.0
	2.5	3.36	15.0	12.9	11.2
	3.0	4.04	18.0	15.4	13.5
	3.5	4.71	21.0	18.0	15.7
	4.0	5.38		19.7	18.0
	4.5	6.05		17.9	
	5.0	6.73		16.7	
100 % (45°)	1.5	2.12	7.5	6.7	6.0
	2.0	2.83	10.0	8.9	8.0
	2.5	3.54	12.5	11.1	10.0
	3.0	4.24	15.0	13.3	12.0
	3.5	4.95	17.5	15.6	14.0
	4.0	5.66		16.1	16.0
	4.5	6.36		14.8	
	5.0	7.07		13.9	
110 % (47.7°)	1.5	2.23	6.6	6.0	5.5
	2.0	2.97	8.8	8.0	7.3
	2.5	3.72	11.0	10.0	9.2
	3.0	4.46	13.2	12.0	11.0
	3.5	5.20	15.1	14.0	12.8
	4.0	5.95		13.6	
	4.5	6.69		12.6	
	5.0	7.43		11.9	
120 % (50.2°)	1.5	2.34	6.0	5.5	5.1
	2.0	3.12	8.0	7.4	6.9
	2.5	3.91	10.0	9.2	8.6
	3.0	4.69	12.0	11.1	10.3
	3.5	5.47		12.8	12.0
	4.0	6.25		11.7	
	4.5	7.03		10.9	
	5.0	7.81		10.4	
130 % (52.4°)	1.5	2.46	5.6	5.2	4.9
	2.0	3.28	7.4	6.9	6.5
	2.5	4.10	9.3	8.7	8.1
	3.0	4.92	11.1	10.4	9.7
	3.5	5.74		11.1	
	4.0	6.56		10.2	
	4.5	7.38		9.6	
	5.0	8.20		9.2	

3.8 Intervalli laterali fra le opere

3.8.1 Premunizione interrotta

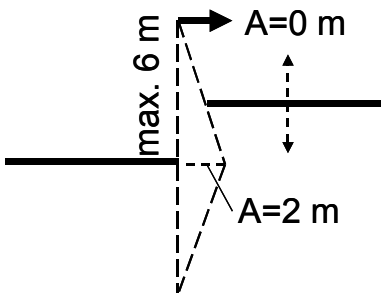
Nel caso di una premunizione interrotta, gli intervalli laterali A fra opere vicine che non sono determinati dalla presenza di zone con pendenze dalle quali di regola non avvengono distacchi di valanghe non devono superare i 2 m.

$$\boxed{A \leq 2\,m} \qquad [m] \qquad (9)$$

Questi intervalli devono essere completamente chiusi, a monte, da strutture situate alla distanza L (ciò non vale naturalmente per la prima fila in alto).

Se le opere vicine sono leggermente dislocate lungo la linea di massima pendenza, la proiezione dell'intervallo nella direzione della massima pendenza deve essere ridotta proporzionalmente al dislocamento delle opere, come indicato nella figura 14.

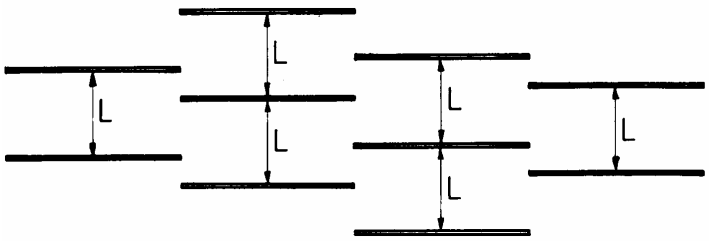
Fig. 14 > Raccorciamento parziale degli intervalli fra le opere.



3.8.2 Premunizione scaglionata

Nella disposizione scaglionata la lunghezza degli intervalli non è definita, ma gli spazi superiori a 2 m devono essere completamente chiusi da opere che, fra di loro, presentano un distanziamento normale L o devono essere parzialmente protetti come indicato nel capitolo 3.8.1.

Fig. 15 > Intervalli laterali fra le opere nella premunizione scaglionata.



3.9 Lunghezze delle griglie di sostegno continue

3.9.1 Definizione

Le griglie di sostegno continue sono composte da un insieme ininterrotto di strutture singole. La lunghezza l di ogni singola struttura (senza gli elementi della struttura intermedia) è la misura media effettiva, lungo la linea di livello, della superficie di sostegno (per i ponti da neve cfr. 5.8.1.3.4, per le reti da neve cfr. 5.8.3.5).

3.9.2 Lunghezze massime e minime

La lunghezza minima di una griglia di sostegno continua non dovrebbe di regola essere inferiore a 16–22 m. Questa regola vale per tutti i sistemi di premunizione.

Per motivi pratici (possibilità di passaggio) non dovrebbe superare i 50 m.

3.10 Fattori locali che influenzano la pressione della neve

3.10.1 Definizioni

La pressione della neve su una struttura di sostegno dipende dai seguenti fattori locali:

- ρ densità media della neve*;
- H altezza verticale della neve sul luogo d'ubicazione dell'opera;
- K coefficiente di scorrimento* dipendente dalla densità della neve e dalla pendenza del terreno;
- N coefficiente di slittamento* dipendente dalla copertura, dalla rugosità e dall'esposizione al sole del terreno;
- f_c coefficiente d'altitudine, che caratterizza la dipendenza della densità dall'altitudine;
- f_R coefficiente di bordo dipendente dalla lunghezza degli intervalli laterali fra le opere (o dal sistema di premunizione) e dal fattore di slittamento.

Alcuni di questi fattori devono essere determinati in situ per ogni singolo progetto e, se del caso, per ogni singola struttura; gli altri, contrassegnati con * nell'elenco di cui sopra, vengono ricavati da formule generali. Il calcolo della pressione della neve in funzione dei fattori menzionati è trattato nei capitoli 4 e 5.

3.10.2 Densità della neve

Per la densità media di una **coltre nevosa avente un'altezza estrema** si adotta il valore unitario ρ_H = 0.270 t/m³, valido, nelle Alpi svizzere, per un'altitudine di 1500 m s. m. e un'esposizione ONO-N-ENE. La variazione di questo valore di base in funzione dell'altitudine e dell'esposizione viene tenuta in considerazione applicando il coefficiente d'altitudine f_c (3.10.6) e il coefficiente di slittamento N (3.10.5). Le prescrizioni per il dimensionamento (5.5.3) considerano l'aumento, rispetto al valore di base citato, della densità della neve dovuta all'assestamento.

3.10.3 Altezza della neve sul posto della struttura

Come valore di partenza per il calcolo della pressione della neve è determinante l'altezza della struttura H_k derivata, conformemente a 3.6.2, dall'altezza estrema della neve H_{estr}.

3.10.4 Coefficiente di scorrimento

I valori del coefficiente di scorrimento in funzione della densità della neve e della pendenza del terreno sono riportati al capitolo 4.2 (tab. n. 6). Nella pratica viene trascurata la piccola variazione dovuta alla pendenza nell'intervallo compreso fra 35° e 45° (si suppone sen2ψ = 1).

3.10.5 Caratteristiche del terreno e coefficiente di slittamento

Il coefficiente di slittamento N, che comporta un aumento della pressione della neve in presenza di uno slittamento della coltre nevosa lungo il terreno (cfr. 3.1.1.1), dipende dalla rugosità del terreno e dall'esposizione al sole. Esso viene suddiviso secondo 4 classi di terreno e 2 settori di esposizione (vedi tabella 5).

Per terreni con caratteristiche intermedie rispetto a quelle delle classi indicate, i valori di N possono essere stabiliti per interpolazione. Se la pendenza del terreno supera i 45°, N deve essere determinato in modo abbastanza rigoroso; se invece la pendenza del terreno è inferiore a 35°, per la determinazione di N può essere usato un metro leggermente meno severo. In presenza di coefficienti di slittamento elevati occorre sempre valutare se un **aumento artificiale della rugosità del terreno** (terrazzamento, palificazioni, ecc.) non risulti economicamente più vantaggioso rispetto alla messa in opera di strutture rinforzate. La costruzione di rastrelliere da neve temporanee di tipo tradizionale, le cui fondazioni a monte sono generalmente in grado di sopportare solo modeste forze di trazione, richiedono sempre un aumento artificiale della rugosità del terreno.

3.10.6 Coefficiente d'altitudine

Il fattore d'altitudine f_c non entra direttamente in gioco nella formula per il calcolo della pressione della neve, ma è associato alla determinazione della densità. Esso rappresenta l'aumento generalmente osservato della densità media in funzione dell'altitudine Z (m s. m.) e tiene anche conto del corrispondente aumento del fattore di scorrimento. Si ammette che l'aumento della pressione della neve in funzione dell'altitudine fra 1500 e 3000 m s. m. è pari al 2 per cento ogni 100 m:

$$f_c = 1 + 0.02\left(\frac{Z}{100} - 15\right) \qquad (10)$$

Tab. 4 > Coefficiente d'altitudine in funzione dell'altitudine.

Ad altitudini inferiori a 1500 m s. m. si assume fc = 1.00, oltre i 3000 m s. m. fc = 1.30.

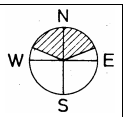
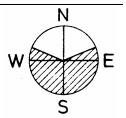
Z:	m. s. m.	1500	1600	1800	2000	2200	2400	2600	2800	3000
f_c:	-	1.00	1.02	1.06	1.10	1.14	1.18	1.22	1.26	1.30

3.11 Condizioni di fondazione

Lo studio di un progetto comprende un esame approfondito delle condizioni di fondazione. Esso sarà rivolto:

> alla struttura geologica del terreno di fondazione (profondità, tipo e fessurazione della roccia, caratteristiche della sua copertura, condizioni di umidità e di gelo, presenza di movimenti (soliflusso) in terreno sciolto, eventuali caratteristiche chimiche e loro compatibilità con i materiali impiegati nella fondazione);
> alla determinazione della resistenza del terreno di fondazione (ad es. prove di resistenza alla trazione con tiranti di prova);
> alla scelta del tipo di struttura: dal momento che i diversi tipi di strutture hanno esigenze diverse per quanto riguarda le fondazioni, le condizioni del terreno devono essere esaminate e tenute in considerazione prima della scelta del tipo di struttura (ad es. prove di perforazione e di resistenza degli ancoraggi);
> al tipo di fondazione (tiranti, micropali oppure calcestruzzo o fondazioni prefabbricate).

Tab. 5 > Classi di terreno e coefficienti di slittamento.

Classi di terreno	Fattore di slittamento N	
	 Esposizione ONO-N-ENE	 Esposizione ENE-S-ONO
Classe 1		
• Detrito grossolano (d* ≥ 30 cm) • Terreno abbondantemente ricoperto da blocchi di roccia di piccole e grandi dimensioni	1.2	1.3
Classe 2		
• Superfici ricoperte da cespugli di ontano ben sviluppati o da pini striscianti alti almeno 1 m • Gibbosità molto ben sviluppate (altezza superiore a 50 cm), ricoperte da cotica erbosa o piccoli arbusti • Berme provocate dal bestiame, ben pronunciate • Ciottoli grossi (d* ca. 10–30 cm)	1.6	1.8
Classe 3		
• Cotica erbosa a stelo breve, cosparsa di piccoli cespugli (erica, rododendri, mirtilli, ontani, pini striscianti,con altezza inferiore a circa 1 m) • Ciottoli di piccole dimensioni (d* ≤ 10 cm) alternati a cotica erbosa e piccoli cespugli • Gibbosità poco sviluppate (altezza inferiore a 50 cm) ricoperte di cotica erbosa liscia e piccoli cespugli • Cotica erbosa con berme provocate dal bestiame, poco pronunciate	2.0	2.4
Classe 4		
• Cotica erbosa liscia, a stelo lungo, uniforme • Lastre di roccia affioranti, lisce, con stratificazione parallela al pendio • Detrito di falda liscio, mescolato con terra • Conche paludose	2.6	3.2

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

4 > Descrizione generica degli effetti della pressione della neve

4.1 Generalità

Questo capitolo orienta, in modo generico, sulle forze che entrano in gioco. Il dimensionamento delle strutture deve avvenire secondo le regole previste dal capitolo 5. La pressione della neve agente sul piano verticale alla linea di massima pendenza è di regola composta da una pressione causata dallo smorzamento locale

> del movimento di scorrimento (pressione di scorrimento) e
> dell'eventuale movimento di slittamento (pressione di slittamento).

4.2 Componente, parallela al pendio, della pressione della neve

La componente, parallela al pendio, della pressione di scorrimento e di slittamento su una superficie di sostegno rigida, perpendicolare al pendio e di lunghezza illimitata lungo la linea di livello è data dalla formula

$$\boxed{S'_N = \rho \cdot g \cdot \frac{H^2}{2} \cdot K \cdot N} \qquad [kN/m'] \qquad (11)$$

S'_N componente, parallela al pendio, della pressione della neve per unità di lunghezza della superficie di sostegno (in direzione della linea di livello) [kN/m']
ρ densità media della coltre nevosa (funzione dell'altitudine e dell'esposizione) [t/m³]
g accelerazione di gravità terrestre (=10 m/s²)
H altezza della neve misurata verticalmente [m]
K coefficiente di scorrimento (funzione della pendenza del terreno ψ e della densità ρ secondo la tabella 6)
N coefficiente di slittamento conformemente a 3.10.5

I valori numerici indicati nella tabella di cui sopra, moltiplicati per sen2ψ, danno i valori approssimativi di K correlati ai diversi valori della densità.

S'_N viene generalmente considerata come uniformemente ripartita sull'altezza (si tratta di una semplificazione, dal momento che la ripartizione della pressione della neve è assai complessa anche in presenza di una coltre nevosa omogenea).

Tab. 6 > Coefficiente di scorrimento K in funzione della densità media della neve (ρ) e della pendenza del terreno (ψ).

ρ [t/m³]	0.2	0.30	0.40	0.50	0.60
K/sin2ψ	0.7	0.76	0.83	0.92	1.05

4.3 Componente, perpendicolare al pendio, della pressione della neve

La componente, perpendicolare al pendio, della pressione della neve su una superficie di sostegno rigida, perpendicolare al pendio, si manifesta quando, a contatto della stessa, viene impedito l'assestamento (aderenza, rugosità). Si ha:

$$\boxed{S'_Q = S'_N \frac{a}{N \cdot \tan\psi}} \qquad [kN/m'] \qquad (12)$$

$$\frac{a}{N \cdot \tan\psi} = \tan\varepsilon = \frac{S'_Q}{S'_N} \qquad (13)$$

S'_Q componente, perpendicolare al pendio, della pressione della neve per unità di lunghezza della superficie di sostegno (in direzione della linea di livello) [kN/m']

ε angolo compreso fra la risultante della pressione della neve (somma vettoriale di S'_N e S'_Q) e la parallela al pendio [°]

a rapporto dipendente dalle caratteristiche della neve (variabile fra 0.2 e 0.5)

S'_Q si considera, come S'_N, uniformemente ripartita sull'altezza.

4.4 Carico supplementare per parete di sostegno non perpendicolare al pendio

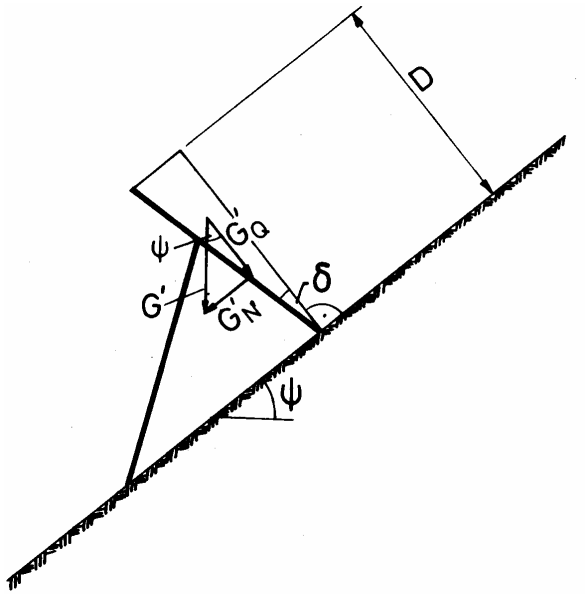
Se la superficie di sostegno non è perpendicolare al terreno, oltre alle componenti S'_N e S'_Q si deve tener conto del peso G' del prisma di neve compreso fra la superficie di sostegno e il piano perpendicolare al pendio. Se la superficie d'appoggio è inclinata verso valle rispetto alla perpendicolare al pendio, questo piano passa attraverso l'intersezione della superficie di sostegno con quella del terreno. In caso contrario (ad es. staccionata), con inclinazione a monte, il piano passa attraverso il bordo superiore della superficie di sostegno.

Per una superficie di sostegno piana si ha (cfr. fig. 16):

$$G' = \rho \cdot g \cdot \frac{D^2}{2} \cdot \tan\delta \qquad [kN/m'] \qquad (14)$$

G' peso del prisma di neve per unità di lunghezza (in direzione della linea di livello, agente in senso verticale) [kN/m']
D spessore della coltre nevosa misurato perpendicolarmente al pendio [m]
δ angolo compreso fra la superficie di sostegno e la perpendicolare al pendio [°]
G'_N, G'_Q componente di G' parallela e perpendicolare al pendio [kN/m']]
ρ densità media della coltre nevosa [t/m³]

Fig. 16 > Carico supplementare per superficie di sostegno non perpendicolare al pendio.

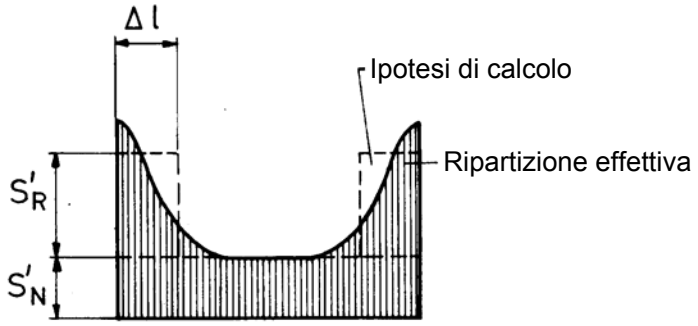


4.5 Forze di bordo

Se lungo la linea di livello l'espansione laterale della superficie di sostegno è interrotta, subentrano forze di bordo supplementari. Ciò poiché la neve può fluire a lato della superficie e l'effetto di sbarramento si manifesta anche oltre l'estremità della struttura. Queste forze dipendono dai fattori che determinano la pressione della neve su una struttura di lunghezza illimitata, in particolare dal coefficiente di slittamento, nonché dalle dimensioni, dalla forma e dalla rugosità della superficie della griglia. Il principio della ripartizione delle pressioni della neve è riportato nella figura 17. Per semplificare il calcolo pratico si assume un carico costante per metro lineare S'_R, equivalente alle forze di bordo e applicato su una lunghezza Δl (cfr. 5.5.2.4).

Il coefficiente di influenza η di una struttura di sostegno o di un elemento slanciato (in rapporto alle pressioni sopportate) è definito come il rapporto fra la pressione effettiva della neve, comprese le forze di bordo, e la pressione della neve senza forze di bordo.

Fig. 17 > Ripartizione della pressione della neve su una superficie d'appoggio interrotta lateralmente.



4.6 Pressione della neve sugli elementi slanciati di una struttura di sostegno

4.6.1 Pressione della neve agente sui puntoni

A causa dell'aderenza della coltre nevosa presente sotto la griglia, i puntoni delle strutture rigide e delle reti sono soggetti a pressioni della neve dirette verso valle (cfr. fig. 18). La grandezza di queste forze dipende in forte misura dal fattore d'influenza η del puntone. In presenza di un marcato slittamento della coltre nevosa il fattore di influenza aumenta. La pressione della neve sui puntoni può essere assunta come un carico lineare q'_S uniformemente ripartito:

$$q'_S = \eta \cdot S'_N \cdot \frac{\text{diametro del puntone}}{\text{lunghezza del puntone}} \cdot \sin\alpha \qquad [\text{kN/m'}] \qquad (15)$$

q'_s pressione della neve agente sul puntone come carico lineare; la direzione di q'_s è perpendicolare all'asse del puntone (diretta solo verso valle se il puntone non può ruotare attorno al suo asse). La linea di applicazione corrisponde con l'asse del puntone [kN/m']

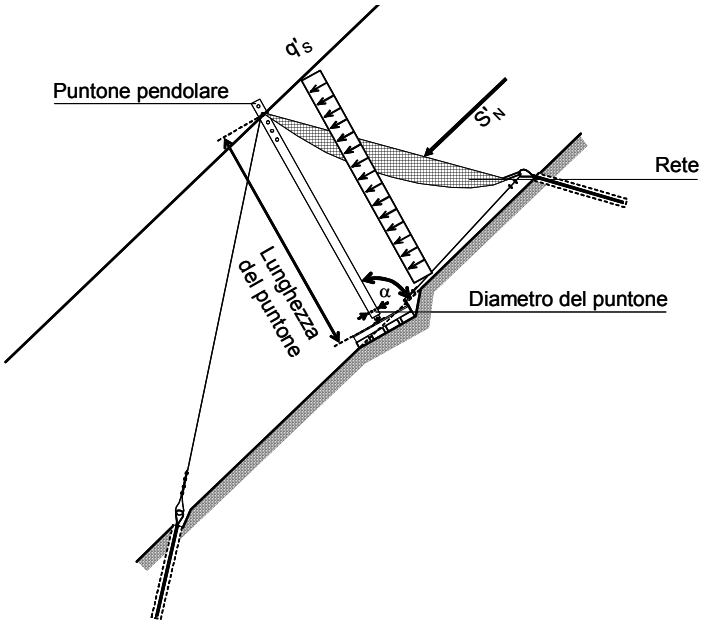
η coefficiente d'influenza del puntone

S'_N componente, parallela al pendio, della pressione della neve per unità di lunghezza della superficie d'appoggio [kN/m'], formula (11)

- diametro e lunghezza del puntone [m]

α angolo tra l'asse del puntone e la superficie del suolo in [°]

Fig. 18 > Pressione della neve q'_S sul puntone di una rete da neve.



Come valore del coefficiente d'influenza si ammette $\eta = 1$. In presenza di movimenti di scorrimento molto pronunciati, detto valore può aumentare fino a 5. In zone con scarso slittamento ($N < 1.6$ o se sono stati intrapresi efficaci provvedimenti contro lo slittamento) le forze trasversali sono generalmente trascurabili.

4.6.2 Pressione della neve sulle funi in fili d'acciaio o barre

In presenza di funi in fili d'acciaio o barre soggette alla pressione della neve (ad es. controventi laterali) bisogna prevedere degli **effetti di bordo molto elevati.** Questi dipendono da tutti i fattori che determinano la pressione della neve sulle strutture di lunghezza illimitata e inoltre dal diametro delle funi o delle barre, dalla loro posizione in rapporto alla zona di sbarramento generata dalla struttura di sostegno e, in misura rilevante, dal coefficiente di slittamento. La pressione della neve può essere determinata in modo approssimativo con la formula (15) nella quale, al coefficiente d'influenza η , occorre assegnare un valore più alto. La determinazione del valore del coefficiente d'influenza η può avvenire unicamente sulla base di una stima molto grossolana. Come ordine di grandezza, con uno spessore della coltre nevosa di 2 m, il valore del citato coefficiente per una fune avente 1 cm di diametro è di circa 50.

4.7 Forze laterali

A seguito delle irregolarità del terreno e della ripartizione dell'altezza della neve, la risultante di tutte le forze agenti sulla superficie di sostegno secondo i capitoli da 4.2 a 4.4, in planimetria, non è sempre perpendicolare alla superficie di sostegno (cfr. condizioni a 3.4.4). Si deve quindi considerare una forza laterale S_s parallela alla linea di livello (5.5.6). A questo punto occorre far notare che nel settore d'influenza delle forze di bordo si deve prevedere un aumento delle forze laterali.

5 > Dimensionamento delle strutture di sostegno composte

5.1 Materiali da costruzione

5.1.1 Acciaio

5.1.1.1 Classi di qualità dell'acciaio

Per la scelta delle classi di qualità dell'acciaio valgono i requisiti stabiliti dalla norma SIA 263 per il settore d'impiego A2 (ad es. edilizia). Secondo la tabella 18, pagina 81, della norma SIA 263 (edizione 2003) deve essere impiegata la classe JR o, tutt'al più, una classe superiore.

5.1.1.2 Sicurezza contro la rottura fragile

Tipi particolari di costruzioni, elementi sensibili alle tecniche di saldatura, lamiere di grande spessore, deformazioni plastiche a freddo, tensioni interne, ecc. esigono una scelta di classi di qualità dell'acciaio aventi una sufficiente sicurezza contro la rottura fragile.

5.1.2 Legname

5.1.2.1 Classificazione del legname

Per la classificazione del legname valgono le disposizioni della norma SIA 265/1, capitolo 5, «Classificazione del legname tondo e segato».

5.1.2.2 Resistenza delle specie legnose

La durabilità di una struttura di sostegno può essere notevolmente aumentata con la scelta di specie legnose resistenti al marciume, come ad esempio il castagno, la quercia e la robinia. Anche con il durame del larice, notoriamente meno resistente, è possibile raggiungere, a seconda delle condizioni del sito, una durabilità di almeno 10 anni. L'alburno di questa specie legnosa è invece altrettanto soggetto al marciume quanto il legno di abete rosso e bianco, duglasia, faggio e frassino.

5.1.2.3 Protezione chimico-tecnica del legno

L'**impregnazione industriale** del legno di abete rosso, abete bianco e pino silvestre con una penetrazione minima di 15 mm del prodotto preservante viene ottenuta con il cosiddetto metodo a pressione alternata. Un trattamento meccanico preliminare (ad es. la perforazione) o una protezione supplementare nella zona di contatto fra terreno e aria (in uso per i pali del telefono) aumenta in modo considerevole la durabilità dei puntoni e del legname della griglia (vedi ad es. AES/SWISSCOM, 1999 Richtlinie für die Anwendung des Bohrverfahrens als mechanische Vorbehandlung von Leitungsmasten. VSE Nr. 2.59. Verband Schweizerischer Elektrizitätswerke (AES), Zurigo). A questo punto occorre far notare che le vigenti norme legali in materia di sostanze velenose e di protezione dell'ambiente prescrivono l'impiego di sostanze inoffensive per l'uomo e l'ambiente. Se si impiega legname impregnato occorre assolutamente che questo sia accompagnato dal marchio di qualità LIGNUM «Legname impregnato sotto pressione», che garantisce la presenza del quantitativo di prodotto previsto. L'ordinanza contro l'inquinamento atmosferico (OIAt) prescrive che l'eliminazione del legname impregnato sotto pressione può avvenire unicamente presso un impianto adeguato (centrale per l'incenerimento dei rifiuti o fabbrica di cemento). Per motivi tecnici ed ecologici l'impregnazione fatta in proprio è sconsigliata. Senza autorizzazione dei servizi tecnici cantonali non è autorizzata (ordinanza sulla riduzione dei rischi inerenti ai prodotti chimici, ORRPChim, 2005).

La costruzione di **opere di premunizione con elementi non impregnati** deve avvenire unicamente con legname di castagno, robinia o quercia. Se si ritiene sufficiente una durabilità inferiore ai 20 anni può entrare in considerazione anche il larice (senza albume) proveniente da stazioni a crescita lenta.

5.1.3 Altri materiali

Se si utilizzano altri materiali quali funi in fili d'acciaio, metalli leggeri, calcestruzzo, materie sintetiche, ecc., occorre specificare con precisione le loro caratteristiche di resistenza e di deformazione.

5.2 Analisi strutturale e dimensionamento

5.2.1 Principi generali

5.2.1.1 Verifiche

In deroga alle norme SIA occorre verificare unicamente la **sicurezza strutturale** in base alle ipotesi di carico della presente direttiva tecnica. La verifica dell'**efficienza funzionale** non è richiesta.

La durabilità dei materiali impiegati deve essere garantita per tutta la durata d'utilizzazione prevista.

5.2.1.2 Azioni

I valori delle azioni derivanti dalla pressione della neve calcolati secondo la direttiva tecnica sono valori caratteristici.

5.2.2 Verifica della sicurezza strutturale della struttura portante e della griglia

5.2.2.1 Criterio di dimensionamento

Le ipotesi di carico della presente direttiva tecnica sono da considerare come azioni variabili Q_k. Per la verifica della sicurezza strutturale il **coefficiente di carico γ_Q è pari a 1.5. Lo stato limite della sicurezza strutturale** è da considerare verificato se risulta soddisfatto il seguente criterio di dimensionamento:

$$\boxed{E_d \leq R_d} \qquad (16)$$

$E_d = \gamma_Q \cdot Q_k$: valore di dimensionamento dell'effetto dell'azione (sollecitazione), dove Q_k è il valore caratteristico dell'azione variabile (ad es. la pressione della neve) e $\gamma_Q = 1.5$ è il coefficiente di carico;

$R_d = R_k / \gamma_M$: valore di dimensionamento della resistenza ultima, dove R_k è il valore caratteristico della resistenza ultima (ad es. profilato d'acciaio) e γ_M è il coefficiente di resistenza.

5.2.2.2 Valori di dimensionamento della resistenza ultima dell'acciaio

Il valore di dimensionamento della resistenza ultima R_d dell'**acciaio** è calcolato secondo la norma SIA 263. Di regola, valgono i seguenti coefficienti di resistenza:

> γ_{M1}=1.05 per la verifica della resistenza e della stabilità
> γ_{M2}=1.25 per i mezzi di congiunzione e le verifiche nella sezione netta

5.2.2.3 Valori di dimensionamento della resistenza ultima per il legno

Per il legno valgono i valori di dimensionamento relativi alla resistenza f_d previsti dalla norma SIA 265. Per il dimensionamento della struttura portante questi valori devono essere ridotti applicando un coefficiente d'umidità del legno η_w pari a 0.7. Per il dimensionamento del legname della griglia le resistenze previste non devono invece essere ridotte. Questi elementi, facilmente sostituibili, possiedono perciò una sicurezza contro la rottura leggermente inferiore a quella degli elementi della struttura portante.

5.2.2.4 Valori di dimensionamento della resistenza ultima per le funi in fili d'acciaio

Per le **funi in fili d'acciaio** il valore di dimensionamento della resistenza ultima R_d deve essere determinato applicando al carico di rottura minimo un coefficiente di resistenza γ_M pari a 1.35.

5.2.2.5 Valori di dimensionamento della resistenza ultima per gli altri materiali da costruzione

Per gli **altri materiali da costruzione,** conformemente a quanto previsto dal capitolo 5.1.3, il valore di dimensionamento della resistenza ultima deve essere determinato di volta in volta in collaborazione con un tecnico competente.

5.2.3 Verifica della sicurezza strutturale della fondazione

5.2.3.1 Criterio di dimensionamento

Anche lo stato limite della sicurezza strutturale della fondazione viene verificato secondo la formula (16). Per tutti i carichi (azioni continue e variabili) viene considerato, per semplicità, un coefficiente unitario di carico $\gamma_Q = \gamma_{G,sup} = 1.5$. A questo modo, per le azioni permanenti (ad es. peso del terreno), viene introdotto un coefficiente di carico superiore a quello previsto dalla norma SIA 261.

5.2.3.2 Sicurezza strutturale interna

La **sicurezza strutturale interna** della fondazione viene verificata con lo stesso procedimento della struttura portante. Il valore di dimensionamento della resistenza ultima interna R_d delle fondazioni prefabbricate in acciaio, dei tiranti e dei micropali deve essere determinato con un coefficiente unitario di resistenza γ_M pari a 1.05.

5.2.3.3 Sicurezza strutturale esterna

La **sicurezza strutturale esterna** della fondazione viene verificata con un procedimento semplificato rispetto a quello proposto dalla norma SIA 267. La resistenza del terreno di fondazione R_k viene determinata sulla base di valori caratteristici sia per quanto riguarda i parametri geotecnici sia per quanto riguarda le resistenze del terreno. Il valore di dimensionamento della sicurezza strutturale esterna R_d viene determinato

con un coefficiente unitario di resistenza $\gamma_M = 1.35$ sia per le fondazioni superficiali che per i tiranti e i micropali.

Per evitare velocità di deformazione troppo elevate occorre prevedere un fattore di sicurezza pari a 1.5.

5.2.4 Indicazioni per il dimensionamento e la costruzione di strutture in acciaio

5.2.4.1 Determinazione degli sforzi interni

Per la verifica della sicurezza strutturale gli sforzi interni devono essere determinati con la teoria elastica. Le strutture devono presentare un **appoggio staticamente definito.**

5.2.4.2 Indicazioni generiche relative alla protezione contro la corrosione

La sovrastruttura, in generale, non richiede una **protezione contro la** corrosione. Un maggior spessore degli elementi a compenso della corrosione non è quindi necessario. È tuttavia indispensabile dedicare la massima attenzione alla ricerca di dettagli costruttivi atti ad eliminare le possibilità di corrosione (ad es. facilitando lo scolo dell'acqua).

5.2.4.3 Protezione contro la corrosione nel terreno e nelle sue vicinanze

Gli elementi non sostituibili vicini al terreno (vale a dire fino a 40 cm al di sopra del suolo), come ad esempio i tiranti e gli elementi della fondazione a contatto con il suolo devono essere protetti contro la corrosione. Ciò può essere attuato mediante un **supplemento di spessore «a compenso della ruggine»** pari a 2 mm per ciascuna delle superfici esterne. La zincatura delle barre d'ancoraggio non è consigliabile.

In terreni molto aggressivi e/o soggetti agli effetti di correnti vaganti critiche i tiranti devono essere provvisti di una **protezione contro la ruggine della classe 2,** come previsto dalla norma SIA 267 (messa in opera di un tubo supplementare in materia sintetica).

5.2.4.4 Nota per i costruttori

Per quanto riguarda la forma costruttiva occorre tener presente che, secondo il tipo d'acciaio utilizzato, nelle zone di saldatura e di sovrapposizione sono da prevedere importanti segni di corrosione.

5.2.4.5 Requisiti per i profilati della griglia

Per i profilati della griglia non è consentito utilizzare materiale avente uno **spessore inferiore a 5 mm.** Questi profilati possono inoltre essere sottoposti alla prova di resilienza utilizzando un'energia d'urto pari a 3.5 kN. In questo caso la riduzione del

momento d'inerzia non può superare il 15 per cento. Questa prescrizione non vale per la struttura portante.

5.2.4.6 Spessore delle pareti dei profilati dei puntoni

Al fine di evitare danni durante il trasporto, le pareti dei profilati cavi devono avere **uno spessore di almeno 4 mm.**

5.2.5 Indicazioni per il dimensionamento e la realizzazione di costruzioni in legno

5.2.5.1 Principi generali

Per mezzo di un'approfondita elaborazione dei dettagli costruttivi è possibile prolungare notevolmente la durabilità degli elementi che non vengono a contatto con il terreno. Queste misure devono in primo luogo impedire la penetrazione e il ristagno dell'acqua meteorica e/o favorire un rapido essicamento. Occorre quindi provvedere affinché l'acqua possa sempre scolare senza impedimenti. Per questo motivo, per le opere di sostegno in legno, è più vantaggiosa la griglia della rastrelliera che non quella del ponte da neve.

5.2.5.2 Accorgimenti costruttivi per la protezione del legno

Gli accorgimenti costruttivi per la protezione del legno assumono una grande importanza. Le prescrizioni che seguono devono essere osservate in ogni caso:

- impiegare unicamente legname sano;
- evitare diametri inutilmente grossi al fine di raggiungere un più veloce essiccamento;
- prevedere una posizione ritta o per lo meno inclinata degli elementi;
- coprire gli elementi orizzontali (ad es. le longarine);
- per la struttura portante (puntoni, longarine) occorre impiegare specie legnose che garantiscono la massima durabilità. Per le longarine orizzontali dovrebbe essere impiegato unicamente legname di castagno, anche se gli altri elementi della costruzione sono realizzati con altre specie legnose (ad es. larice o abete rosso impregnato).

Le misure di cui sopra non sostituiscono tuttavia l'impregnazione del legname con prodotti adeguati e non consentono di soprassedere all'impiego di durami resistenti. Ciò vale specialmente per gli elementi a contatto con il terreno.

5.2.6 Indicazioni per il dimensionamento e la realizzazione di costruzioni con funi in fili d'acciaio

5.2.6.1 Deviazione

Nel caso di appoggi intermedi le funi in fili d'acciaio devono essere sostenute e guidate da segmenti circolari aventi un raggio minimo pari a 2.5 volte il diametro della fune. Per angoli di deviazione inferiori a 5° non sussistono limitazioni per il raggio. La pressione trasversale (carico lineare) nella zona d'appoggio non può superare il valore di 1 kN/mm'.

5.2.6.2 Congiunzioni

Le congiunzioni mediante morsetti, asole e radance devono essere eseguite conformemente alle rispettive norme EN e DIN.

5.2.6.3 Funi in fili d'acciaio

I fili d'acciaio di funi e reti sostituibili devono avere una zincatura della classe B secondo EN 10264, o una zincatura normale secondo DIN 2078, oppure devono essere dotati di un'equivalente protezione contro la corrosione.

5.2.6.4 Tiranti a fune

Per elementi a trazione in fune di fili d'acciaio devono essere impiegate funi spiroidali. Per i fili d'acciaio è richiesta una zincatura della classe A secondo EN 10264, o una zincatura forte secondo DIN 2078. La testa del tirante a fune deve inoltre essere protetta da un tubo in acciaio chiuso e annegato nella malta d'ancoraggio oppure da un'equivalente protezione contro la corrosione.

Per ancoraggi a fune in terreni particolarmente aggressivi e /o soggetti agli effetti di correnti vaganti critiche occorre prevedere una **protezione contro la corrosione della classe 2,** come previsto dalla norma SIA 267 (messa in opera di un tubo supplementare di rivestimento in materiale sintetico).

5.3 Forma costruttiva

5.3.1 Generalità

In linea di principio, la scelta della forma costruttiva della struttura portante è libera. Ciò riguarda la geometria (inclinazione e punto d'appoggio dei puntoni, angolo con il terreno, lunghezza delle campate, ecc.). Occorre tuttavia tener presente che le soluzioni ottimali non si raggiungono tenendo in considerazione unicamente le forze esterne e la pendenza del terreno: una grande importanza assumono, infatti, le caratteristiche delle fondazioni e il procedimento di montaggio. A questo proposito si osserva che, in presenza di una pendenza del terreno variabile, la sicurezza pressoché costante per tutti gli elementi (comprese le fondazioni) è garantita quando il valore degli angoli del triangolo formato dalla griglia, dal puntone e dalla superficie del terreno rimane costante.

5.3.2 Inclinazione della superficie di sostegno rispetto alla perpendicolare al pendio

5.3.2.1 Superficie di sostegno rigida

Per superfici di sostegno rigide si consiglia un'inclinazione a valle di circa δ = **15°** rispetto alla perpendicolare al pendio (fig. 16).

5.3.2.2 Superfici di sostegno flessibili

Per superfici di sostegno flessibili si adotta un angolo di circa 30° riferito al piano che collega la base e i punti superiori di sospensione della rete.

5.3.2.3 Terreni ripidi

In terreni molto ripidi i valori dell'angolo δ devono essere leggermente più bassi rispetto a quelli riportati nei capitoli 5.3.2.1 e 5.3.2.2. Ciò per evitare che la griglia risulti troppo piana.

5.4 Esecuzione e manutenzione delle opere

5.4.1 Esecuzione

5.4.1.1 Materiali e dimensioni

I materiali impiegati e tutte le dimensioni devono corrispondere a quanto riportato dai piani approvati in sede di omologazione.

5.4.1.2 Durata di utilizzazione

La durata di utilizzazione prevista per le strutture di sostegno permanenti è di 80 anni.

5.4.2 Manutenzione

5.4.2.1 Controllo annuale

Le opere necessitano, di regola, di un controllo visivo annuale.

5.4.2.2 Controllo periodico

Lo stato di manutenzione delle strutture di sostegno deve essere verificato dopo ogni importante sollecitazione o almeno ad intervalli di 3–5 anni. Gli elementi critici (ad es. i collegamenti fra ancoraggi e sovrastruttura) devono essere ispezionati accuratamente.

5.4.2.3 Valutazione dello stato di manutenzione e pianificazione degli interventi

I danni rilevati sono da analizzare come indicato nella tabella 7 e, se necessario, da eliminare entro un tempo utile.

Tab. 7 > Analisi dello stato di manutenzione delle opere di sostegno.

Valutazione della necessità di intervento e dell'urgenza di riparazione	Conseguenze per la sicurezza strutturale (raggiungimento della resistenza ultima o perdita della stabilità generale della struttura di sostegno)	Orizzonte temporale per l'insorgere di danni ulteriori	Conseguenze per l'efficienza funzionale delle strutture di sostegno	Esempi
Grado di manutenzione 1 «buono»				
Nessuna urgenza: Continuare le ispezioni di controllo	Limitate	> 5 anni	Nessun pregiudizio	• Traverse della griglia piegate • Erosione attorno al plinto di fondazione < 10–20 cm • Deposito di materiale sulla griglia con spessore < 50 cm • Corrosione (ruggine) regolare
Grado di manutenzione 2 «difettoso»				
Urgenza media Ripristino in 1–3 anni	Medie	2–5 anni	Ancora nessun pregiudizio	• Puntoni leggermente ricurvi • Morsetti serracavo spostati • Micropali sprofondati • Ancoraggi (ancora intatti) sporgenti dal terreno su una lunghezza superiore a 20–40 cm
Grado di manutenzione 3 «insufficiente»				
Grande urgenza: ripristino immediato, o sostituzione o rifacmento prima del prossimo inverno.	Elevate Pericolo di cedimento strutturale	1 anno	Pregiudizio molto forte. Funzione di sostegno non più garantita o molto limitata	• Puntoni piegati • Montanti molto deformati o rotti • Tiranti rotti o strappati • Micropali deformati • Funi metalliche rotte

5.5 Azioni sulla struttura portante

5.5.1 Generalità

Se si assume $H_K > H_{ex}$, per il dimensionamento è sempre determinante H_k (cfr. 3.6.2).

5.5.2 Pressione della neve, modello di carico 1

5.5.2.1 Componente, parallela al pendio, della pressione della neve

Il modello di carico 1 considera l'innevamento completo della struttura con altezza della neve H_k. La componente, parallela al pendio, della pressione della neve nel settore esente da forze di bordo è data dalla formula:

$$\boxed{S'_N = H_K^2 \cdot N \cdot f_c} \qquad [kN/m'] \qquad (17)$$

H_K altezza della struttura misurata verticalmente in [m]
N coefficiente di slittamento conformemente a 3.10.5
f_c coefficiente d'altitudine conformemente a 3.10.6

La formula (17) deriva dalla formula (11), dove per la densità media della neve è stato assunto il valore relativamente basso $\rho_H = 0.270$ t/m³, valido per un'altitudine di base di 1500 m s. m. e per un'esposizione ONO-N-ENE. Inoltre sono stati introdotti K = 0.74 e $2\text{sen}\psi = 1.00$ (cfr. 4.2), che sono valori validi per una pendenza di 45°.

5.5.2.2 Componente, perpendicolare al pendio, della pressione della neve

La componente, perpendicolare al pendio, della pressione della neve diventa:

$$\boxed{S'_Q = S'_N \frac{a}{N \cdot \tan\psi}} \qquad [kN/m'] \qquad (18)$$

$$\frac{a}{N \cdot \tan\psi} = \tan\varepsilon = \frac{S'_Q}{S'_N} \qquad (19)$$

dove, di volta in volta, bisogna tenere in considerazione il caso più sfavorevole, ponendo a = 0.35 oppure a = 0.50.

5.5.2.3 Carico supplementare per parete di sostegno non perpendicolare al pendio

La forza del peso verticale del prisma di neve per una griglia piana, considerando una densità media leggermente superiore nella zona di contatto con la superficie d'appoggio, è:

$$G' = 1.50 \cdot D_K^2 \cdot \tan\delta \qquad [kN/m'] \qquad (20)$$

D_K altezza utile della griglia in [m], dove $D_K = H_K \cdot \cos\psi$
δ angolo compreso fra la superficie di sostegno e la perpendicolare al pendio

5.5.2.4 Forze di bordo

Le forze di bordo S'_R vengono considerate come carichi supplementari al metro lineare paralleli al pendio e con lunghezza d'applicazione Δl (non vengono considerate ulteriori forze perpendicolari al pendio). Cfr. fig. 20.

$$S'_R = f_R \cdot S'_N \qquad [kN/m'] \qquad (21)$$

con il coefficiente di bordo f_R uguale a:

$$f_R = (0.92 + 0.65 \cdot N)\frac{A}{2} \leq (1.00 + 1.25 \cdot N) \qquad (22)$$

N coefficiente di slittamento conformemente a 3.10.5
A distanza laterale fra le strutture in [m]

II valore limite superiore a destra nella formula (22) vale per una struttura libera (A > 2 m) e non può essere superato (fig. 19).

$$\Delta l = 0.60 \cdot \frac{A}{2} \leq \frac{D_K}{3} \qquad [m] \qquad (23)$$

Δl lunghezza d'applicazione di S'_R in [m]
D_K altezza utile della griglia, o della rete in [m]

Il valore limite superiore a destra nella formula (23) vale per una struttura libera (A > 2 m) e non può essere superato (fig. 19).

Esempi:

I valori di volta in volta determinanti (sottolineati) di f_R e Δl derivano dalle formule (22) e (23):

Calcolo del coefficiente di bordo f_R con la formula (22).

N = 2.4 A = 2 m

$$f_R = (0.92 + 0.65 \cdot N)\frac{A}{2} = \underline{2.48}$$

$$f_R \leq 1.00 + 1.25 \cdot N = 4.00$$

N = 2.4 A = 4 m

$$f_R = (0.92 + 0.65 \cdot N)\frac{A}{2} = 4.96$$

$$f_R \leq 1.00 + 1.25 \cdot N = \underline{4.00}$$

Calcolo della lunghezza d'applicazione Δl della forza di bordo con la formula (23).

A = 2 m D_K = 4 m

$$\Delta l = 0.6\frac{A}{2} = \underline{0.60m}$$

$$\Delta l \leq \frac{D_K}{3} = 1.33m$$

A = 2 m D_K = 1.5 m

$$\Delta l = 0.6\frac{A}{2} = 0.60m$$

$$\Delta l \leq \frac{D_K}{3} = \underline{0.50m}$$

Fig. 19 > Fattore di bordo secondo la formula 22.

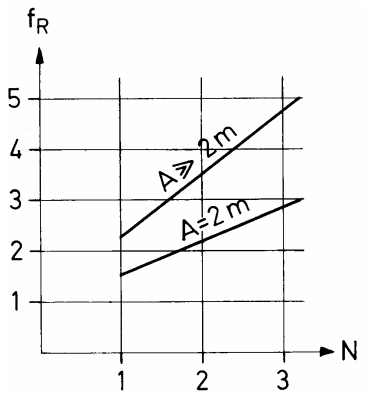
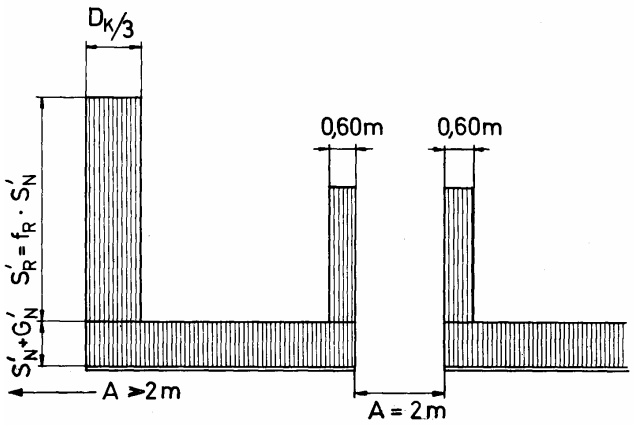


Fig. 20 > Distribuzione delle forze di bordo nel caso di un'estremità libera di una struttura (campo finale della struttura) e nel caso di una distanza fra le strutture pari a 2 m (campo di bordo).



Per opere vicine, leggermente dislocate lungo la linea di massima pendenza (cfr. 3.8.1), si applicano forze di bordo uguali a quelle agenti su una struttura non dislocata.

In casi particolari, malgrado una sollecitazione differenziata delle due estremità di una struttura, si consiglia una **costruzione simmetrica,** dimensionata in funzione delle forze di bordo più elevate. Ciò vale in particolare per filari di strutture aventi una lunghezza ridotta e ubicate lungo l'orlo libero (non protetto) di una zona premunita nel caso in cui occorra prendere in considerazione un serio pericolo derivante da azioni dinamiche.

5.5.2.5 Grandezza della risultante

La grandezza della risultante R' si ottiene dall'addizione vettoriale delle somme delle componenti parallele e perpendicolari al pendio conformemente ai capitoli 5.5.2.1, 5.5.2.2, 5.5.2.3 e 5.5.2.4 (fig. 20 e 21).

Per una parete di lunghezza illimitata si ha:

$$R'_N = S'_N + G'_N \qquad (24)$$

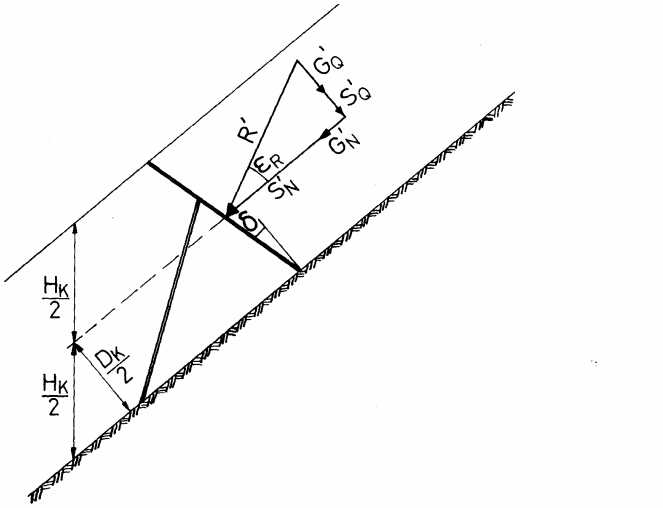
$$R'_Q = S'_Q + G'_Q \qquad (25)$$

$$\boxed{R' = \sqrt{R'^2_N + R'^2_Q}} \qquad [kN/m'] \qquad (26)$$

Entro la lunghezza d'applicazione delle forze di bordo, alle componenti parallele al pendio S'_N e G'_N occorre ancora aggiungere la forza di bordo S'_R.

$$R'_N = S'_N + S'_R + G'_N \qquad (27)$$

Fig. 21 > Risultante della pressione della neve.



5.5.2.6 Direzione della risultante

La direzione della risultante (nel piano perpendicolare alla linea di livello) si ottiene con la formula

$$\tan \varepsilon_R = \frac{R'_Q}{R'_N} \qquad (28)$$

dove ε_R è l'angolo compreso fra la risultante e la parallela al pendio (entro la lunghezza d'applicazione delle forze di bordo, R' ha un'inclinazione diversa rispetto a quella che ha nella zona non soggetta a tali effetti. Nella verifica della sicurezza strutturale della struttura portante la direzione della risultante deve essere determinata proporzionalmente, in funzione delle relative superfici di applicazione).

5.5.2.7 Punto di applicazione della risultante

Il punto d'applicazione della risultante può essere ipotizzato a **metà altezza della struttura.**

5.5.3 Pressione della neve, modello di carico 2

5.5.3.1 Definizione

Il modello di carico 2 considera l'innevamento parziale dell'opera con un'altezza della neve h pari a

$$h = 0.77 \cdot H_K \qquad [m] \qquad (29)$$

e una risultante R' avente grandezza e direzione uguali a quelle del modello di carico 1 (fig. 22).

5.5.3.2 Particolarità

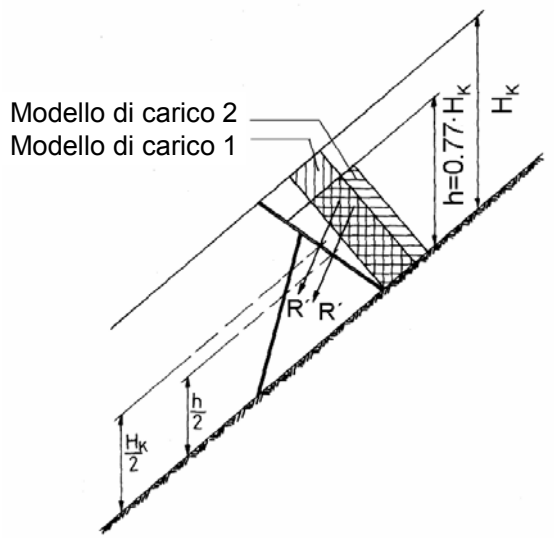
Rispetto al modello di carico 1, il modello 2 è caratterizzato dalle seguenti particolarità:

> il punto di applicazione della risultante viene a trovarsi più in basso, esattamente ad un'altezza $h/2 = 0.385\ H_K$ e
> la pressione specifica della neve [kN/m²] è maggiore (aumento dato dal fattore 1/0.77 = 1.3).

5.5.3.3 Forze di bordo

I fattori di bordo f_R e le lunghezze di applicazione Δl vengono ipotizzate uguali per entrambi i modelli di carico.

Fig. 22 > Punti di applicazione nei due modelli di calcolo della risultante e distribuzione della pressione specifica della neve.



5.5.3.4 Nota

Le caratteristiche della neve assunte per il modello di carico 2 derivano dal modello di carico 1 tenendo conto dell'assestamento e di un ulteriore apporto di neve. La densità media così aumentata assume il valore ρ_h = 0.400 t/m³, valido per un'altitudine di base di 1500 m s. m. e per un'esposizione ONO-N-ENE. Si tenga presente che, in questo modo, $\rho_h \cdot h > \rho_H H_K$.

5.5.4 Forze trasversali sui puntoni

La pressione della coltre nevosa che aderisce ai puntoni delle strutture rigide e delle reti comporta l'insorgere di forze trasversali. Queste sono relativamente piccole e vengono ipotizzate come carico lineare uniformemente ripartito q'_S , il cui valore risulta dall'espressione (cfr. fig. 18):

$$q'_S = \eta \cdot S'_N \cdot \frac{\text{diametro del puntone}}{\text{lunghezza del puntone}} \cdot \sin\alpha \qquad [\text{kN/m'}] \qquad (30)$$

η coefficiente di influenza, che dipende in particolare dal coefficiente di slittamento e che può essere ritenuto pari a 1.0. Nei luoghi in cui lo slittamento è particolarmente elevato occorre considerare coefficienti d'influenza più elevati (cfr. 4.6.1)

H_K altezza della struttura in [m]

– diametro e lunghezza del puntone in [m]

α angolo tra l'asse del puntone e la superficie del terreno in [°]

La direzione di q'_s è perpendicolare all'asse del puntone. La linea di applicazione coincide con l'asse del puntone.

5.5.5 Peso proprio

Se i pesi propri delle costruzioni sono importanti devono essere tenuti in considerazione per il dimensionamento.

5.5.6 Forze laterali

Per ottenere una sufficiente rigidità laterale delle strutture va tenuto conto della forza laterale S_s, parallela alla linea di livello e agente da entrambe le parti (cfr. 4.7). Se nel campo di bordo o nel campo finale della struttura la risultante della pressione della neve, in planimetria, non agisce perpendicolarmente alla parete di sostegno (ed es. negli avvallamenti), la forza laterale S_S deve essere moltiplicata per il coefficiente di bordo f_R.

Per ogni singola struttura avente lunghezza l si ha:

$$\boxed{S_S = 0.10 \cdot S'_N \cdot l} \qquad [kN] \qquad (31)$$

Il punto di applicazione viene ipotizzato a metà altezza della struttura (carico uniformemente ripartito sull'altezza).

Occorre prevedere un'adeguata trasmissione di questo carico dalla griglia (o rete) alla struttura portante e alle fondazioni.

Per fondazioni con tiranti e micropali si rimanda ai capitoli 5.9.7.1.4, 5.9.7.2.1, 5.9.7.3.2 e 5.9.7.3.3.

5.5.7 Forze ascendenti

Le strutture di sostegno possono essere sollecitate da **pressioni esercitate dal vento** dirette verso monte. È necessario prevedere una sufficiente trasmissione di queste forze dalla struttura portante alle fondazioni e al terreno. Le pressioni esercitate dal vento devono essere determinate conformemente alla norma SIA 261, capitolo 6 «Vento».

5.6 Azioni sulla griglia

5.6.1 Azioni perpendicolari al piano della griglia

5.6.1.1 Principio

In natura la distribuzione della pressione sulla superficie di sostegno è spesso irregolare: ciò costringe ad ipotesi più severe per quanto riguarda il carico specifico agente sugli elementi della griglia.

5.6.1.2 Carico specifico

Per entrambi i modelli di carico si dovrà assumere quale carico base la **pressione specifica della neve derivante dal modello di calcolo 2.** Conformemente alla figura 23, per una griglia piana si ha:

$$P' = R' \cdot \cos(\delta - \varepsilon_R) \qquad [kN/m'] \qquad (32)$$

P' componente di R' (formula 26) perpendicolare alla griglia

ε_R angolo compreso fra R' e la parallela al pendio, da calcolare conformemente a 5.5.2.6 con a = 0.35

La pressione specifica p_h perpendicolare alla griglia diventa quindi

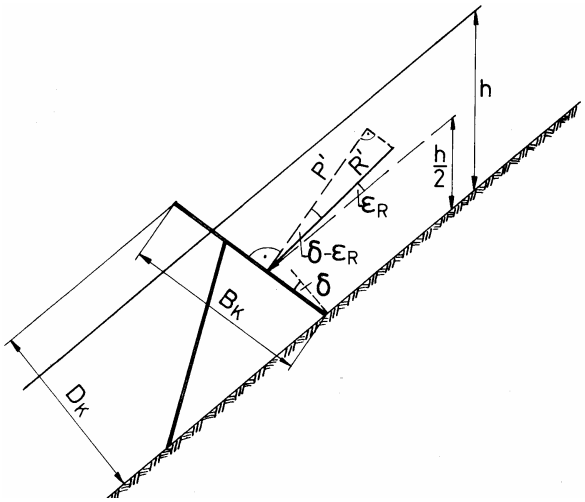
$$p_h = \frac{P' \cdot \cos\delta}{0.77 \cdot D_k} = \frac{P'}{0.77 \cdot B_K} \qquad [kN/m^2] \qquad (33)$$

(aumentata entro la lunghezza d'applicazione delle forze di bordo)

Il carico lineare agente perpendicolarmente su una traversa avente una larghezza di carico b (= larghezza della traversa+parte dello spazio intermedio adiacente) ammonta a:

$$p'_B = p_h' \cdot b \qquad [kN/m'] \qquad (34)$$

Fig. 23 > Carico perpendicolare alla griglia.



5.6.1.3 Supplemento

Al carico specifico di cui al capitolo 5.6.1.2 si deve aggiungere, a partire dalla superficie del terreno fino ad ¼ dell'altezza della griglia e per tutta la lunghezza della struttura, un **supplemento pari al 25 per cento** della pressione specifica della neve p_h agente al di fuori della lunghezza di applicazione delle forze di bordo (fig. 24).

5.6.1.4 Forze di bordo e modelli di carico

Per le griglie che possono essere sollecitate da forze di bordo (4.5) valgono due modelli di carico determinanti (fig. 25):

> modelli di carico **con** le forze di bordo S'_R calcolate secondo 5.5.2.4
> modelli di carico **senza** forze di bordo S'_R

5.6.2 Azioni parallele al piano della griglia (forze trasversali)

Le forze trasversali da tenere in considerazione dipendono dalla conformazione della griglia, quindi dal tipo di struttura. Per questo motivo verranno trattate unitamente alle particolarità dei singoli tipi di strutture.

Fig. 24 > Modello di carico 1 per la griglia.

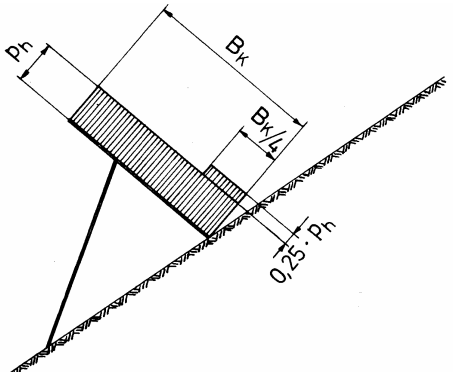
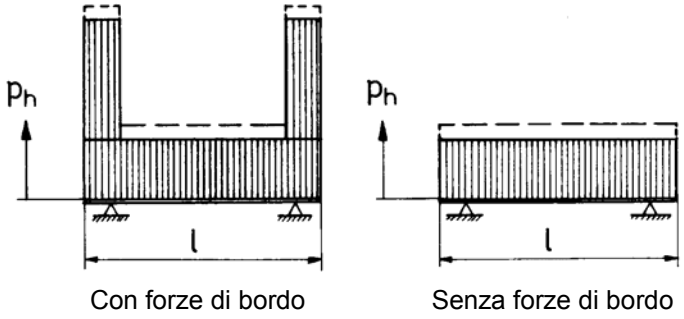


Fig. 25 > Modello di carico con e senza forze di bordo.



5.7 Esecuzione e dimensionamento della struttura portante

5.7.1 Generalità

5.7.1.1 Principio

Per il dimensionamento della struttura portante fanno stato le azioni e i modelli di carico di cui ai capitoli 5.5.2, 5.5.3, 5.5.4, 5.5.5 e 5.5.6. Se necessario devono essere presi in considerazione anche i modelli di carico con e senza forze di bordo S'_R trattati nel capitolo 5.6.1.4.

5.7.1.2 Distanza fra gli appoggi

Per gli elementi della costruzione collegati rigidamente con la fondazione di monte, la distanza fra gli appoggi si estende verso il basso fino al punto B, da considerare come cerniera (cfr. 5.9.5.3.1 e 5.9.6.3). L'elemento strutturale compreso fra la superficie del terreno e la cerniera B può essere considerato come non soggetto a sollecitazioni.

5.7.1.3 Struttura singola determinante

Per il dimensionamento della struttura portante è di regola determinante la struttura singola con una distanza orizzontale fra le opere A = 2.0 m.

5.7.2 Dimensionamento dei puntoni

5.7.2.1 Forze trasversali

Nel dimensionamento dei puntoni delle strutture portanti rigide e flessibili, oltre alla forza di compressione centrica con linea d'azione sull'asse del puntone, occorre considerare anche la forza trasversale causata dalla pressione della neve (cfr. 5.5.4). Entrambe le forze agiscono contemporaneamente con tutta la loro grandezza (interazione della flessione e della forza normale).

5.7.2.2 Maggior lunghezza

I puntoni e i «Riegel» devono essere dimensionati tenendo in considerazione una maggior lunghezza di almeno 0.5 m.

5.7.3 Particolarità per le rastrelliere da neve

Per il dimensionamento della longarina inferiore in funzione del carico normale è determinante il modello di carico 2 con una maggiorazione pari al 25 per cento del valore di p_h (conformemente a 5.6.1.3).

5.7.4 Particolarità per le reti da neve

5.7.4.1 Riduzione della pressione della neve parallela al pendio

La riduzione della componente, parallela al pendio, della pressione della neve, determinata dalla flessibilità della superficie di sostegno, viene considerata con un coefficiente di riduzione f_s. Questo coefficiente, se analizzato a fondo, dipende da diversi fattori come lo slittamento della coltre nevosa lungo il terreno (f_s aumenta con l'aumentare di N), il valore della freccia, la forma, la pendenza e le dimensioni della maglia della rete (quanto minore è la freccia e più strette sono le maglie, tanto maggiore è f_s).

La componente, parallela al pendio, della pressione della neve diventa (a modifica di quanto previsto a 5.5.2.1):

$$\boxed{S'_N = f_S \cdot H_K^2 \cdot N \cdot f_C} \qquad [kN/m'] \qquad (35)$$

f_s fattore di riduzione per una parete di sostegno flessibile. Per condizioni di slittamento medie si può ipotizzare $f_s = 0.8$

H_K altezza verticale della struttura in [m]

5.7.4.2 Freccia

Dal momento che le sollecitazioni delle reti da neve dipendono in grande misura dalla freccia, è necessario che il suo valore sia verificato in sede di montaggio e dopo forti sollecitazioni (allungamento delle funi). Il valore della freccia deve corrispondere a quello prescritto dal costruttore ed equivalere al 15 per cento circa della corda della rete.

5.7.4.3 Componente, perpendicolare al pendio, della pressione della neve e forze laterali

La componente, perpendicolare al pendio, della pressione della neve (cfr. 5.5.2.2) e le forze laterali (cfr. 5.5.6) non vengono tenute in considerazione.

5.7.4.4 Supplemento

Il prisma di neve, il cui peso G' ($\rho = 0.3$ t/m³) va aggiunto alla pressione esercitata dalla neve, è formato dalla superficie della rete e dalla superficie perpendicolare al pendio passante per il bordo a monte della rete.

5.7.4.5 Modello di carico 2

Per il dimensionamento della struttura portante delle reti da neve è determinante il modello di carico 2.

5.7.4.6 Appoggio della rete sul puntone

Se, durante la fase di massima sollecitazione, la rete viene a trovarsi parzialmente addossata al puntone, in quel punto occorre considerare una forza trasversale pari alla pressione totale della neve agente sul corrispondente settore della rete secondo la formula (35). Vedi anche 5.7.4.2.

5.7.4.7 Eccentricità del puntone pendolare

Se per motivi legati a particolarità costruttive può insorgere una sollecitazione eccentrica del puntone, la forza di compressione deve essere considerata tenendo conto della massima eccentricità possibile.

5.7.4.8 Controventi

I controventi laterali non protetti dalla superficie della rete (cfr. anche 4.6.2) sono soggetti alla pressione totale della neve (aumento dei coefficienti di influenza e di bordo a seconda della distanza laterale intermedia). Ciò deve essere considerato in fase di dimensionamento.

5.7.4.9 Base del puntone

Per il calcolo degli sforzi interni alla base del puntone, oltre alla forza trasversale secondo il capitolo 5.5.4, occorre considerare un'imprevista inclinazione del puntone lungo la linea di pendenza di 10° (verso monte). La forza trasversale risultante deve avere un valore minimo pari al 20 per cento della forza massima agente sul puntone.

5.8 Esecuzione e dimensionamento della griglia

5.8.1 Dimensionamento della griglia dei ponti da neve (traverse parallele alla linea di livello)

5.8.1.1 Carichi normali

5.8.1.1.1 Larghezze di carico

Le traverse devono essere dimensionate in funzione delle **larghezze effettive di carico b,** ad eccezione della traversa superiore, che non deve risultare più debole di quelle sottostanti.

5.8.1.1.2 Traversa inferiore

La larghezza di carico della traversa inferiore si estende fino alla superficie del terreno (cfr. fig. 26).

5.8.1.2 Carichi trasversali

5.8.1.2.1 Carico specifico e carico lineare trasversale

Per il dimensionamento delle traverse si deve tener conto di un carico lineare q_B' agente verso il basso o verso l'alto, di ugual valore in entrambi i casi (fig. 28).

Secondo la figura (27) si ha

$$Q' = R' \cdot \sin(\varepsilon_R - \delta) \qquad [kN/m'] \qquad (36)$$

Q' componente di R' (5.5.2.5) parallela alla griglia
ε_R angolo compreso tra R' e la parallela al pendio, da calcolare come indicato a 5.5.2.6 con a = 0.5

Il carico specifico trasversale uniformemente distribuito risulta:

$$q_h = \frac{Q' \cdot \cos\delta}{0.77 \cdot D_K} = \frac{Q'}{0.77 \cdot B_K} \qquad [kN/m'] \qquad (37)$$

Il carico lineare agente su una traversa diventa:

$$q'_B = q_h \cdot b \qquad [kN/m'] \qquad (38)$$

5.8.1.2.2 Valore minimo del carico trasversale

Quale valore minimo per il carico trasversale si considera:

$$\boxed{q'_B = 0.20 \cdot p'_B} \qquad [kN/m'] \qquad (39)$$

($p'_B = p_h \cdot b$; p_h secondo le formule (33) e (34))

Questo valore minimo è quasi sempre determinante nel caso di fattori di slittamento elevati e forti pendenze del terreno.

5.8.1.2.3 Linea di applicazione

La linea di applicazione della forza trasversale q'_B si trova sul bordo più esterno, verso monte, della traversa (fig. 28).

5.8.1.2.4 Carico normale

Il carico normale p'_B deve essere fatto variare, (considerando contemporaneamente l'azione del carico trasversale q'_B) fra il suo valore massimo e quello di q'_B. Occorre verificare se in tal modo non risultino situazioni di carico più sfavorevoli.

5.8.1.2.5 Sollecitazioni di torsione

Le sollecitazioni di torsione dovute ai carichi trasversali sono da considerare integralmente. Ciò può anche avvenire, approssimativamente, raddoppiando il carico trasversale q'_B secondo la formula (39).

Fig. 26 > Larghezze di carico delle traverse della griglia.

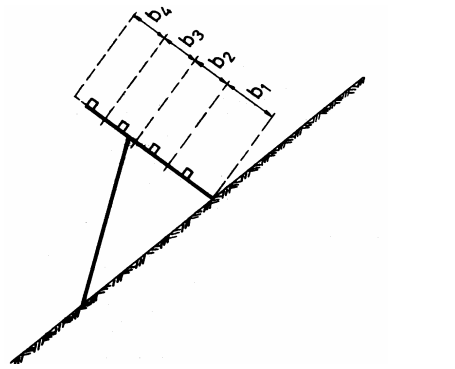


Fig. 27 > Forze parallele alla superficie della griglia.

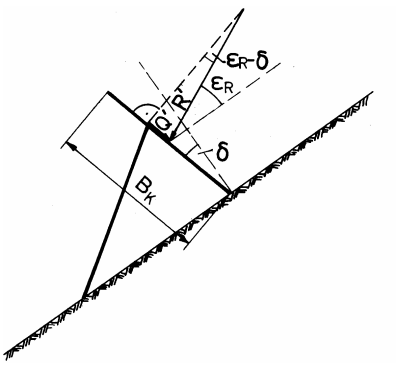
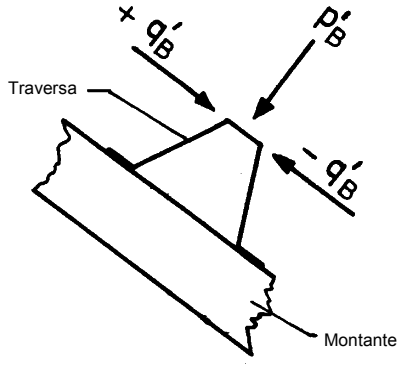


Fig. 28 > Carico trasversale sulle traverse.



5.8.1.3 Ulteriori disposizioni

5.8.1.3.1 Luce netta

Il valore ideale della luce netta w fra le traverse è di 250 mm.

Le variazioni massime ammissibili da questo valore sono:

> nei 3/4 superiori dell'altezza della griglia 200 mm ≤ w ≤ 280 mm,
> nel quarto inferiore dell'altezza della griglia 150 mm ≤ w ≤ 280 mm.

Tra il terreno e la traversa inferiore w non dovrebbe superare i 250 mm.

5.8.1.3.2 Traversa superiore

In considerazione di possibili sollecitazioni dinamiche, la traversa superiore deve essere fissata in modo particolarmente solido verso l'alto.

5.8.1.3.3 Altezza della struttura

Nel caso di strutture con traverse ad altezza alternata, si definisce altezza utile dell'opera H_K la media aritmetica delle distanze verticali tra il terreno e il bordo superiore delle traverse più alte e di quelle più basse.

5.8.1.3.4 Lunghezza della struttura

Si definisce lunghezza della struttura l la distanza media delle rette che congiungono le estremità delle traverse.

5.8.2 Dimensionamento della griglia delle rastrelliere da neve (griglia con barre, travetti, perpendicolari alla linea di livello)

5.8.2.1 Carichi normali

5.8.2.1.1 Larghezze di carico

Le barre devono essere dimensionate in funzione delle loro **larghezze effettive di carico b,** ad eccezione di quella più esterna, per la quale occorre assumere una larghezza di carico pari all'interasse fra quest'ultima e quella contigua. La barra situata sul bordo esterno è soggetta a una maggiore pressione specifica della neve.

5.8.2.1.2 Larghezza di carico inferiore

Verso il basso, la larghezza di carico di una barra si estende fino alla superficie del terreno.

5.8.2.1.3 Supplemento

Il supplemento del 25 per cento applicato alla pressione specifica della neve previsto dal capitolo 5.6.1.3 non vale per le barre (per contro si deve considerare il capitolo 5.7.3).

5.8.2.1.4 Modello di carico 2

Anche per le barre è da considerare determinante il modello di carico 2.

5.8.2.2 Carichi trasversali

Quale ipotesi di carico trasversale più sfavorevole agente sul piano della griglia parallelamente alla linea di livello si deve supporre, per una barra, un carico lineare q'_B con linea di applicazione sul bordo più esterno (a monte) della barra. La grandezza di questo carico è:

$$\boxed{q'_B = 0.10 \cdot p'_B} \qquad [kN/m'l \qquad (40)$$

p'_B carico normale massimo di una barra
($p'_B = p_h \cdot b$; p_h secondo formula (33) e capitoli da 5.8.2.1.1 a 5.8.2.1.3.)

Per il collegamento delle barre alla struttura portante occorre tener conto della forza trasversale di assestamento (componente perpendicolare al pendio di R').

5.8.2.3 Ulteriori disposizioni

5.8.2.3.1 Luce

- Il valore ideale della luce w fra le barre è di 300 mm.
- Le variazioni massime ammissibili da detto valore sono: 250 mm $\leq$ w $\leq$ 330 mm.
- Fra il terreno e la testata inferiore delle barre w non dovrebbe essere superiore a 200 mm.

5.8.2.3.2 Altezza della struttura

Si definisce altezza utile della struttura la distanza verticale delle rette che congiungono le testate superiori delle barre con il terreno.

5.8.3 Particolarità per le reti da neve (superficie di sostegno flessibile in funi di fili d'acciaio)

5.8.3.1 Carico specifico

Per il dimensionamento delle reti e in particolare anche dei loro elementi che trasmettono le forze alla struttura portante, o alle fondazioni, si assume, conformemente a 5.6.1.2 e con le modifiche di cui a 5.7.4.1 e 5.7.4.3, il carico specifico determinato con il modello di carico 2 su tutta l'altezza della rete.

5.8.3.2 Ripartizione e direzione del carico specifico

La pressione specifica della neve viene considerata come uniformemente ripartita sull'altezza della superficie della rete, con direzione parallela alla risultante R', composta da S'_N, G'_N, G'_Q ed eventualmente da S'_R.

5.8.3.3 Luce netta

Per la luce w tra le funi o i fili che compongono la superficie di sostegno (dimensioni della maglia) vale quanto segue:

> se non viene applicata una rete **metallica a maglia stretta,** la luce netta w non deve essere superiore a **100 mm;**
> se invece viene applicata una **rete metallica** con una maglia di 50 mm, per le funi basta una maglia che può variare da **200 a 250 mm;**
> per garantire un **sufficiente effetto frenante** anche per la neve a debole coesione in movimento, le reti possono essere ricoperte con una rete metallica con una maglia di 50 mm oppure a scacchiera con lamiera, rete a maglia fine o altro. Nel caso della copertura a scacchiera con lamiera si consiglia una maglia della rete della griglia o lati delle coperture da **200 a 250 mm.**

5.8.3.4 Altezza della struttura

L'altezza utile H_K è data dalla media aritmetica delle distanze verticali fra il terreno ed il punto più alto e quello più basso del bordo superiore dalla rete, misurate in una campata centrale in condizione di carico.

5.8.3.5 Lunghezza della struttura

Si definisce lunghezza della struttura l, per le reti a forma trapezoidale o triangolare, la media aritmetica tra la lunghezza della base e quella del bordo superiore, misurata all'altezza delle testate dei puntoni.

5.9 Esecuzione e dimensionamento delle fondazioni

5.9.1 Principio

Per il dimensionamento delle fondazioni si applicano i due modelli di calcolo secondo i capitoli 5.5.2 e 5.5.3 e le azioni di cui ai capitoli da 5.5.4 a 5.5.7.

5.9.2 Tipi di fondazione

5.9.2.1 Opere di premunizione rigide (3.3.1)

Per la fondazione di strutture permanenti di sostegno in terreno sciolto possono entrare in considerazione tiranti, micropali, fondazioni prefabbricate (piastre in acciaio) e plinti in calcestruzzo. (figure 1, 2, 29 e 30). Di regola si fa capo a due fondazioni separate (figure 29 e 30): una fondazione a monte (fondazione del montante o soglia (se si tratta di rastrelliere in legno) e una fondazione a valle (fondazione del puntone). In presenza di terreni cedevoli, in movimento o poco resistenti è possibile collegare la fondazione del montante con quella del puntone mediante un «Riegel» in calcestruzzo, resistente alla trazione e alla compressione. Indicazioni circa i movimenti di scorrimento ammissibili possono essere tratti dalla tabella 13.

5.9.2.2 Opere di premunizione flessibili (reti da neve) e costruzioni speciali (steccati, palizzate)

Le forze di trazione possono essere assorbite mediante tiranti (cfr. 5.9.7). Per le premunizioni contro le valanghe in pendii soggetti al permafrost con fenomeni di scorrimento del terreno tollerabili entrano in considerazione solo le reti da neve, assai meno sensibili al citato fenomeno rispetto alle strutture rigide (cfr. 7.4.3.1).

5.9.2.3 Opere di sostegno temporanee

Le fondazioni a monte di alcuni fra i tipi più comuni di rastrelliere da neve in legno sono in grado di sopportare solo forze di trazione molto ridotte (cfr. fig. 32). Per ridurre al minimo queste forze, occorre:

- prevedere un aumento della rugosità del terreno con terrazzamenti o palificazioni se si è in presenza di coefficienti di slittamento elevati,
- evitare di mettere in opera simili strutture su terreni molti ripidi o in zone con altezze della neve troppo elevate.

In caso contrario si devono prevedere fondazioni speciali, dimensionate in funzione delle forze di trazione (ad es. tiranti come previsto a 5.9.7) oppure strutture di sostegno permanenti.

Fig. 29 > Struttura di sostegno con fondazioni separate e con indicata la determinazione grafica delle forze di fondazione di un puntone con collegamento a cerniera alle 2 estremità e un montante con appoggio a cerniera in B (arco a tre cerniere).

La fondazione del puntone è costituita da una piastra, quella del montante da un micropalo e da un tirante in terreno sciolto.

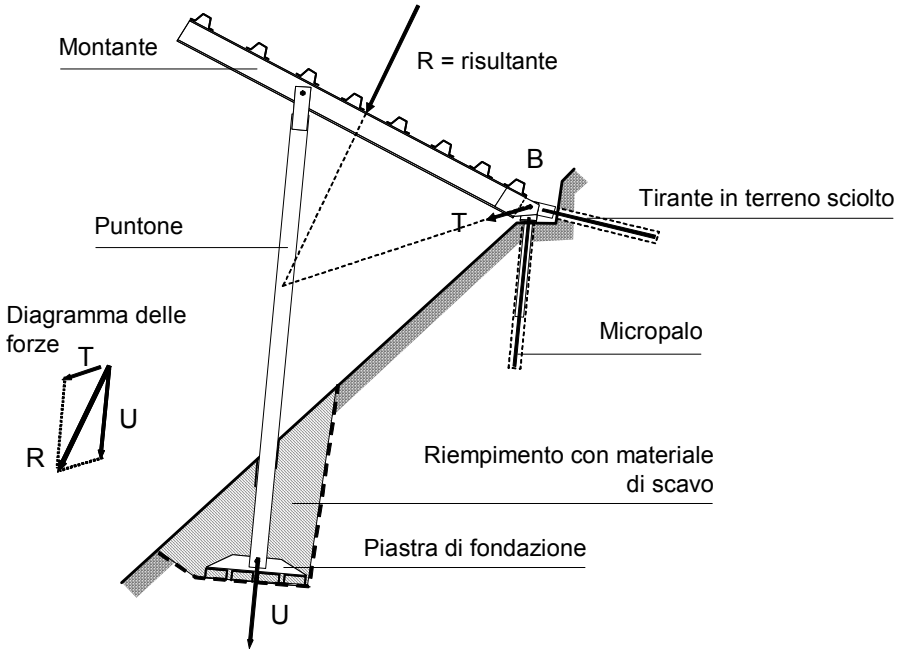
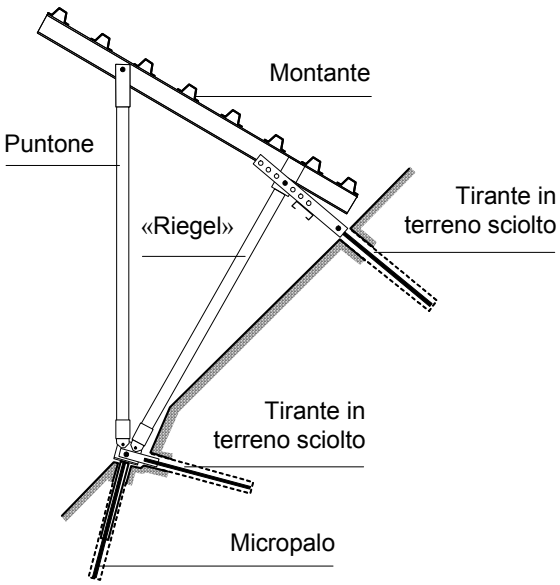


Fig. 30 > Struttura di sostegno con «Riegel». La fondazione a valle è costituita da un micropalo e da un tirante in terreno sciolto, quella a monte da un tirante in terreno sciolto.



5.9.3 Collegamento fra struttura portante e fondazione

5.9.3.1 Principio

In linea di principio, il collegamento fra struttura portante e fondazione può essere previsto sia rigido che articolato (a cerniera).

5.9.3.2 Collegamento della fondazione a monte

Per le fondazioni a monte della struttura portante eseguite in calcestruzzo o prefabbricate conformemente ai capitoli 5.9.5 e 5.9.6, il collegamento articolato (a cerniera) entra in considerazione solo in presenza di roccia affiorante o situata ad una profondità tale da permettere che l'elemento a sbalzo che sostiene l'articolazione possa essere saldamente incastrato in roccia. In caso contrario, vale a dire in terreno sciolto, il collegamento articolato comporta una sollecitazione sfavorevole del terreno o dimensioni della fondazione non più razionali. Per questo motivo, in presenza di terreno sciolto, è consigliabile prevedere un collegamento rigido del montante con la fondazione, tenendo un conto dell'aumento della distanza fra gli appoggi (non è consentito tener conto degli incastri volti a ridurre le forze esercitate dalla struttura portante [soliflusso, ecc.]).

5.9.3.3 Collegamento della fondazione a valle

Per la fondazione a valle il collegamento articolato del puntone è favorevole in quanto non comporta pressioni sfavorevoli sul terreno o dimensioni irrazionali delle fondazioni.

5.9.3.4 Collegamenti con tiranti e micropali

Per le strutture di sostegno fondate su tiranti e micropali bisogna prevedere collegamenti articolati.

5.9.3.5 Collegamenti tra il puntone e il montante

Di regola, nel caso di fondazioni a monte e a valle separate (5.9.2.1, fig. 29), il collegamento tra il puntone e il montante deve essere articolato. Nel caso in cui è previsto un «Riegel» (5.9.2.1, fig. 30) o se la fondazione risulta in roccia, questa articolazione può invece essere rigida.

5.9.3.6 Considerazione delle forze ascendenti

Nella progettazione del collegamento tra la fondazione e la struttura portante occorre tenere in considerazione l'effetto derivante dalle forze ascendenti.

Fig. 31 > Rete da neve.

Rete da neve fondata su due tiranti a fune e una piastra. La piastra è assicurata con una fune di ritenuta (cfr. 5.9.4.2).

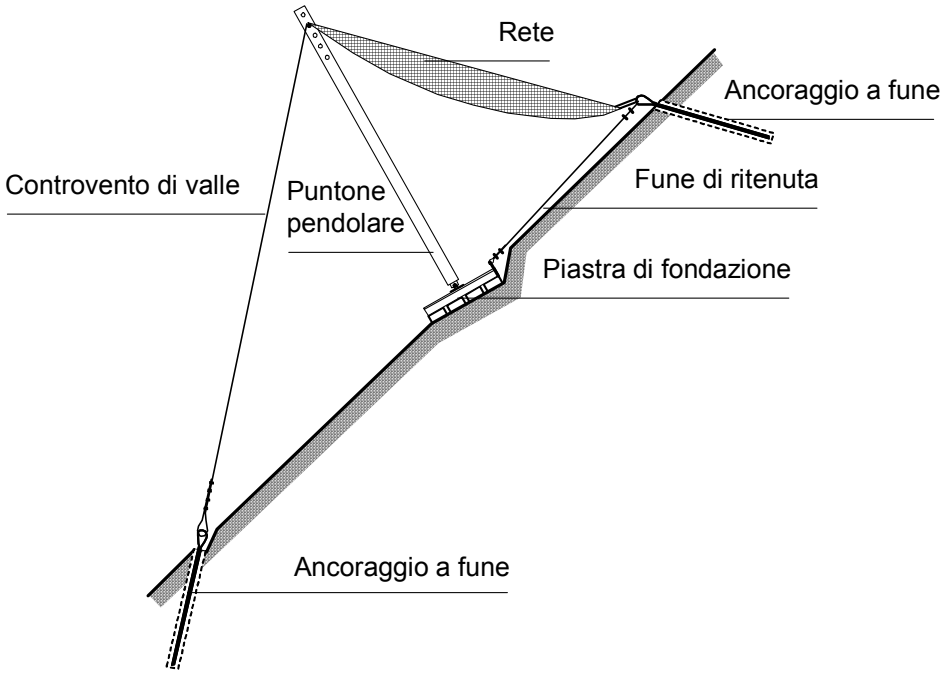
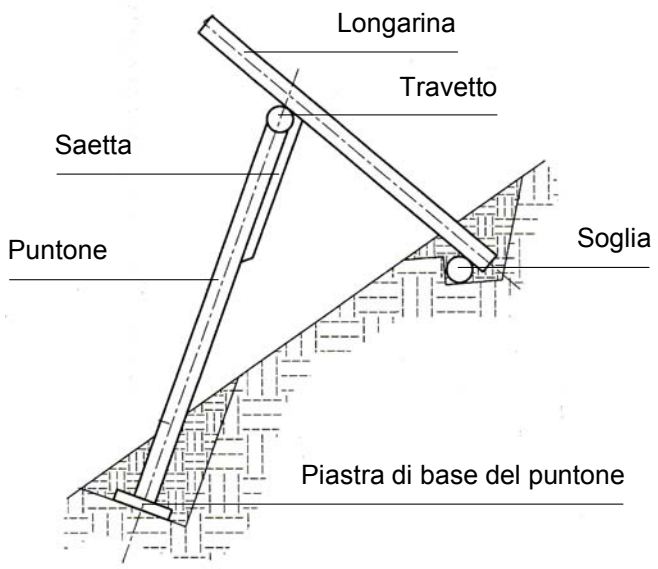


Fig. 32 > Rastrelliera da neve in legno. La fondazione a monte è eseguita con un elemento orizzontale detto soglia.



5.9.4 Osservazioni sul dimensionamento

5.9.4.1 Verifica della resistenza strutturale

Le formule semplificate, riportate nel seguito per il dimensionamento delle fondazioni, derivano dal criterio di dimensionamento esposto nella formula (16), dove sono stati introdotti un coefficiente di carico $\gamma_Q = 1.5$ e un coefficiente di resistenza, $\gamma_M = 1.35$ (ipotesi: $\gamma_Q \cdot \gamma_M = 1.5 \cdot 1.35 \approx 2.0$).

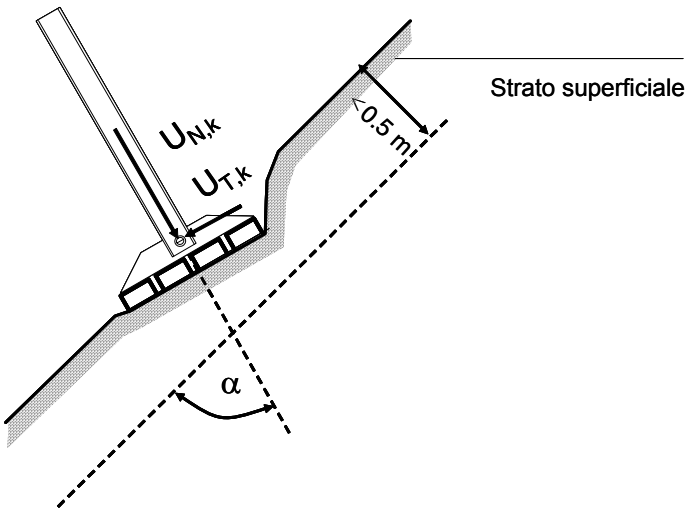
5.9.4.2 Strato superficiale del terreno

Le superfici di terreno sollecitate a compressione devono trovarsi integralmente al di sotto dello **strato superficiale avente uno spessore minimo di 0.5 m** (misurato perpendicolarmente alla superficie del terreno, come risulta dalle figg. 33 e 40) se l'angolo α compreso fra la direzione della forza normale del puntone $U_{N,k}$ e la parallela al terreno è inferiore a 75° (fig. 33).

5.9.4.3 Forze trasversali

Se le fondazioni trasmettono al terreno forze trasversali, le superfici del terreno sollecitate al taglio devono trovarsi interamente al di sotto dello strato superficiale di 0.5 m (misurato perpendicolarmente al terreno). Se, per esempio, nella costruzione di reti da neve vengono posate piastre di fondazione in vicinanza della superficie del terreno, le forze di taglio non possono essere trasmesse direttamente al terreno (figg. 31 e 50, o cap. 7.4.3.4.3).

Fig. 33 > Piastra di fondazione di una rete da neve fondata sulla superficie del terreno.



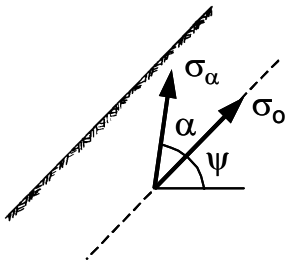
5.9.4.4 Relazione fra la resistenza del terreno e la direzione della forza

Per le fondazioni in calcestruzzo e prefabbricate di cui ai capitoli 5.9.5 e 5.9.6 si ammette la relazione fra la resistenza del terreno e la direzione della forza risultante riportata nella tabella 8. α è l'angolo compreso tra la direzione della forza e la parallela al pendio, σ_o è la resistenza specifica del terreno parallelamente al pendio, è la resistenza specifica del terreno nella direzione della forza (cfr. fig. 34) e ψ la pendenza del terreno. La resistenza del terreno perpendicolarmente al pendio σ_{90} è massima, la resistenza del terreno parallelamente al pendio σ_0 è minima.

Tab. 8 > Determinazione della resistenza specifica del terreno.

α [°]	0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
σ_α / σ_o [-]	0.40	0.53	0.66	0.80	0.90	0.97	1.00

Fig. 34 > Resistenza specifica del terreno σ_α in funzione della direzione della forza α.



5.9.4.5 Forze di trazione nel terreno

La tabella 8 è valida unicamente per forze di compressione nel terreno. In presenza di forze di trazione le fondazioni devono essere dimensionate alla stessa stregua di quelle dei pali (maggiori dettagli in merito sono riportati nei capitoli seguenti). Per tiranti e micropali vale il capitolo 5.9.7.

5.9.4.6 Resistenza del terreno di fondazione perpendicolarmente al pendio

La resistenza del terreno (limite della resistenza) perpendicolare al pendio σ_{90} dipende dalla pendenza, dalle caratteristiche del terreno, dalle dimensioni e dalla profondità d'incastro della fondazione. Questo valore deve essere determinato scrupolosamente in funzione delle caratteristiche locali. Sulla base dell'esperienza nel settore delle premunizioni contro le valanghe si può ritenere che la resistenza del terreno di fondazione perpendicolare al pendio σ_{90} varia dai 500 ai 1000 kN/m².

5.9.4.7 Riempimento con materiale di scavo

Dopo la messa in opera delle fondazioni il materiale di scavo va riposto nello scavo e costipato accuratamente.

5.9.5 Fondazioni in calcestruzzo in terreno sciolto

5.9.5.1 Definizione

Le fondazioni in calcestruzzo sono fondazioni eseguite sul luogo dell'opera.

5.9.5.2 Pericolo di corrosione

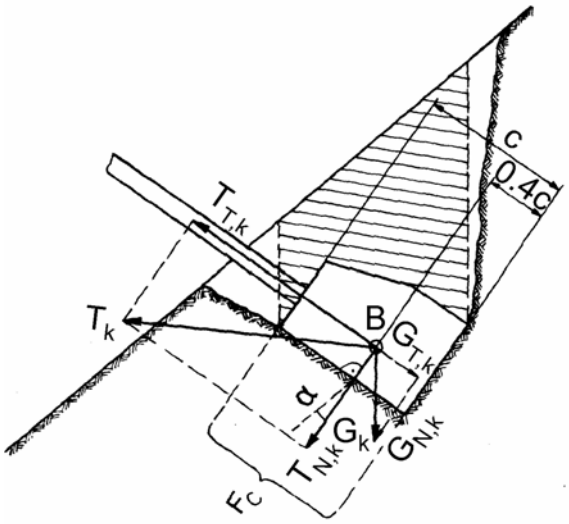
Per elementi annegati nel calcestruzzo, in particolare per quelli realizzati in leghe di alluminio, occorre tener conto del pericolo di corrosione.

5.9.5.3 Dimensionamento della fondazione a monte in calcestruzzo in funzione delle forze di compressione nel terreno

5.9.5.3.1 Collegamento rigido tra struttura portante e fondazione.

Il carico trasmesso alla fondazione consiste in un'unica forza T_K. Il punto di applicazione B di T_K deve essere ipotizzato ad una distanza pari a 0.4 c dalla base della fondazione (c = altezza della fondazione, cfr. fig. 35). B corrisponde all'appoggio inferiore, considerato puntiforme, del relativo elemento strutturale e determina la distanza fra gli appoggi. Per il dimensionamento del montante si suppone che l'appoggio possa ruotare liberamente attorno a B.

Fig. 35 > Dimensionamento della fondazione a monte in calcestruzzo in funzione delle forze di compressione nel terreno.



La faccia della fondazione rivolta a valle F_c deve soddisfare la seguente condizione:

$$F_c \geq \frac{2 \cdot (T_{N,k} + G_{N,k})}{\sigma_\alpha} \quad [m^2] \qquad (41)$$

$T_{N,k}$ componente, perpendicolare alla faccia della fondazione F_c, del valore caratteristico della forza risultante sull'appoggio

$G_{N,k}$ componente, perpendicolare alla faccia della fondazione F_c, del valore caratteristico del peso della fondazione (compreso il materiale di riporto tratteggiato nella fig. 35)

σ_α resistenza specifica del terreno di fondazione nella direzione perpendicolare a F_c (cfr. tab. 8 e cap. 5.9.4.6)

5.9.5.3.2 Collegamento articolato (non rigido) tra struttura portante e fondazione.

Il carico trasmesso alla fondazione consiste in una forza caratteristica singola T_k, che agisce eccentricamente. Il punto di applicazione di T_k si trova nell'articolazione. Secondo il capitolo 5.9.3.2 questo tipo di collegamento non entra di regola in considerazione nel caso di fondazioni separate in terreno sciolto.

5.9.5.4 Dimensionamento della fondazione a monte in calcestruzzo in funzione delle forze di taglio nel terreno

Il valore caratteristico della forza di trazione deve soddisfare le seguenti condizioni (cfr. anche 5.5.5):

$$T_{T,k} \leq \frac{(F_1 + 2F_2) \cdot s_B + G_{T,k} + (T_{N,k} + G_{N,k}) \cdot \tan \varphi_{Ek}}{2} \quad [kN] \qquad (42)$$

$T_{N,k}$ componente, normale alla faccia della fondazione F_c, del valore caratteristico della forza risultante sull'appoggio

$G_{N,k}$ componente, normale alla faccia della fondazione F_1, del valore caratteristico del peso della fondazione, compreso il peso del terreno (superficie tratteggiata nella fig. 36)

$G_{T,k}$ componente, parallela alla faccia della fondazione F_1, del valore caratteristico del peso della fondazione, compreso il peso del terreno (superficie tratteggiata nella fig. 36)

F_1 faccia a valle della fondazione fino alla superficie del terreno

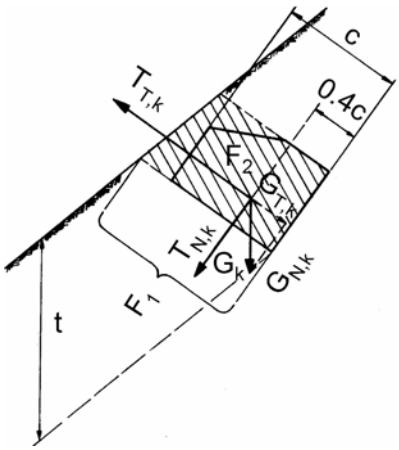
F_2 faccia laterale della fondazione fino alla superficie del terreno (tratteggiata nella fig. 36)

s_B carico di rottura al taglio lungo le facce della fondazione in terreno vergine secondo tabella 9.

φ_{Ek} valore caratteristico dell'angolo d'attrito per la trasmissione delle forze di compressione (supposto costante)

$$\tan \varphi_{Ek} = 0.8 \qquad (43)$$

Fig. 36 > Dimensionamento della fondazione in calcestruzzo a monte in funzione delle forze di taglio nel terreno.



Se non vengono eseguite prove specifiche in situ per la determinazione del carico di rottura al taglio s_B, dovranno essere applicati i valori che seguono, validi per una profondità della fondazione t pari a 1 m:

Tab. 9 > Carico di rottura al taglio lungo le facce della fondazione in terreno vergine.

Tipo di terreno	s_B [kN/m²]
Roccia buona, compatta	> 800
Roccia fessurata di cattiva qualità	80–800
Terreno fortemente precaricato, morena	20–80
Ghiaia molto grossolana e compatta	20–40
Ghiaia e sabbia limosa e compatta	20–25
Ghiaia e sabbia poco compatte e detriti di roccia	15–20

L'aumento dei valori di s_B in funzione della profondità di fondazione t può essere desunto dalla tabella 10:

Tab. 10 > Aumento della carico di rottura al taglio s_B in funzione della profondità di fondazione.

Misura verticale della profondità della fondazione t in m	Valore effettivo di s_B in funzione del valore di s_B per una profondità della fondazione pari a 1 m
1.0	$1.0 \cdot s_{B\,(1\,m)}$
1.5	$1.2 \cdot s_{B\,(1\,m)}$
2.0	$1.3 \cdot s_{B\,(1\,m)}$
3.0	$1.4 \cdot s_{B\,(1\,m)}$

Per altre profondità i valori intermedi possono essere calcolati tramite interpolazione lineare.

Esempio:

se per una ghiaia molto grossolana e compatta il valore di s_B per una profondità di fondazione di 1 m è di 30 kN/m², per una profondità di fondazione di 1.25 m il carico di rottura al taglio sarà

$$s_B = 1.1 \cdot 30 = 33 \text{ kN/m}^2$$

5.9.5.5 Fondazione a monte in calcestruzzo in presenza di roccia adatta ai tiranti, ricoperta da uno strato sottile di materiale sciolto

Le forze di trazione possono essere assorbite da tiranti in roccia convenientemente dimensionati come previsto al capitolo 5.9.7.2 (cfr. fig. 37). Il collegamento articolato tra struttura portante e fondazione è possibile e rappresenta generalmente la soluzione più economica.

Fig. 37 > Fondazione in roccia adatta ai tiranti.

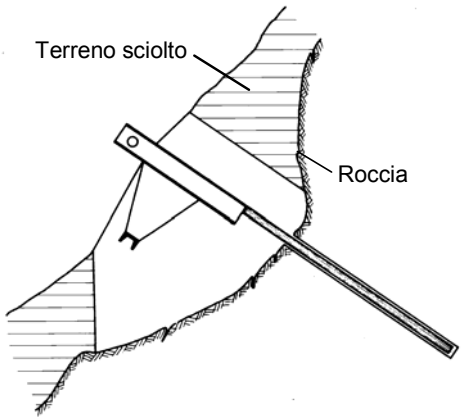
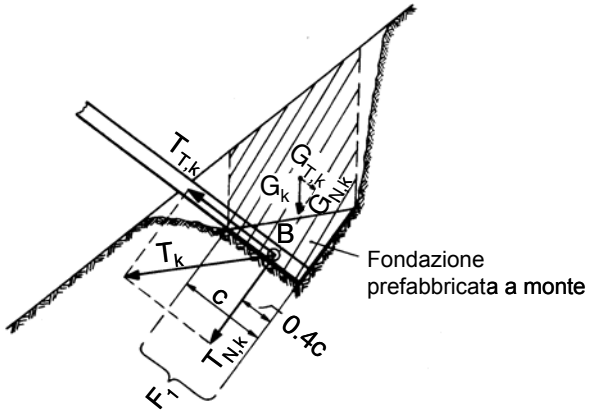


Fig. 38 > Dimensionamento della fondazione prefabbricata a monte in funzione delle forze di compressione nel terreno.



5.9.6 Fondazioni prefabbricate in terreno sciolto

5.9.6.1 Definizione

Le fondazioni prefabbricate vengono eseguite in officina e messe in opera sul cantiere (ad es. piastre di fondazione composte da profilati d'acciaio).

5.9.6.2 Corrosione

Se si prevedono fondazioni prefabbricate occorre porre la massima attenzione al pericolo di corrosione (eventualmente si possono fare eseguire delle prove per valutare il comportamento del terreno sulle parti potenzialmente corrodibili).

5.9.6.3 Dimensionamento della fondazione prefabbricata a monte in funzione delle forze di compressione nel terreno

Per le congiunzioni rigide tra la struttura portante e la fondazione (fig. 38) si fa riferimento al capitolo 5.9.5.3.

5.9.6.4 Dimensionamento della fondazione prefabbricata a monte in funzione delle forze di taglio nel terreno

Per le fondazioni prefabbricate non provviste di un appoggio a risega, i valori di s_B riportati nella tabella 9 non sono validi. Ciò poiché la rottura dovuta all'estrazione della fondazione avviene nel materiale di riempimento, la cui coesione è ridotta. Il procedimento di calcolo che segue presuppone che il materiale di riempimento sia costipato nel migliore dei modi.

Il valore caratteristico della forza di trazione $T_{T,k}$ deve soddisfare le seguenti condizioni (cfr. anche 5.5.5):

$$\boxed{T_{T,k} \leq \frac{(F_1 + 2F_2) \cdot s^*_B + G_{T,k} + (T_{N,k} + G_{N,k}) \cdot \tan \varphi_{Ek}}{2}} \quad [kN] \qquad (44)$$

$T_{N,k}$ componente, normale alla faccia della fondazione F_1, del valore caratteristico della forza risultante sull'appoggio (premessa: collegamento rigido tra la struttura portante e la fondazione)

$G_{N,k}$ componente, normale alla faccia della fondazione F_1, del valore caratteristico del peso del terreno (superficie tratteggiata nella fig. 39)

$G_{T,k}$ componente, parallela alla faccia della fondazione F_1 , del valore caratteristico del peso del terreno (superficie tratteggiata nella fig. 39)

F_1 faccia della fondazione a valle fino alla superficie del terreno

F_2 faccia laterale della fondazione fino alla superficie del terreno (superficie tratteggiata nella fig. 39)

s^*_B carico di rottura al taglio lungo le facce dello zoccolo in materiale di riempimento. Per una profondità di fondazione t di un metro vale:

$$\boxed{s^*_{B(1m)} = 10 \text{ kN/m}^2} \qquad (45)$$

L'aumento dei valori di s^*_B in funzione della profondità di fondazione t (in m) può essere calcolato con la formula seguente:

$$s^*_{B(t)} = \frac{s^*_{B(1m)}}{2} \cdot (1 + t) \qquad [kN/m^2] \qquad (46)$$

φ_{Ek} angolo d'attrito caratteristico per la trasmissione delle forze di compressione (ritenuto costante; $\tan\varphi_{Ek} = 0.8$, vedi formula 43)

Fig. 39 > Dimensionamento della fondazione prefabbricata a monte in funzione delle forze di taglio nel terreno.

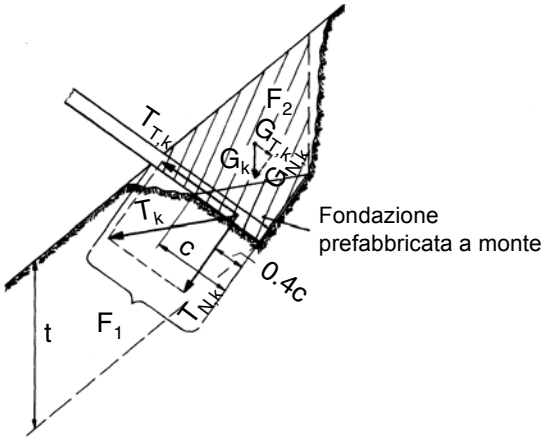
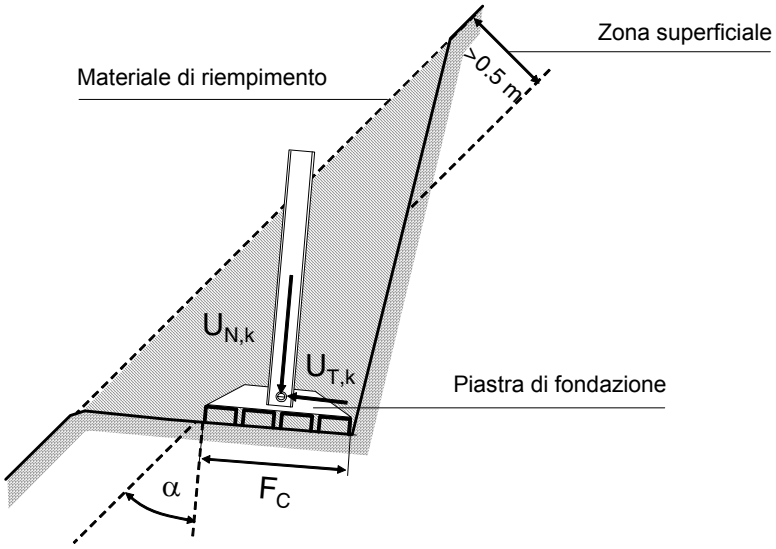


Fig. 40 > Dimensionamento della fondazione prefabbricata a valle.

Il collegamento articolato tra il puntone e la fondazione risulta vantaggioso. Il carico agente sulla fondazione consiste in una forza perpendicolare $U_{N,k}$ e in una forza trasversale $U_{T,k}$.



5.9.6.5 Dimensionamento della fondazione prefabbricata a valle in funzione delle forze di compressione nel terreno

La faccia a valle della fondazione F_C, che deve trovarsi per intero al di sotto dello stato superficiale di 0.5 m (fig. 40), deve soddisfare la seguente condizione:

$$F_C \geq \frac{2 \cdot U_{N,k}}{\sigma_\alpha} \qquad [m^2] \qquad (47)$$

$U_{N,k}$ valore caratteristico della forza assiale del puntone normale alla faccia della fondazione F_c

σ_α resistenza specifica del terreno nella direzione normale a F_c (cfr. tab. 9 e 5.9.4.6)

5.9.6.6 Dimensionamento della fondazione prefabbricata a valle in funzione delle forze di taglio nel terreno

La forza trasversale deve soddisfare la seguente condizione:

$$U_{T,k} \leq \frac{U_{N,k} \cdot \tan \varphi_{Ek}}{2} \qquad [kN] \qquad (48)$$

$U_{T,k}$ valore caratteristico della forza trasversale alla base del puntone parallela alla faccia della fondazione F_c

φ_{Ek} angolo d'attrito caratteristico per la trasmissione delle forze di pressione (ritenuto costante, $\tan\varphi_{Ek} = 0.8$, vedi formula 43)

5.9.7 Tiranti e micropali

5.9.7.1 Generalità e concetti

5.9.7.1.1 Generalità

La fondazione delle strutture di sostegno con tiranti e micropali è di regola più vantaggiosa rispetto ai metodi descritti nei capitoli 5.9.5 e 5.9.6.

5.9.7.1.2 Definizione di tirante

I tiranti sono elementi portanti slanciati e relativamente corti, messi in opera previa trivellazione e sollecitati a trazione. Con riferimento a questa direttiva tecnica non vengono, di regola, messi in tensione.

I tiranti si distinguono in **tiranti in roccia** e **tiranti in terreno sciolto.** I tiranti in terreno sciolto sono a loro volta suddivisi in **tiranti senza bulbo** (in questa categoria sono compresi anche i tiranti con guaina) e in **tiranti con bulbo.** I **tiranti in fune** sono costituiti da un elemento a trazione in fune di fili d'acciaio (cfr. 5.2.6.4).

5.9.7.1.3 Definizione di micropali

I micropali sono elementi portanti di piccolo diametro, relativamente corti, messi in opera previa trivellazione e generalmente sollecitati a compressione.

I micropali si distinguono in micropali **senza bulbo** e in micropali **con bulbo.**

5.9.7.1.4 Introduzione delle forze

L'introduzione delle forze dalla struttura portante al tirante o al micropalo deve avvenire **all'altezza della superficie del terreno,** senza nessuna sporgenza.

5.9.7.1.5 Prove di estrazione

Per grandi progetti o in presenza di condizioni problematiche del terreno, prima di scegliere il tipo di struttura o di indire la gara d'appalto si rende necessaria una serie di prove per determinare il valore caratteristico della resistenza all'estrazione $R_{a,k}$ di tiranti e micropali. Per ogni tipo di terreno con parametri geotecnici simili devono di regola essere eseguite almeno 3 prove di estrazione. Se per un certo tipo di terreno vengono eseguite solo 1 o 2 prove, per la definizione del valore caratteristico della resistenza ultima $R_{a,k}$ occorre ridurre il valore più basso della resistenza ultima esterna R_a del 40 per cento, e del 20 per cento.

5.9.7.1.6 Verifiche e controllo della qualità

Forti deformazioni o danni riscontrati nel corso di un'ispezione di controllo (vedi 5.4.2) devono essere analizzati ed eliminati al più presto. Se necessario è consigliabile

la verifica della resistenza mediante prove di estrazione, con sollecitazioni fino a 1.35 volte la forza di trazione massima prevedibile F_k. Se necessario, i tiranti e i micropali devono essere sostituiti. Per la verifica della qualità d'esecuzione è consigliabile eseguire prove di trazione sul 5 per cento circa dei tiranti o almeno 3 prove per tipo di terreno con parametri geotecnici simili.

5.9.7.1.7 Prevenzione contro la corrosione

Per quanto riguarda la protezione contro la corrosione si rimanda ai capitoli 5.2.4.3 e 5.2.6.4

5.9.7.1.8 Dimensionamento

Per quanto riguarda la verifica della sicurezza strutturale valgono anche i capitoli 5.2.2 e 5.2.3.

La **sicurezza strutturale esterna** di un tirante, o di un micropalo, risulta verificata se è soddisfatto il seguente criterio di dimensionamento:

$$\boxed{E_D \leq R_D} \qquad (49)$$

$E_d = \gamma_Q \cdot F_k$: valore di dimensionamento dell'effetto dell'azione (sollecitazione), dove F_k è il valore caratteristico della forza di trazione, o di compressione (ad es. in seguito alla pressione della neve) e γ_Q =1.5 è il coefficiente di carico.

$R_d = R_{a,k} / \gamma_M$: valore di dimensionamento della resistenza ultima del tirante, o del micropalo, dove $R_{a,k}$ è il valore caratteristico della resistenza ultima esterna del tirante (resistenza all'estrazione) o del micropalo (resistenza del palo) e γ_M =1.35 è il coefficiente di resistenza.

La **resistenza strutturale interna** di un tirante, o di un micropalo, deve essere verificata tenendo in considerazione la sezione staticamente utile dell'acciaio, conformemente a 5.2.3.2.

5.9.7.2 Tiranti in roccia

5.9.7.2.1 Principio

I tiranti in roccia sono in grado di assorbire forze di trazione e forze trasversali. Se i tiranti sono sollecitati anche da forze trasversali (direzione della trazione ≠ dalla direzione del tirante) il loro dimensionamento deve tener conto di questo fatto. In casi simili l'impiego di un tirante in fune di fili d'acciaio risulta di regola più favorevole.

5.9.7.2.2 Esecuzione

Nella roccia adatta ai tiranti viene praticato un foro, nel quale viene introdotto un tirante (barra nervata o fune metallica) con o senza dispositivo di bloccaggio. Il foro viene riempito con malta d'ancoraggio dal basso verso l'alto, muovendo nel contempo la barra.

5.9.7.2.3 Impiego

Si definisce adatta ai tiranti una roccia da compatta a leggermente fratturata, non alterata e normalmente perforabile.

5.9.7.2.4 Requisiti vincolanti

Il diametro minimo del foro deve corrispondere ad almeno 1.5 volte il diametro della barra, ammesso che la copertura minima di malta raggiunga i 10 mm. Prima dell'iniezione il foro deve essere convenientemente pulito con aria compressa.

5.9.7.2.5 Dimensionamento

I tiranti in roccia devono essere dimensionati conformemente a 5.9.7.1.8. La lunghezza del tirante deve essere definita in base alla qualità della roccia. La sicurezza strutturale del tirante dipende dal grado di alterazione della roccia, dalla composizione minerale, dal tipo di roccia e dalla spaziatura della fratturazione. Dal momento che gli strati superficiali della roccia presentano spesso una scarsa resistenza, la lunghezza del tirante in roccia deve essere di **almeno 1.5 m.** Per la roccia poco fratturata possono essere adottate, per quanto riguarda la rottura, le seguenti resistenze all'estrazione $R_{a,k}'$ per metro lineare di lunghezza ancorata:

Tab. 11 > Resistenza specifica ultima, esterna alla trazione, per tiranti in roccia poco fratturata in funzione del diametro della perforazione.

Diametro della perforazione (mm)	Tensione di rottura fra malta d'ancoraggio e roccia s_k (N/mm²)	Resistenza ultima all'estrazione e per metro lineare di lunghezza del tirante $R_{a,k}'$ (kN/m')
30	1.00	95
45	2.00	280

5.9.7.3 Tiranti in terreno sciolto

5.9.7.3.1 Principio

I tiranti in terreno sciolto sono in grado di assorbire le forze di trazione agenti in direzione assiale.

5.9.7.3.2 Trascurabilità delle forze trasversali

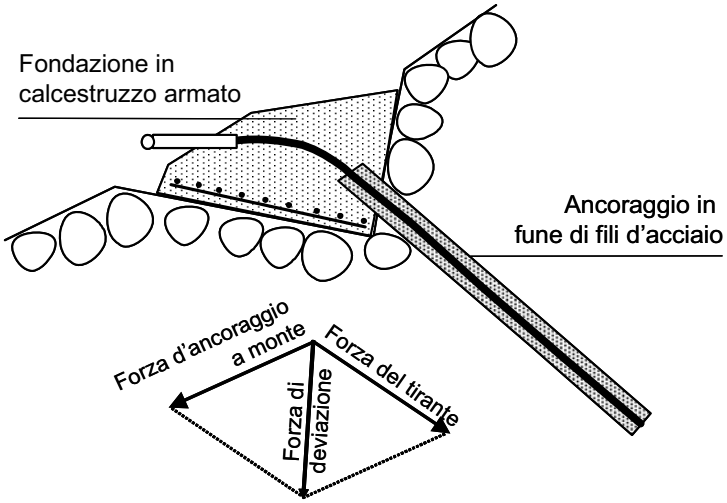
La possibile presenza di forze trasversali, originate dalle forze laterali descritte nel capitolo 5.5.6, viene tenuta presente ma non viene presa in considerazione per il dimensionamento.

5.9.7.3.3 Presa in considerazione delle forze trasversali

Per contro, le forze trasversali derivanti dalla deviazione della forza agente sui tiranti a monte (in fune d'acciaio) delle reti devono essere tenute in considerazione per il dimensionamento. In condizioni favorevoli (terreno solido e compatto) è sufficiente la messa in opera di un tubo di stabilizzazione supplementare in acciaio. Se le condizioni sono sfavorevoli (presenza di humus, terreno soffice, slittamento pronunciato) è raccomandabile l'esecuzione di una fondazione in calcestruzzo.

Se si prevede che, in planimetria, la risultante della pressione della neve non agisce perpendicolarmente alla superficie di sostegno (a causa delle irregolarità del terreno o della ripartizione della neve), per il dimensionamento dei tiranti di **strutture singole o di filari di strutture corti,** (L < 10 m) devono essere considerate le forze trasversali derivanti dal carico supplementare conformemente a 5.5.6.

Fig. 41 > Fondazione in calcestruzzo armato per l'assorbimento delle forze di deviazione. La fondazione riduce la pressione sul terreno esercitata dal tirante a fune.



5.9.7.4 Tiranti con guaina

5.9.7.4.1 Messa in opera

La barra d'ancoraggio - se necessario avvolta in una guaina a rete - e la lancia d'iniezione vengono introdotte fin sul fondo del foro, che viene iniettato con malta d'ancoraggio dal basso verso l'alto, ritraendo progressivamente la lancia.

5.9.7.4.2 Impiego

Questo tipo di tirante è adatto per i seguenti tipi di terreno:

> ghiaia irregolare,
> sottosuoli permeabili, con grossi blocchi (come detriti di falda e di roccia).

5.9.7.4.3 Requisiti vincolanti

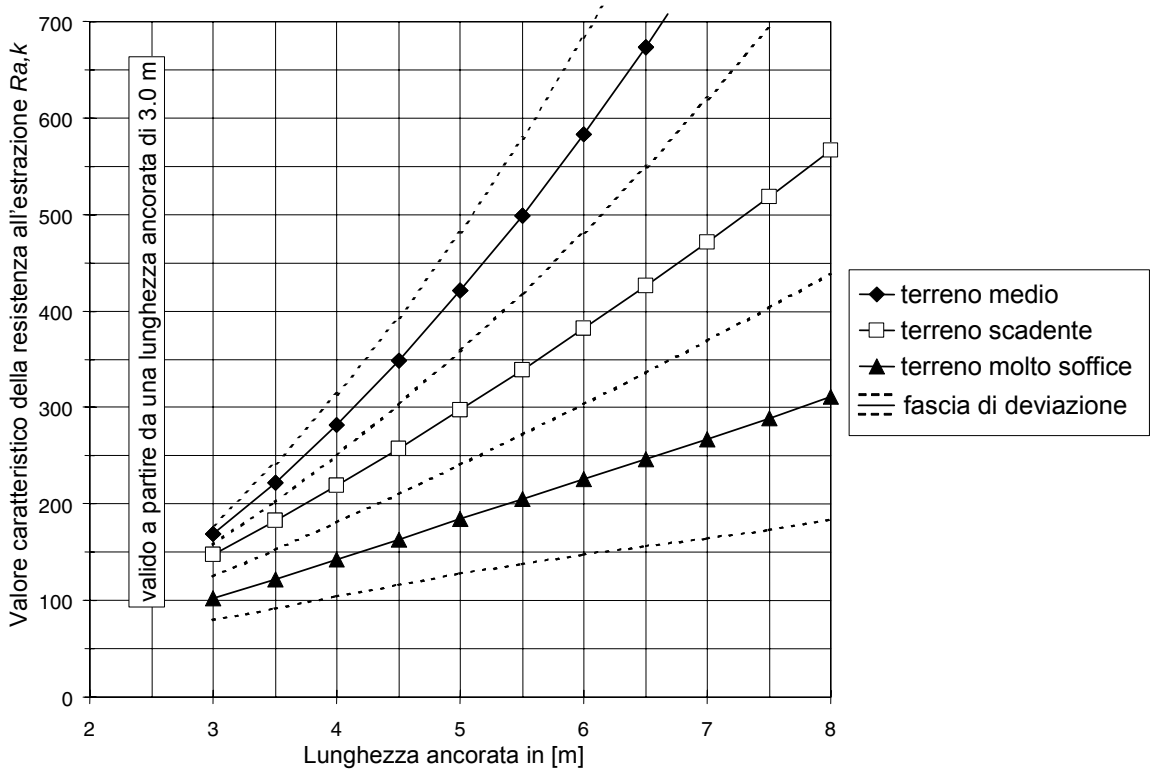
Sono considerati vincolanti i seguenti requisiti:

> il diametro minimo del foro deve essere pari a 90 mm;
> la maglia massima della guaina a rete deve essere pari a 10 mm;
> gli ancoraggi devono essere centrati nel foro nel migliore dei modi;
> la malta d'ancoraggio utilizzata deve avere le caratteristiche di cui al capitolo 6 della presente direttiva tecnica;
> la **lunghezza ancorata necessaria** deve essere determinata per ogni singolo progetto (cfr. 5.9.7.1.5 e 5.9.7.4.4);
> la pendenza minima dei tiranti rispetto alla parallela al pendio deve essere di **15°;**
> **la copertura di malta** degli elementi a trazione (barra d'ancoraggio, filo d'acciaio) deve avere uno spessore di almeno **20 mm.** La copertura di malta dei tubi di rivestimento deve avere uno spessore di almeno **10 mm.**

5.9.7.4.4 Dimensionamento

I tiranti con guaina devono essere dimensionati conformemente a 5.9.7.1.8. Per il **predimensionamento** può entrare in considerazione la resistenza caratteristica all'estrazione $R_{a,k}$ di un tirante dello stesso tipo in funzione della lunghezza ancorata e del tipo di terreno, secondo il diagramma riportato nel seguito (fig. 42). Ciò se non sono state eseguite prove di estrazione di tiranti o se non si dispone di esperienze pratiche in terreni simili. La pur affidabile suddivisione in condizioni di terreno medie e scadenti (terreno molto soffice) è assai difficile da attuare sul cantiere. Per la determinazione definitiva delle lunghezze dei tiranti deve essere eseguita una serie di prove di estrazione. Per ettaro di zona da premunire occorrono almeno da 3 a 5 prove (cfr. 5.9.7.1.5). Se le condizioni del sottosuolo sono molto eterogenee, il numero delle prove deve essere aumentato di conseguenza.

Fig. 42 > Valore caratteristico della resistenza limite all'estrazione $R_{a,k}$ in funzione della lunghezza ancorata e del tipo di terreno per tiranti con e senza bulbo.



Terreno medio:	terreno compatto con materiale fine coesivo (ad es. detrito grossolano unito a materiale fine, ghiaie sabbiose asciutte).
Terreno scadente:	terreno soffice, con materiale fine senza coesione e non legante, con angoli d'attrito bassi (ad esempio prodotti di alterazione umidi e a grana fine che non garantiscono una buona aderenza fra ancoraggio e terreno), detriti di falda.
Terreno molto soffice:	terreno molto soffice, simile all'humus, con vuoti.

5.9.7.5 Tiranti con bulbo

5.9.7.5.1 Esecuzione

Una carica fatta esplodere all'estremità inferiore del foro crea una cavità (bulbo) a forma di cipolla. Il foro deve essere preventivamente protetto con un tubo in acciaio per permettere l'introduzione, dopo l'esplosione, della barra d'ancoraggio che deve attraversare tutto il bulbo. Bulbo e foro vengono in seguito completamente iniettati con malta d'ancoraggio per mezzo di una lancia d'iniezione.

5.9.7.5.2 Impiego

Questo tipo di ancoraggio è adatto per terreni da ghiaiosi a sabbiosi ben compatti.

La decisione circa l'impiego di ancoraggi con bulbo e la determinazione della quantità di esplosivo devono avvenire con la massima prudenza.

5.9.7.5.3 Requisiti vincolanti

Sono considerati vincolanti i seguenti requisiti:

> il diametro minimo del foro deve essere pari a 90 mm;
> **i tubi di rivestimento** devono essere in acciaio ed avere un diametro esterno di almeno 60 mm e uno spessore delle pareti di almeno 2 mm. I tubi, alla loro estremità inferiore, devono essere schiacciati a punta mediante 4 tagli longitudinali di 100–150 mm e successiva sagomatura. Su tutta la lunghezza devono essere provvisti di fessure o fori per permettere alla malta di uscire e di avvolgere completamente il tubo. La larghezza delle fessure o il diametro dei fori devono misurare almeno 20 mm. Queste aperture devono essere sfalsate e avere una distanza di circa 500 mm l'una dall'altra;
> la **carica esplosiva** deve essere introdotta fino alla punta del tubo;
> **l'accensione elettrica** delle cariche è di regola raccomandata: è comunque assolutamente necessaria in presenza di ancoraggi vicini (ad es. ancoraggi doppi, che richiedono un'esplosione simultanea);
> la lunghezza della barra d'ancoraggio deve **superare** quella del tubo di protezione di 300 mm per avere la certezza che possa trapassare tutto il bulbo. Essa deve inoltre essere **centrata** nel tubo nel migliore dei modi;
> la malta deve essere **iniettata** in modo tale che possa risalire, all'interno e all'esterno del tubo, fino alla superficie del terreno. Essa deve avere caratteristiche di cui al capitolo 6 della presente direttiva tecnica;
> **la lunghezza d'ancoraggio necessaria** deve essere determinata per ogni singolo progetto.

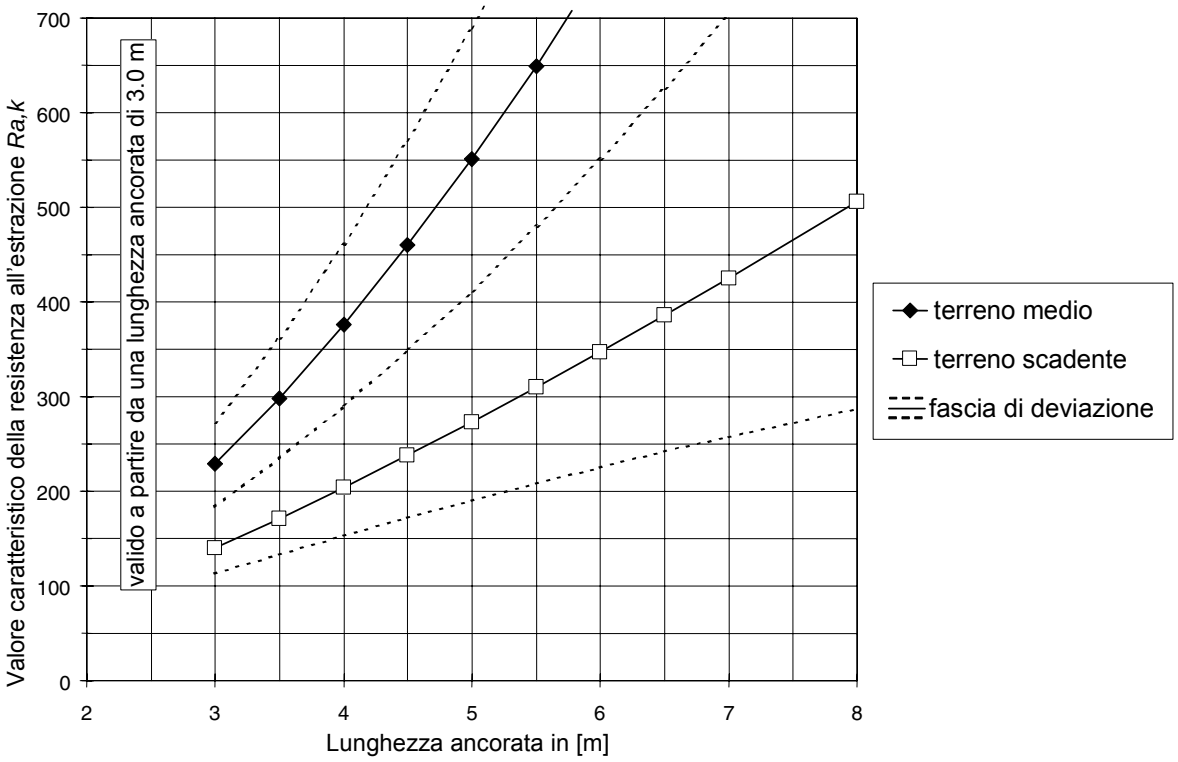
5.9.7.5.4 Nota

L'esperienza insegna che da 50 a 100 g di esplosivo lento formano un bulbo avente una capacità variante da 30 a 50 l.

5.9.7.5.5 Dimensionamento

Gli ancoraggi con bulbo devono essere dimensionati conformemente a 5.9.7.1.8. Per un **predimensionamento** può essere stimata la resistenza caratteristica all'estrazione $R_{a,k}$ di un ancoraggio dello stesso tipo in funzione della lunghezza ancorata e del tipo di terreno secondo il diagramma riportato nel seguito (fig. 46). Ciò se non sono state eseguite prove di estrazione di ancoraggi o se non si dispone di esperienze pratiche in terreni simili. Il diagramma è valido anche per ancoraggi doppi. La pur affidabile suddivisione in condizioni di terreno medie e scadenti è assai difficile da attuare sul cantiere. Per la determinazione definitiva delle lunghezze d'ancoraggio deve essere eseguita una serie di prove di estrazione. Per ettaro di zona da premunire occorrono almeno 3–5 prove (cfr. 5.9.7.1.5). Se le condizioni del sottosuolo nella zona da premunire sono molto eterogenee, il numero delle prove deve essere aumentato di conseguenza.

Fig. 43 > Valore caratteristico della resistenza all'estrazione $R_{a,k}$ in funzione della lunghezza ancorata e del tipo di terreno per ancoraggi con bulbo.



Terreno medio: terreno compatto con materiale fine coesivo (ad es. detrito grossolano unito a materiale fine, ghiaie sabbiose asciutte).
Terreno scadente: terreno soffice, con materiale fine senza coesione e non legante con angoli d'attrito bassi (ad es. prodotti di disgregazione umidi e a grana fine che consentono una scarsa aderenza fra ancoraggio e terreno), detriti di falda.

5.9.7.6 Micropali

5.9.7.6.1 Principio

I micropali sono in grado di assorbire forze agenti in direzione assiale.

5.9.7.6.2 Forze trasversali

Le forze trasversali (al minimo il 20% della forza di compressione centrica con linea d'azione sull'asse del puntone) causate da carichi supplementari (errori di perforazione, forze trasversali agenti sui puntoni secondo 5.5.4) devono essere considerate per il dimensionamento della fondazione. Queste forze devono essere assorbite da ancoraggi supplementari o dalla resistenza del terreno.
In presenza di terreni con caratteristiche scadenti, di marcato slittamento o di pendenze localmente elevate, il micropalo deve essere assicurato con un ancoraggio supplementare.

5.9.7.6.3 Esecuzione

I micropali vengono messi in opera alla stessa stregua degli ancoraggi.

5.9.7.6.4 Requisiti vincolanti

Per garantire la sicurezza alla pressoflessione dell'estremità superiore, i micropali devono essere irrigiditi, per almeno 1.5 m, mediante tubi di rinforzo, plinti in calcestruzzo o accorgimenti simili. I tubi di rinforzo devono estendersi fino all'estremità superiore del micropalo, in modo tale che la barra d'ancoraggio non risulti sporgente. La copertura di malta dei tubi di rinforzo deve avere uno spessore minimo di 10 mm.

5.9.7.6.5 Dimensionamento

I micropali devono essere dimensionati conformemente a 5.9.7.1.8. La resistenza ultima di un micropalo sollecitato a compressione è superiore del 50 per cento rispetto a quella di un tirante sollecitato a trazione. Il predimensionamento può avvenire facendo capo ai valori per ancoraggi senza bulbo con guaina o per ancoraggi con bulbo riportati dalle figure 42 e 43.
Per il calcolo della resistenza ultima interna può essere presa in considerazione solo la sezione dell'acciaio (cfr. 5.2.3.2).

5.9.7.6.6 Nota

Nel caso in cui la direzione dell'introduzione della forza di compressione non sia definita in modo esatto (ciò riguarda ad esempio i puntoni pendolari delle reti da neve, collegati alla fondazione mediante un'articolazione sferica, la fondazione, in terreno sciolto, mediante micropali e tiranti è da ritenere precaria. In casi simili è più vantaggioso prevedere un plinto in calcestruzzo o una piastra di fondazione.

5.9.7.7 Procedimenti esecutivi particolari

In presenza di condizioni scadenti di terreno (ad es. scarsa resistenza, forti perdite di malta, fori instabili) si può far capo ad ancoraggi autoperforanti, ancoraggi a sacco, iniezioni successive sotto pressione, o a perforazioni con il rivestimento del foro (cfr. 5.9.7.4). In questi casi, per la definizione della lunghezza ancorata necessaria, sono indispensabili delle prove di resistenza.

6 > La malta d'ancoraggio nella costruzione di opere di premunizione contro le valanghe

6.1 Generalità

6.1.1 Scopo

Nei capitoli che seguono viene stabilito il procedimento per le prove di idoneità e per il controllo della conformità della malta d'ancoraggio durante i lavori di iniezione sul cantiere. Le prescrizioni che seguono sono vincolanti per l'impiego della malta d'ancoraggio nelle opere di premunizione contro le valanghe sovvenzionate dalla Confederazione.

6.1.2 Prova d'idoneità

L'idoneità di una malta d'ancoraggio deve essere dimostrata mediante una prova eseguita presso un laboratorio neutro. La prova di idoneità e il relativo rapporto perdono la loro validità **dopo 3 anni.** La prova di idoneità costituisce la base per l'omologazione della malta d'ancoraggio (cfr. 8.3).

6.1.3 Controllo della conformità

Durante i lavori di iniezione sul cantiere è necessario un controllo continuo della conformità del prodotto utilizzato. La frequenza delle prove deve essere adeguata al quantitativo di malta impiegato, all'importanza del cantiere, alla competenza dell'impresa e alle esperienze fatte con le attrezzature impiegate (combinazione miscelatrice-pompa); essa deve inoltre essere stabilita in modo tale da consentire la percezione dell'effettiva dispersione delle caratteristiche dalla malta. La prova deve aver luogo in un laboratorio neutro. Dal momento che per conoscerne i risultati sono necessari da 1 a 2 mesi è consigliabile procedere alle prove preliminari prima dell'inizio dei lavori; durante le operazioni di iniezione ci si può limitare al controllo delle caratteristiche della malta fresca determinandone il contenuto in pori d'aria.

6.2 Malta d'ancoraggio normale

6.2.1 Prova d'idoneità

6.2.1.1 Esami

La malta da sottoporre alla prova dell'idoneità deve possedere una consistenza tale da permettere un regolare pompaggio. La prova deve comprendere i seguenti esami:

6.2.1.2 Proprietà della malta fresca

Sulla malta fresca vengono determinati secondo il metodo EMPA i valori della sedimentazione e dell'espansione, il contenuto dei pori d'aria e la massa volumica.

6.2.1.3 Esami sulla malta indurita

Sulla malta indurita sono previsti i seguenti esami, per i quali vengono impiegati prismi di 40/40/160 mm, confezionati secondo il metodo EMPA:

> massa volumica, resistenza alla flesso-trazione e alla compressione dopo 24 ore, 3, 7, 14 e 28 giorni (conservazione all'aria, ad una temperatura di 20° e con un'umidità relativa del 90%), come previsto dalla norma SIA 215.001;
> misura del modulo d'elasticità dopo 28 giorni, conformemente alla norma SIA 262/1, allegato G (intervalli di tensione σ = 0.5 ... 5.0 N/mm²);
> determinazione della resistenza al gelo FS secondo la vecchia norma SIA 162/1, prova n. 7, su sezioni di prisma (inizio della prova dopo 21 giorni);
> misura dalla variazione in lunghezza secondo norma SIA 261/1, allegato F (condizioni ambientali: 20°C e 70% di umidità relativa), durata della prova fino a 90 giorni.

6.2.1.4 Requisiti posti alla malta d'ancoraggio

La malta d'ancoraggio deve possedere i seguenti valori limite:

> **Resistenza alla compressione:**	7 giorni: 28 giorni:	fc ≥ **22 N/mm²** fc ≥ **35 N/mm²**
> **Modulo d'elasticità:**		**E ≤ 25'000 N/mm²** (intervalli di tensione σ = 0.5 … 5.0 N/mm²)
> **Resistenza al gelo:**		**FS ≥ 1.5**
> **Variazione in lunghezza (ritiro):**	dopo 28 giorni	ε_{cs} **≤ 2.0‰**

6.2.2 Controllo della conformità

6.2.2.1 Confezione dei provini

Il prelievo della malta e la confezione dei provini avvengono in cantiere. La malta da esaminare, che deve provenire da un impasto normalmente preparato, viene prelevata durante i lavori sul luogo d'impiego, alla fine del tubo di iniezione.

6.2.2.2 Numero di provini necessari

Per gli esami sono necessari i seguenti provini:

> 9 prismi 40/40/160/mm oppure
> 2 cilindri Ø = h = 200 mm oppure
> 2 cubi di 200/200/200 mm o provini con un volume analogo

6.2.2.3 Contrassegno e trasporto dei provini

I provini devono essere contrassegnati in modo chiaro e persistente. Il trasporto al laboratorio deve avvenire al più presto dopo la presa della malta e al più tardi dopo 2 giorni.

6.2.2.4 Conservazione

La conservazione dei provini dopo la preparazione e fino all'arrivo al laboratorio deve avvenire in modo tale da evitare perdite di umidità e da garantire una temperatura minima di 10 °C (avvolgimento in fogli di plastica, conservazione in acqua, disposto nella baracca di cantiere).

6.2.2.5 Indicazioni da fornire al laboratorio

Per garantire una sicura interpretazione dei risultati, al laboratorio, unitamente ai provini, devono essere date le seguenti indicazioni:

> generalità del committente;
> rapporto di preparazione dell'impasto;
> modalità e data della preparazione dei provini;
> temperatura dell'aria e della malta al momento dell'impasto;
> data della scasseratura;
> condizioni di conservazione.

6.2.2.6 Provini

L'esame avviene su prismi di 40/40/160 mm o su carote Ø = 50 mm (diametro = altezza), estratte da provini provenienti dal cantiere.

6.2.2.7 Conservazione in laboratorio

La conservazione dei provini in laboratorio fino al momento degli esami avviene ad una temperatura di 20 °C, con un'umidità relativa pari al 90 per cento.

6.2.2.8 Esami previsti dal controllo della conformità

Il controllo della conformità deve comprendere i seguenti esami:

> massa volumica e resistenza alla compressione dopo 7 e 28 giorni conformemente alla norma SIA 215.001 ed EN 12504–1;
> determinazione della resistenza al gelo secondo la vecchia norma SIA162/1, prova n. 7 (inizio della prova dopo 21 giorni).

6.2.2.9 Requisiti per la malta d'ancoraggio

Per la prova di conformità valgono i seguenti valori limite:

> **Resistenza alla compressione:**	7 giorni:	**fc ≥ 22 N/mm²**
	28 giorni:	**fc ≥ 35 N/mm²**
> **Resistenza al gelo:**		**FS ≥ 1.5**

6.3 Malta d'ancoraggio speciale per l'impiego nel permafrost

6.3.1 Prova d'idoneità

6.3.1.1 Generalità

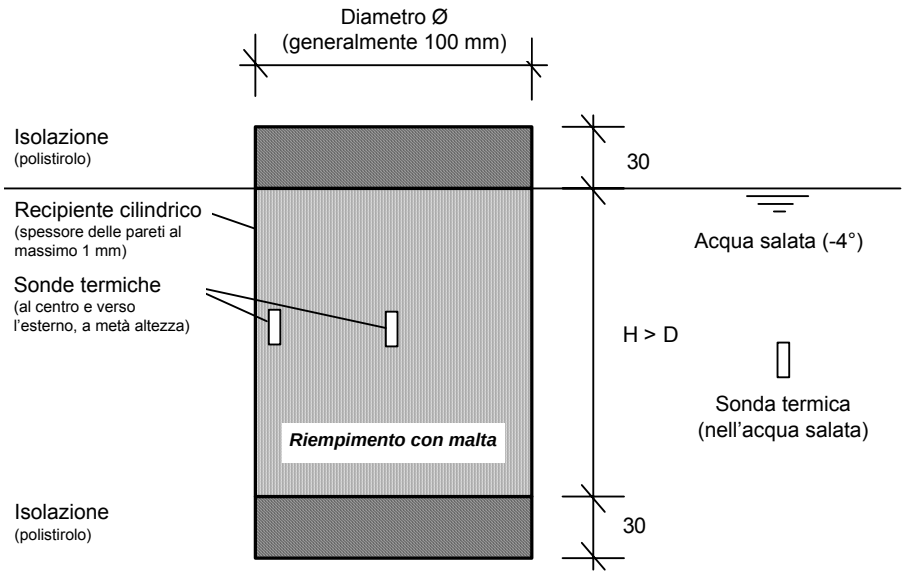
La malta speciale deve possedere tutti i requisiti previsti dalla prova d'idoneità della malta normale. L'esame della malta avviene secondo il capitolo 6.2.1.

Inoltre deve sottostare ad una prova specifica di idoneità all'impiego in terreno o roccia permanentemente gelati. L'impiego della malta speciale viene esaminato fino a una temperatura del sottosuolo di –4 °C. Per poter permettere il confronto dei risultati occorre che le prove vengano eseguite secondo il metodo adottato dall'EMPA.

6.3.1.2 Confezione dei provini

La malta speciale da esaminare viene miscelata conformemente alle prescrizioni del fornitore ad una temperatura di 20 °C (cfr. 7.6.2). La malta viene poi colata in recipienti in materia sintetica aventi un diametro corrispondente a quello del foro d'ancoraggio (normalmente 100 mm) e un'altezza superiore al diametro (cfr. fig. 44). Nella loro parte superiore e inferiore i provini vengono isolati con uno strato di 30 mm di polistirolo. Lo spessore delle pareti del recipiente non può superare 1.0 mm. Complessivamente sono necessari 8 provini. A metà altezza di uno dei provini occorre introdurre, sia al centro che verso l'esterno, una sonda termica.

Fig. 44 > Dimensioni del provino.



6.3.1.3 Decorso del raffreddamento della malta fresca

Gli 8 provini devono essere subito depositati in una salamoia (acqua con il 10% di sale), precedentemente raffreddata a –4 °C, e rimanere completamente immersi fino alla base dello strato superiore d'isolazione. Il decorso del raffreddamento della malta e, per controllo, la temperatura del bagno salato devono essere misurati in continuazione. Il volume della salamoia preraffreddata per la conservazione di un provino è di 5 l. Il rapporto fra il volume della salamoia e quello del provino è di 5:1. Con questo procedimento un provino inerte (che ha già fatto presa e che quindi non libera più il calore provocato dall'idratazione) viene raffreddato, in 60–75 minuti, da 20 °C a 0 °C. Questa velocità di raffreddamento corrisponde a quella che si verifica durante l'iniezione di malta in terreno sciolto o roccia permanentemente gelati.

6.3.1.4 Conservazione al gelo

La salamoia e i provini sono tenuti ad una temperatura costante di –4 °C per tutto il periodo di conservazione, che è di 28 giorni (raffreddamento dell'ambiente).

6.3.1.5 Requisiti per la malta dopo la permanenza al gelo

Dopo la permanenza al gelo la malta deve avere i seguenti valori limite, conformemente a 6.2.2. La resistenza alla compressione viene determinata per tutti i provini, che prima della prova vengono riscaldati per 24 ore ad una temperatura di 20 °C.

> **Resistenza alla compressione:**	7 giorni:	**fc ≥ 22 N/mm² (3 provini)**
	28 giorni:	**fc ≥ 35 N/mm² (3 provini)**
> **Resistenza al gelo:**		**FS ≥ 1.5** (1 serie ricavata sezionando 1 provino, prova secondo la vecchia norma SIA 162/1 n. 7, inizio della prova dopo 21 giorni)

6.3.1.6 Lavorabilità

La lavorabilità della malta speciale deve essere dimostrata mediante prove pratiche con le comuni attrezzature d'impasto e d'iniezione. Devono essere esaminate la consistenza (che deve essere idonea all'iniezione) e la durata della lavorabilità.

6.3.2 Controllo della conformità

Il controllo della conformità della malta speciale deve avvenire secondo il capitolo 6.2.2.

7 > Premunizioni contro le valanghe nel permafrost

7.1 Generalità

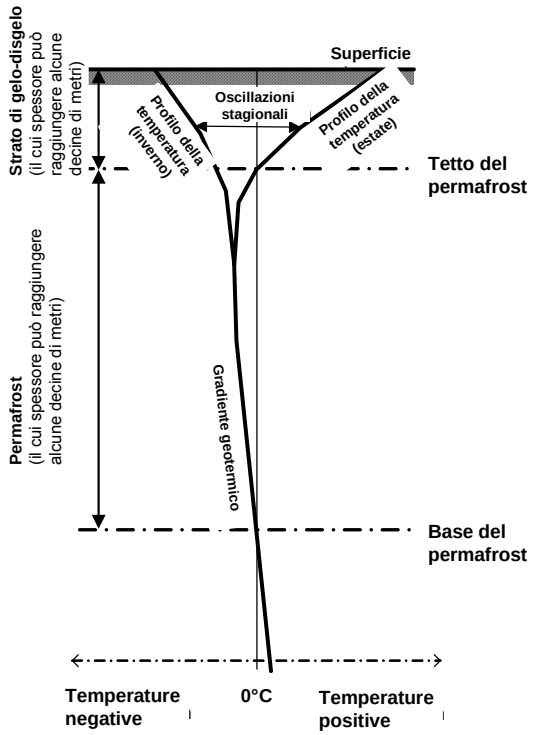
La pubblicazione «Lawinenverbauungen im Permafrost» (rapporto conclusivo e commenti, ottenibile presso l'Istituto federale per lo studio della neve e delle valanghe, Flüelastr. 11, 7260 Davos-Dorf) contiene spiegazioni relative ai temi trattati nei capitoli che seguono.

7.1.1 Definizioni e concetti

7.1.1.1 Permafrost

Per **permafrost** (o terreno permanentemente gelato) si intende la parte esterna della crosta terrestre che durante tutto l'anno è caratterizzata da temperature negative (fig. 45). Determinante per la definizione di permafrost non è la presenza di ghiaccio nel terreno ma unicamente la temperatura.

Fig. 45 > Tipico andamento della temperatura nel permafrost.



7.1.1.2 Tetto del permafrost

Il **tetto del permafrost** è il limite superiore della porzione di terreno interessato dal fenomeno. Esso si trova alla profondità a partire dalla quale ha inizio il permafrost vero e proprio. Il terreno sottostante presenta temperature negative durante tutto l'anno. Il limite inferiore del permafrost è denominato **base del permafrost.** Lo strato di terreno che si trova sopra il tetto del permafrost, che disgela durante l'estate e rigela durante l'inverno, viene definito **strato di gelo-disgelo** (active layer).

7.1.1.3 I ghiacciai rocciosi

I ghiacciai rocciosi, che rappresentano una tipica manifestazione del permafrost, sono costituiti da una massa di detriti sovrasaturi di ghiaccio. A causa della viscosità del ghiaccio i cosiddetti **ghiacciai rocciosi attivi** sono soggetti a movimento gravitativo e scorrono lentamente verso valle. **I ghiacciai rocciosi fossili, denominati anche inattivi, sono invece antichi flussi di ghiacciai rocciosi,** che in seguito alla fusione del ghiaccio non sono attualmente più in movimento.

7.1.1.4 Permafrost continuo e alternato

Laddove il permafrost interessa il sottosuolo senza soluzione di continuità si parla di **permafrost continuo.** Il **permafrost alternato** è invece caratterizzato da sottosuoli gelati frammisti a sottosuoli non gelati.

7.1.2 Presenza e caratteristiche del permafrost

7.1.2.1 Presenza

Il permafrost è presente nelle Alpi ad altitudini superiori a 2500–3000 m s. m. Il limite inferiore preciso, cioè l'altitudine fino alla quale, su un versante, il permafrost può spingersi verso il basso, dipende da diversi fattori. L'esposizione, le condizioni climatiche locali (temperatura dell'aria, irradiazione solare, condizioni del vento), le caratteristiche del sottosuolo, lo spessore della coltre nevosa durante l'inverno e la durata dell'innevamento influenzano in modo determinante il limite inferiore del permafrost. Nella zona di transizione compresa fra i 2500 e i 3000 m s. m., il permafrost non è continuo ma presente solo in modo alternato.

7.1.2.2 Condizioni del sottosuolo

Il sottosuolo di una zona di permafrost può essere costituito di materiale sciolto (in alta montagna si tratta sovente di detrito di falda o di morena) o di roccia. Nei versanti interessati dal permafrost, gli strati di terreno in prossimità della superficie sono sovente composti da materiale grossolano disgregato che ricopre la roccia madre.

7.1.2.3 Contenuto di ghiaccio

I terreni sciolti permanentemente gelati sono suddivisi, secondo il contenuto di ghiaccio, in:

1. permafrost asciutto (nessuna presenza di ghiaccio = 0);
2. permafrost insaturo (contenuto di ghiaccio inferiore al volume dei pori d'aria del materiale sciolto);
3. permafrost saturo (contenuto di ghiaccio pari al volume dei pori d'aria);
4. permafrost sovrasaturo (contenuto di ghiaccio maggiore del volume dei pori d'aria).

Il terreno sciolto da quasi saturo a sovrasaturo è denominato permafrost **ricco di ghiaccio,** il terreno sciolto da asciutto a insaturo è denominato permafrost **povero di ghiaccio.**

7.1.2.4 Scorrimento

Soprattutto il terreno sciolto ricco di ghiaccio, come ad esempio i ghiacciai rocciosi (7.1.1.3), tende a muoversi verso valle a causa del comportamento viscoso del materiale che lo compone.

7.1.2.5 Fessure

Le fessure della roccia soggetta a permafrost sono spesso colme di ghiaccio.

7.1.3 Impatto delle opere di sostegno sul permafrost

Le opere di sostegno del manto nevoso non comportano un riscaldamento dimostrabile del terreno interessato dal permafrost. Durante l'estate, le fondazioni delle strutture in acciaio (ponti o reti da neve) non danno nessun apporto misurabile di calore al terreno. attraverso le fondazioni delle opere in acciaio (ponti o reti da neve). Simulazioni a lungo termine effettuate al computer indicano che le mutate condizioni di innevamento in una zona premunita comportano solo un influsso trascurabile sul regime delle temperature nel permafrost. La fessura che di solito durante l'inverno si forma nella coltre nevosa immediatamente a valle delle superfici o delle reti di sostegno, e che è causata dallo slittamento e dallo scorrimento della neve, a lungo termine ha un effetto leggermente raffreddante e quindi favorevole al mantenimento della situazione di permafrost.

7.2 Indagini geognostiche

7.2.1 Valutazione della presenza di permafrost nel sottosuolo

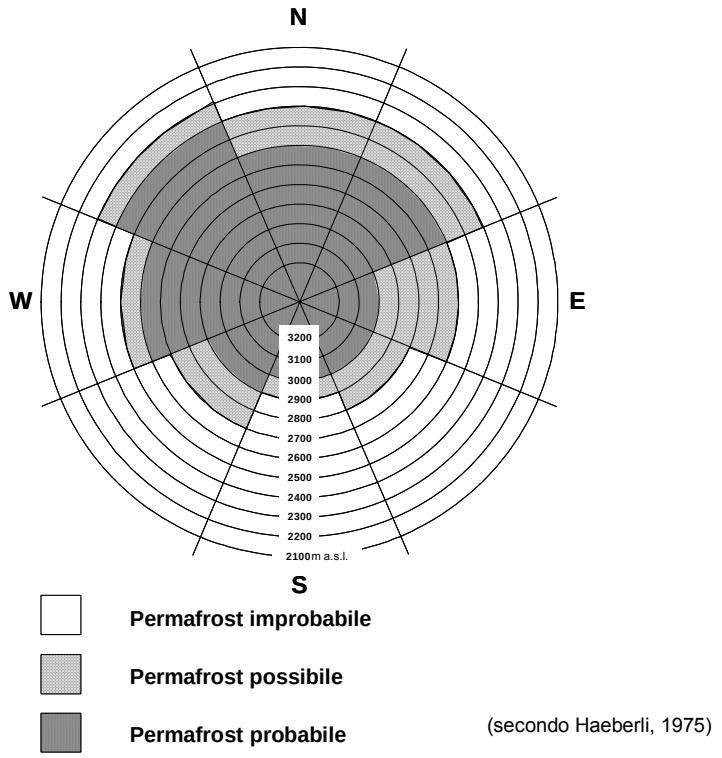
7.2.1.1 Limite inferiore del permafrost

Dal momento che la presenza di permafrost dipende da diversi fattori (7.1.2.1), non è possibile definire genericamente il limite inferiore (altitudine in m s. m.) del permafrost.

7.2.1.2 Probabilità della presenza di permafrost

Durante la fase preliminare di un progetto di premunizione contro le valanghe la probabilità della presenza di permafrost può essere grossolanamente stimata per mezzo del diagramma che segue (fig. 46), basato su valori derivanti dall'esperienza. Un'eventuale presenza è definita «improbabile», «possibile» o «probabile» ed è in funzione dell'esposizione del pendio e dell'altitudine. Deviazioni da questo diagramma rispetto alle effettive condizioni locali non sono da escludere. Specialmente in zone estremamente ombreggiate o fortemente esposte al vento il limite inferiore del permafrost può localmente spingersi verso il basso in modo discontinuo.

Fig. 46 > Diagramma per la valutazione della presenza di permafrost.



(secondo Haeberli, 1975)

7.2.1.3 Interpretazione delle fotografie aeree

Mediante l'interpretazione di fotografie aeree (da richiedere all'Ufficio topografico federale, 3084 Wabern/BE, oppure al Centro di coordinamento per le fotografie aeree, KSL, 8600 Dübendorf) possono essere riconosciuti i fenomeni di scorrimento del terreno (ghiacciai rocciosi e soliflussi) causati dal permafrost. Terreni sciolti e saturi di ghiaccio sono soggetti, a causa della loro viscosità, a movimenti di scorrimento gravitativo, la cui morfologia è parzialmente riconoscibile sulle fotografie aeree. Le stesse permettono inoltre di localizzare le zone con o senza vegetazione per la distinzione fra ghiacciai rocciosi attivi e fossili.

7.2.1.4 Visita sul terreno

L'esame geomorfologico dà indicazioni circa la possibile presenza di permafrost nel sottosuolo. Una visita sul terreno con un geomorfologo o con un geologo/geotecnico consente di stimare la presenza di permafrost e l'eventuale sua estensione. Dal versante opposto possono essere riconosciute forme di scorrimento del terreno causate dalla presenza del permafrost. I principali criteri d'esame sono (cfr. tabella 12):

Tab. 12 > Criteri d'esame.

Criteri d'esame:	Indicatori della presenza di permafrost nel sottosuolo:	Indicatori dell'assenza di permafrost nel sotto-suolo:
Vegetazione	• Assente o molto sporadica	• Prato alpino continuo
Caratteristiche della superficie	• Forme di scorrimento riconoscibili, fenomeni di soliflusso • Detrito grossolano	• Nessuna forma di scorrimento riconoscibile
Ghiacciaio roccioso	• Attivo – Riconoscibili fenomeni di scorrimento attivi – Nessuna forma di vegetazione – Fronte del ghiacciaio roccioso molto ripido	• Fossile – Riconoscibili unicamente fenomeni di scorrimento fossili – Presenza di vegetazione – Rotture nel terreno
Morena	• Forme di scorrimento riconoscibili	• Condizioni di stabilità
Chiazze di neve	• Durante l'estate non si sciolgono (nevi perenni)	• Si sciolgono durante l'estate
Temperatura estive dell'acqua di sorgente	• <2 °C	• >2 °C

7.2.1.5 Metodi indiretti e semi-diretti per l'individuazione del permafrost

Tutti i metodi indiretti conosciuti, come ad esempio il rilevamento della temperatura della neve a contatto con il terreno, e quelli geofisici semi-diretti, come ad esempio i sondaggi geoelettrici, la sismica e le esplorazioni radar sono solo parzialmente adatti per una concreta pianificazione dei metodi di lavoro in terreni interessati dal permafrost. Spesso le aree da premunire si trovano nella zona di transizione fra permafrost e terreni non gelati. In queste condizioni i metodi indiretti e semi diretti spesso non danno risultati inequivocabili e non consentono quindi un giudizio definitivo. Oltre a ciò, il permafrost è sovente asciutto o insaturo di ghiaccio. In questi casi il contenuto di ghiaccio è troppo esiguo e per mezzo di sondaggi geofisici, in particolar modo sondaggi geoelettrici ed esplorazioni radar, non è possibile pervenire ad una distinzione fra permafrost e terreni normali.

7.2.2 Indagine approfondita del permafrost

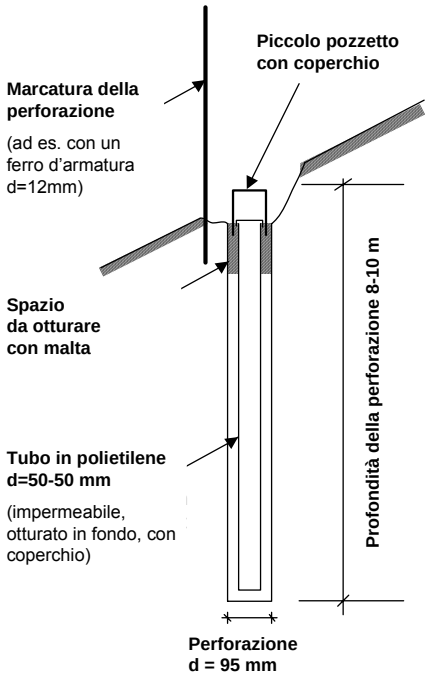
7.2.2.1 Sondaggio

Se sulla base delle prime valutazioni e delle osservazioni fatte sul terreno (cfr. 7.2.1.2–7.2.1.4) si sospetta la presenza di permafrost, nella successiva fase di progettazione occorre prevedere dei sondaggi geognostici (fig. 47). Le perforazioni perpendicolari dovrebbero raggiungere una profondità di 8–10 m e possono essere eseguite con le attrezzature normalmente impiegate sui cantieri di premunizione contro le valanghe (martello fondo foro). Il numero e la disposizione dei sondaggi nella superficie da premunire devono essere stabiliti in modo tale che l'indagine possa essere rappresentativa per tutto il perimetro. Come regola generale, se il terreno è omogeneo, potrebbero bastare 1–2 sondaggi per ettaro; in zone con terreno di condizioni mutevoli il numero dei sondaggi deve essere aumentato di conseguenza.

7.2.2.2 Misurazione della temperatura

3–4 settimane dopo la perforazione, la temperatura all'interno del foro si stabilizza. Essa deve essere misurata a diverse profondità (ad es. ogni ml), ciò che permette di allestire il profilo della temperatura (fig. 47). Il termometro (può essere usato un termometro manuale convenzionale) deve essere introdotto asciutto e calato molto accuratamente, per evitare di disturbare, e quindi di mescolare fra loro, i diversi strati d'aria all'interno del tubo di rivestimento. Per ogni misura occorre attendere che la temperatura si sia stabilizzata.

Fig. 47 > I differenti profili della temperatura nelle zone con e senza permafrost.



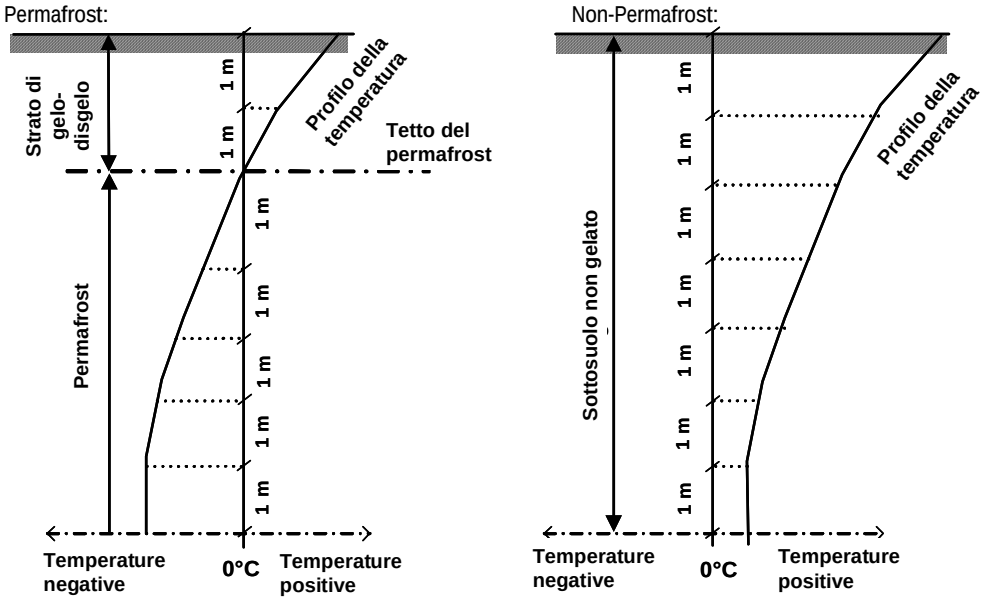
7.2.2.3 Serie di sonde termiche

Il foro può anche essere equipaggiato con una serie di sonde termiche, allacciate ad un raccoglitore di dati (datalogger) per la memorizzazione degli stessi. Questo procedimento, anche se più oneroso di quello convenzionale a mano, permette una misurazione continua della temperatura.

7.2.2.4 Momento per le misurazioni della temperatura

I rilievi della temperatura nel sottosuolo devono avvenire, almeno una volta, nel mese di settembre e di ottobre. In questo periodo, nel sottosuolo, ad una profondità di 4–6 m, si riscontrano le temperature massime. Se alla profondità indicata si trovano temperature $\leq 0\,°C$, significa che la zona esaminata è interessata dal permafrost. L'interpretazione delle temperature negative in prossimità della superficie deve essere molto accurata, poiché nel mese di ottobre ha già inizio il raffreddamento del terreno a partire dalla superficie. La presenza di eventuali temperature negative negli strati superficiali del sottosuolo potrebbe essere causata dal rigelo degli strati disgelati o unicamente da una gelata stagionale, senza che nel sottosuolo vi sia presenza di permafrost. Si è in presenza di permafrost vero e proprio solo quando vengono misurate temperature negative a partire da 2–5 m di profondità.

Fig. 48 > I differenti profili della temperatura nelle zone con e senza permafrost.



7.2.2.5 Distinzione fra terreni con e senza permafrost

Per mezzo delle misure della temperatura e dei relativi profili è possibile distinguere le zone con permafrost da quelle non interessate dal fenomeno (fig. 48). Il profilo della temperatura permette inoltre di determinare lo spessore dello strato di gelo-disgelo e la profondità del tetto del permafrost.

7.2.2.6 Requisiti di precisione posti al termometro

Per la misura della temperatura occorre far capo ad uno strumento idoneo. Questo non deve essere troppo lento, poiché è necessaria una rapida reazione alla variazione di temperatura. La sua precisione deve essere verificata periodicamente in acqua con disciolto del ghiaccio: se necessario si procederà a una taratura del termometro. Allo scopo si prepara un miscuglio di cubetti di ghiaccio sminuzzati e acqua fredda, che deve essere rimestato in continuazione. Il calore sprigionato dallo scioglimento del ghiaccio permette di mantenere una temperatura costante di 0 °C. Al posto del ghiaccio può venir usata della neve.

7.2.2.7 Perforabilità del sottosuolo e presenza di ghiaccio

Le perforazioni geognostiche con un martello fondo foro permettono anche di determinare la perforabilità del sottosuolo. Una forte presenza di ghiaccio può ridurre notevolmente la velocità d'avanzamento e rendere difficoltosa o addirittura impedire l'espulsione del detrito di perforazione (7.5.1.1). Le perforazioni consentono pure una valutazione del profilo geotecnico del sottosuolo, in particolare la distinzione fra materiale sciolto e roccia. L'analisi del materiale espulso (presenza di particelle di ghiaccio) permette di riconoscere la presenza di ghiaccio nel terreno.

7.2.2.8 Perforazione con estrazione del nucleo

Se è necessaria una conoscenza approfondita delle condizioni del sottosuolo, occorre prevedere la perforazione a rotazione con estrazione del nucleo.

7.3 Valutazione della tendenza allo scorrimento del sottosuolo

7.3.1 Generalità

La valutazione dei possibili movimenti di un pendio rappresenta la base decisionale per la progettazione delle opere di premunizione. Pendii stabili o solo in leggero movimento possono essere premuniti con una certa garanzia di durata delle opere. Se invece i movimenti sono marcati o forti, bisogna aspettarsi una minor durata delle stesse. Di conseguenza devono essere valutate altre possibilità di premunizione in alternativa alle opere di sostegno. Gli intervalli dei valori di scorrimento tollerabili sono riportati nella tabella 13.

7.3.2 Valutazione qualitativa

7.3.2.1 Movimenti di scorrimento del permafrost

La valutazione geomorfologica e geologica sul posto (7.2.1.4) dà indicazioni circa possibili scorrimenti del sottosuolo causati dal permafrost. Le fotografie aeree (7.2.1.3) permettono di evidenziare la tipica morfologia dei ghiacciai rocciosi e i fenomeni di soliflusso. I ghiacciai rocciosi attivi, anche se di piccole dimensioni, a causa della viscosità propria del materiale che li compongono (miscuglio di ghiaccio e di detrito) scivolano verso valle a una velocità che può variare da diversi centimetri a diversi decimetri all'anno. In queste condizioni non è consentito costruire opere di premunizione contro le valanghe. La valutazione geomorfologica e geologica e l'interpretazione delle fotografie aeree consentono unicamente una valutazione qualitativa circa la stabilità o meno di un pendio. Considerazioni sui valori di scorrimento sono oltremodo difficili.

7.3.2.2 Equilibrio instabile del detrito di falda poco compattato

Dal punto di vista geotecnico il detrito di falda con forte pendenza e poco compattato si trova in uno stato di equilibrio instabile, poiché l'angolo d'attrito interno del materiale corrisponde a quello del pendio. Questo tipo di detrito può pertanto essere soggetto a movimenti superficiali di pochi millimetri all'anno, senza che la causa sia da addebitare al permafrost in terreni sciolti saturi di ghiaccio.

7.3.3 Misurazione degli scorrimenti

7.3.3.1 Generalità

Se sussistono incertezze a proposito della stabilità di un dato versante è possibile procedere ad un monitoraggio dei movimenti causati dal fenomeno di scorrimento mediante misurazioni **geodetiche** o **inclinometriche** (fig. 49). La campagna di misurazione deve durare almeno 2–3 anni.

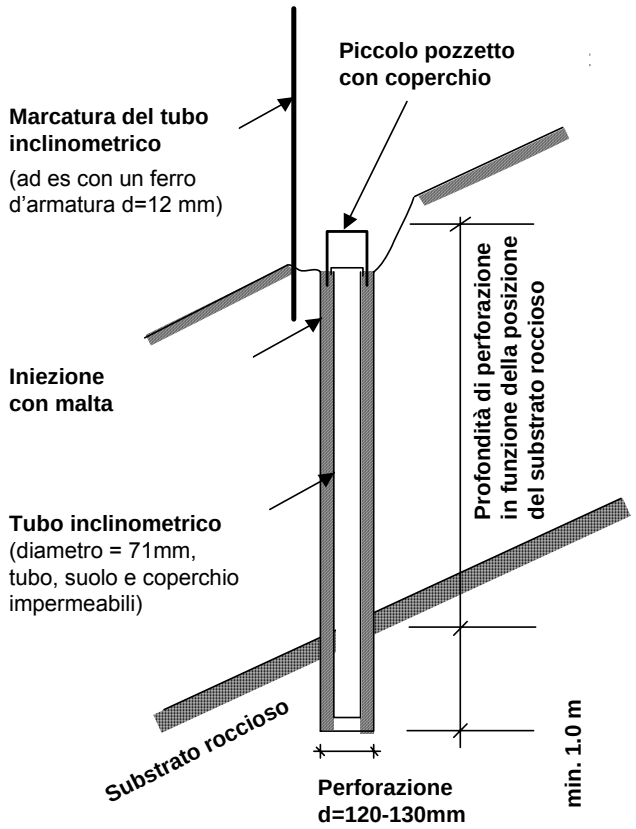
7.3.3.2 Misure geodetiche

Per le **misurazione geodetiche** devono essere posati sul terreno (ad es. su grossi sassi) dei punti muniti di bulloni di misurazione. Il luogo di stazionamento dello strumento deve essere scelto su terreno stabile (ad es. su roccia) ed assicurato mediante più punti.

7.3.3.3 Misure inclinometriche

I fori per la posa dei tubi inclinometrici possono essere eseguiti con le perforatrici comunemente impiegate nei cantieri di premunizione contro le valanghe (con martello fondo foro). Il tubo, compreso il fondo e il coperchio (fig. 49) deve essere impermeabile all'acqua, che, se fosse in grado di penetrare, comporterebbe la formazione di ghiaccio nel tubo. Le misure danno indicazioni circa l'entità dei movimenti e dell'eventuale orizzonte di slittamento. La base del tubo inclinometrico deve possibilmente trovarsi ancorata nella roccia, in modo tale che le misurazioni possano basarsi su un punto di riferimento fisso. Se ciò non è possibile, la parte superiore del tubo deve essere monitorata mediante misurazioni geodetiche, al fine di determinare i movimenti superficiali del pendio.

Fig. 49 > Tubo inclinometrico per la misurazione dei movimenti di un pendio.



7.4 Opere di premunizione nel permafrost

7.4.1 Valutazione del sottosuolo relativa allo scorrimento

7.4.1.1 Valori di scorrimento

I valori dello scorrimento (misurati in cm/anno) di un pendio sono determinanti per decidere se lo stesso può essere premunito con opere di sostegno o se ciò non può entrare in considerazione poiché troppo oneroso o addirittura tecnicamente impossibile.

7.4.1.2 Movimenti ammissibili per la messa in opera di strutture di sostegno

Le esperienze relative alla messa in opera di strutture di sostegno in terreni interessati dal permafrost in movimento alle quali possiamo fare riferimento riguardano periodi relativamente corti. Pertanto i valori di spostamento riportati di seguito sono stimati e si riferiscono ai casi di danni finora conosciuti e alle misurazioni inclinometriche eseguite su terreni soggetti al permafrost.

7.4.1.3 Pendii in movimento

Terreni in movimento con orizzonti di scivolamento profondi (più di 10 m) e con valori di scivolamento regolari rappresentano condizioni meno critiche per le opere di premunizione contro le valanghe. Movimenti superficiali discontinui nella zona da premunire sono invece assai problematici.

Tab. 13 > Valori di scorrimento e possibili misure di premunizione.

Condizioni del sottosuolo	Valori di scorrimento stimati	Provvedimenti
Stabili		
(massimamente in roccia)	0 cm/ anno	• Premunizione secondo 7.4.2
Movimenti contenuti		
(terreni sciolti ricchi di ghiaccio, detriti di falda discretamente stabili)	0.5–2 cm/ anno	• Premunizione secondo 7.4.3: – È probabile un maggior dispendio di mezzi per la manutenzione
Movimenti marcati		
(terreni sciolti ricchi di ghiaccio, detriti di falda instabili)	2–5 cm/ anno	• Premunizione secondo 7.4.3: – da eseguire con strutture di sostegno solo se è giustificato un rapporto costi-benefici elevato – si renderà necessario un maggior dispendio di mezzi per la manutenzione, poiché a medio termine sono da attendersi dei danni – probabile durata ridotta delle strutture di sostegno – devono essere valutati interventi alternativi alle strutture di sostegno nella zona di distacco
Movimenti forti		
(terreni sciolti ricchi di ghiaccio, ghiacciai rocciosi, detriti di falda molto instabili)	> 5 cm/ anno	• La premunizione è consentita solo se non sussistono alternative valide: – la durata delle opere a medio e lungo termine non è garantita – devono essere eseguite opere alternative alle strutture di sostegno nella zona di distacco

7.4.1.4 Elaborazione del progetto

In fase di progettazione bisogna determinare i valori di scorrimento che possono essere tollerati e se il rapporto fra costi e benefici è giustificato.

7.4.2 Misure di premunizione in roccia soggetta a permafrost, senza movimenti di scorrimento

In presenza di condizioni di roccia stabili (senza movimenti), possono essere messi in opera tutti i tipi di strutture omologati e adatti alla stazione riportati sulla «Typenliste Lawinenverbau» (cfr. 8.9). Per la malta d'ancoraggio valgono i requisiti di cui al capitolo 6.3.

7.4.3 Misure di premunizione in terreni sciolti soggetti a permafrost, con scorrimenti tollerabili

7.4.3.1 Strutture di sostegno flessibili

La premunizione delle zone di distacco su pendii con movimenti tollerabili secondo la tabella 13 deve avvenire con strutture flessibili (come ad es. le reti da neve), che meglio di quelle rigide sono in grado di sopportare leggeri movimenti del terreno. In seguito ad eventuali modifiche della loro geometria, le reti possono essere registrate intervenendo sui controventi di valle e di monte.

I tipi di strutture omologati per il permafrost sono riportati nella «Typenliste Lawineverbau» (diffusione: UFAM, Servizio di documentazione, 3003 Berna) che viene periodicamente aggiornata (cfr. 8.9).

7.4.3.2 Strutture di sostegno rigide

I ponti da neve rigidi non sono ammessi, poiché in seguito ai movimenti del terreno sono soggetti a sovraccarichi e a sollecitazioni sfavorevoli alla loro stabilità.

7.4.3.3 Dimensionamento delle strutture di sostegno

I valori della pressione della neve sulle strutture sono uguali a quelli che si verificano nelle zone senza permafrost. Il dimensionamento della sovrastruttura in funzione della pressione della neve può avvenire conformemente a quanto previsto dal capitolo 5. Lo slittamento della coltre nevosa nelle zone interessate dal gelo permanente, secondo l'esperienza, è generalmente contenuto (scarso irradiamento solare, presenza frequente di detrito grossolano).

7.4.3.4 Fondazioni

7.4.3.4.1 In generale

I puntoni delle reti da neve possono essere fondati su micropali (costituiti da tubi in acciaio e non da semplici barre) o su piastre d'acciaio.

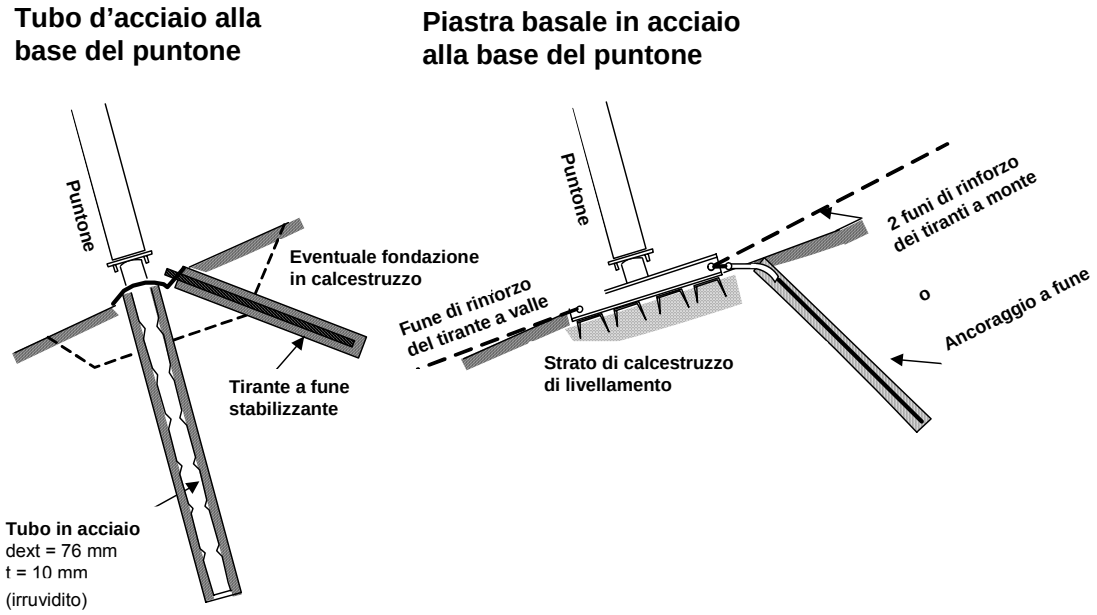
7.4.3.4.2 Micropali

Il micropalo deve essere composto da un tubo in acciaio rigido (fig. 50) avente le seguenti caratteristiche: diametro esterno = 76 mm, spessore delle pareti = 10 mm, acciaio di qualità Fe 355 ...). Per garantire un buon attrito fra l'acciaio e la malta d'ancoraggio il tubo deve essere irruvidito (ad es. mediante incisioni sulla parete esterna). Le forze trasversali causate da eventuali leggeri ribaltamenti del puntone sono assorbite dal micropalo rigido, che nella parte superiore deve essere munito di un tirante. In detriti di falda poco compattati occorre valutare la necessità di una fondazione supplementare in calcestruzzo attorno alla parte superiore del micropalo.

7.4.3.4.3 Piastra di fondazione in acciaio

La piastra di fondazione in acciaio (fig. 50) è poco sensibile al ribaltamento del puntone. La geometria delle reti da neve può essere registrata assai facilmente. A seconda delle condizioni del terreno, la piastra deve essere posata su un letto di calcestruzzo e fissata mediante una fune d'acciaio ai tiranti a fune a monte e a valle oppure a un tirante separato. Nell'ambito del calcolo degli sforzi interni alla base del puntone, oltre alle forze trasversali indicate nel capitolo 5.5.4, va presunta un'imprevista inclinazione supplementare del puntone pari a 10° lungo la linea di massima pendenza, verso monte. La forza trasversale risultante deve avere un valore minimo pari al 20 per cento della forza massima agente sul puntone. Strati di terreno superficiale insufficientemente compattati devono essere rimossi. Il dimensionamento della superficie della piastra deve avvenire in funzione della resistenza del sottosuolo (cfr. 5.9.4.6).

Fig. 50 > Fondazione del puntone pendolare in presenza di movimenti di scorrimento.



7.4.3.4.4 Forze di deviazione esercitate dai tiranti a fune a monte

In detriti di falda molto poco compatti i tiranti a fune, che devono sopportare sollecitazioni molto elevate, richiedono una fondazione in calcestruzzo armato per la ripresa e la ripartizione nel terreno delle forze di deviazione risultanti (fig. 41). La resistenza del sottosuolo va stabilita secondo 5.9.4.4 e 5.9.4.6.

7.4.3.4.5 Tiranti a valle

Il tirante a valle può essere eseguito in modo convenzionale con una fune metallica.

7.4.4 Premunizioni su pendii con movimenti non tollerabili

7.4.4.1 Strutture di sostegno non autorizzate

Le strutture messe in opera su pendii con movimenti non tollerabili conformemente alla tabella 13 sono soggette, a medio-breve termine, a deformazioni irreversibili e danni. Ciò vale anche per le strutture flessibili, come ad esempio le reti da neve. Una stabilizzazione del pendio con interventi tecnici non è quindi possibile. In queste condizioni le opere di sostegno della coltre nevosa non sono ammesse, poiché la loro durata limitata comporta un rapporto costi-benefici sfavorevole.

7.4.4.2 Provvedimenti alternativi

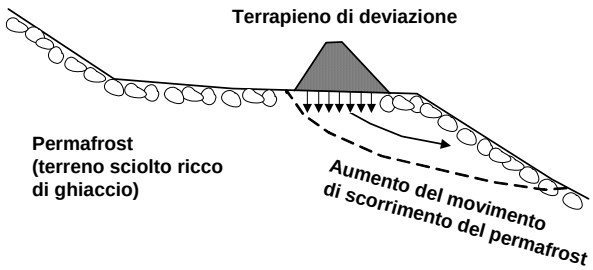
La premunizione contro i danni causati dalle valanghe deve avvenire mediante interventi alternativi, come ad esempio l'accertamento delle zone soggette a pericolo di valanghe e le relative evacuazioni nei momenti di pericolo, la costruzione di terrapieni di deviazione o di arresto, ecc.

7.4.5 Terrapieni in terreno sciolto soggetto a permafrost

7.4.5.1 Terreni sciolti con forte contenuto di ghiaccio

In terreni sciolti con forte contenuto di ghiaccio, come ad esempio i ghiacciai rocciosi, non è consentito costruire terrapieni, poiché le sollecitazioni trasmesse al sottosuolo (fig. 51) potrebbero causare un incremento dei valori di scorrimento. L'aumento delle tensioni nel terreno potrebbe comportare un aumento dello scorrimento del pendio.

Fig. 51 > Terrapieno su terreno soggetto a permafrost sciolto.



7.4.5.2 Terreni sciolti con poco contenuto di ghiaccio

In terreni sciolti con poco contenuto di ghiaccio, che non hanno tendenza allo scivolamento, la costruzione di terrapieni è ammessa. Mediante le necessarie indagini geotecniche occorre dimostrare che la stabilità complessiva del sottosuolo non è compromessa. I valori dell'angolo d'attrito dei terreni sciolti gelati sono ridotti, quelli della coesione sono tuttavia più alti.

7.5 Ancoraggio nel permafrost (terreno sciolto o roccia)

7.5.1 Tecnica di perforazione

7.5.1.1 Espulsione del materiale

Nel permafrost possono verificarsi delle difficoltà di avanzamento della perforazione a rotopercussione (espulsione del materiale mediante aria compressa). Ciò è dovuto al fatto che il martello fondo foro riduce il materiale sciolto e saturo di ghiaccio in una massa viscosa. In presenza di simili condizioni si rende necessario ritirare frequentemente l'asta di perforazione e procedere ad una pulizia del foro con aria compressa. Se le condizioni sono estremamente svantaggiose (sottosuolo con forte presenza di ghiaccio), l'avanzamento della perforazione con un martello fondo foro potrebbe addirittura risultare impossibile.

7.5.1.2 Rivestimento

Negli strati superficiali del terreno, costituiti spesso da detrito di frana scarsamente addensato, può risultare utile il rivestimento del primo metro di perforazione. In presenza di terreni sciolti insufficientemente stabili, bisogna in ogni caso valutare l'opportunità di impiegare ancoraggi autoperforanti (ancoraggi combinati per la perforazione e l'iniezione).

7.5.1.3 Attitudine alla perforazione

L'attitudine alla perforazione del sottosuolo può essere verificata in occasione delle perforazioni geognostiche (7.2.2), ciò che permette di pianificare tutti gli accorgimenti necessari.

7.5.2 Forze agenti sui tiranti in roccia

I tiranti in roccia possono essere messi in opera conformemente al capitolo 5.9.7.2. Per il predimensionamento vale la tabella 11, mentre che il dimensionamento definitivo deve avvenire sulla base di una serie di prove, conformemente al capitolo 7.5.4.

7.5.3 Forze agenti sui tiranti in terreni sciolti poveri di ghiaccio

Nei pendii che rappresentano potenziali zone di distacco di valanghe (pendenza del terreno superiore a 28°) si trova generalmente un terreno asciutto o con poco contenuto di ghiaccio. Ciò è dovuto al fatto che l'acqua di superficie defluisce lungo il pendio e pertanto non può verificarsi un'importante formazione di ghiaccio nel sottosuolo. Sulla base delle perforazioni geognostiche eseguite risulta possibile effettuare una valutazione qualitativa della presenza di ghiaccio nel sottosuolo (7.2.2.7). In terreni sciolti asciutti o insaturi di ghiaccio il predimensionamento degli ancoraggi può avvenire sulla base della figura 42 del diagramma. La differenziazione delle condizioni del sottosuolo richiede una valutazione visiva, sul posto, delle qualità e del grado di compattazione del terreno secondo 5.9.7.4.

7.5.4 Prove sui tiranti

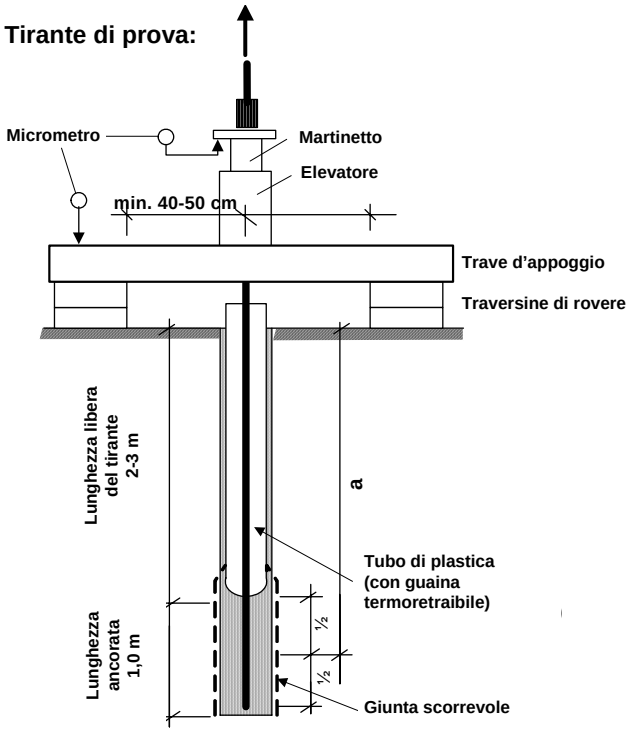
7.5.4.1 Generalità

Una distinzione visiva affidabile fra terreno medio, sfavorevole e molto poco compatto è estremamente difficile. Per il dimensionamento definitivo della lunghezza dei tiranti devono essere compiute delle prove di resistenza all'estrazione (fig. 52). L'esecuzione di queste prove risulta vantaggiosa se avviene in concomitanza con le perforazioni geognostiche per la determinazione dell'eventuale presenza di permafrost (7.2.2). Per ettaro di superficie da premunire devono essere eseguite almeno da 3 a 5 prove. Se le caratteristiche del sottosuolo della zona da premunire sono molto eterogenee, il numero delle prove deve essere convenientemente aumentato.

7.5.4.2 Prove di resistenza all'estrazione

Le prove di resistenza all'estrazione possono essere eseguite conformemente alla norma SIA 267/1. La determinazione della resistenza ultima esterna del tirante $R_{a,k}$ (carico di rottura) si effettua mediante un diagramma semilogaritmico di scorrimento viscoso con un tasso di scivolamento viscoso k_{krit} pari a 2.0 mm. Le lunghezze necessarie per i tiranti e per i micropali sono determinate secondo le formule che seguono. Il metro superiore del tirante viene considerato non portante. La prova di resistenza all'estrazione secondo la figura 52 fornisce la resistenza specifica all'estrazione $R_{a,k}'$ per una lunghezza ancorata di 1 m.

Fig. 52 > Esecuzione di prove di resistenza alla trazione.



7.5.4.3 Dimensionamento dei tiranti

In un terreno omogeneo la lunghezza totale necessaria di un tirante in funzione delle effettive forze caratteristiche causate dalla pressione della neve è determinata secondo la formula seguente (50):

$$L = \sqrt{\frac{F_k \cdot 4 \cdot a}{R_{a,k}'} + 1} \qquad (50)$$

dove:

L: lunghezza totale necessaria in [m] del tirante

F_k: valore caratteristico della forza di trazione o di compressione (forza agente sui tiranti determinata dalla pressione della neve senza coefficiente di carico) [kN]

a: profondità media della lunghezza ancorata (fig, 52) durante la prova di resistenza all'estrazione [m]

$R_{a,k}'$: resistenza specifica all'estrazione su una lunghezza ancorata pari a 1.0 m (fig. 52)

7.5.4.4 Dimensionamento dei micropali

La resistenza ultima di un micropalo sollecitato a compressione è superiore del 50 per cento rispetto a quella di un tirante sollecitato a trazione (5.9.7.6.5). La lunghezza totale necessaria del tirante o del micropalo per le sollecitazioni effettive causate dalla pressione della neve viene determinata per analogia secondo la formula precedente (F_k = valore caratteristico della forza di compressione in [kN], senza coefficiente di carico).

7.5.4.5 Terreni stratificati

In occasione di prove di trazione in terreni stratificati le lunghezze ancorate devono essere definite per ogni singolo strato. La resistenza all'estrazione risulta dalla somma delle resistenze all'estrazione specifiche ammissibili, determinate nei singoli strati.

7.5.4.6 Controllo della qualità

L a corretta iniezione dei tiranti deve essere controllata dalla direzione dei lavori. Se sussistono dubbi che la tenuta possa essere insufficiente, durante l'esecuzione dei lavori i tiranti possono essere sottoposti alla prova di resistenza alla trazione. In questo caso la forza cui è sottoposto il tirante deve essere pari al 135 per cento della forza effettiva F_k agente sui tiranti. Per questa prova, attorno alla testa del tirante va rimossa la malta d'ancoraggio su una lunghezza di 0.5 m al fine di evitare un'interazione di forze indesiderate fra il tirante e la struttura di appoggio. Il tasso di scorrimento viscoso k_{adm} non può essere superiore a 1.0 mm.

7.6 Impiego della malta nel permafrost

7.6.1 Malte speciali per permafrost

Le caratteristiche della malta devono soddisfare le condizioni previste dal capitolo 6.3. Le normali malte d'ancoraggio non sono ammesse. Le malte speciali, omologate per il permafrost, ossia per terreni o rocce con temperature inferiori a 0 °C, sono riportate dall'UFAM nell'elenco comprendente i tipi di strutture omologati («Typenliste Lawinenverbau», cfr. 8.9). Queste malte possono essere impiegate fino a temperature del sottosuolo di –4 °C. Durante l'estate, nel permafrost è raro che le temperature, nello strato di terreno interessato dai tiranti, scendano a valori inferiori. Le temperature del sottosuolo vengono misurate in occasione delle perforazioni geognostiche (7.2.2).

7.6.2 Preriscaldamento, iniezione

Per garantire l'inizio del processo di presa, prima dell'iniezione le malte speciali devono essere riscaldate fino a 20°C. Per far ciò basta semplicemente riscaldare l'acqua prima di procedere all'impasto. Nella tabella 14 che segue (ammettendo un rapporto di mescolanza acqua/malta secca pari a 0.18) è riportata la temperatura che deve avere l'acqua in funzione di quella della malta secca:

Tab. 14 > Temperature dell'acqua necessarie a seconda della temperatura della malta secca.

Temperatura della malta secca prima dell'impasto	Temperatura dell'acqua necessaria
0 °C	44 °C
4 °C	39 °C
8 °C	34 °C
12 °C	29 °C
16 °C	24 °C
20 °C	20 °C

7.6.3 Metodi per il preriscaldamento dell'acqua e per la misurazione della temperatura

Per il preriscaldamento dell'acqua sul cantiere possono essere utilizzati un bollitore a gas, eventualmente dotato di un termostato o, più semplicemente, un contenitore in acciaio nel quale l'acqua viene riscaldata mediante un fornello a gas. Durante l'iniezione la temperatura della malta deve essere controllata sistematicamente. La misurazione della temperatura dell'acqua, della malta secca e della malta impastata può essere effettuata con un comune termometro. La temperatura della malta impastata non deve essere inferiore a 20°C ma non superiore a 30°C, per evitare un troppo rapido inizio del procedimento di presa.

7.6.4 Iniezione

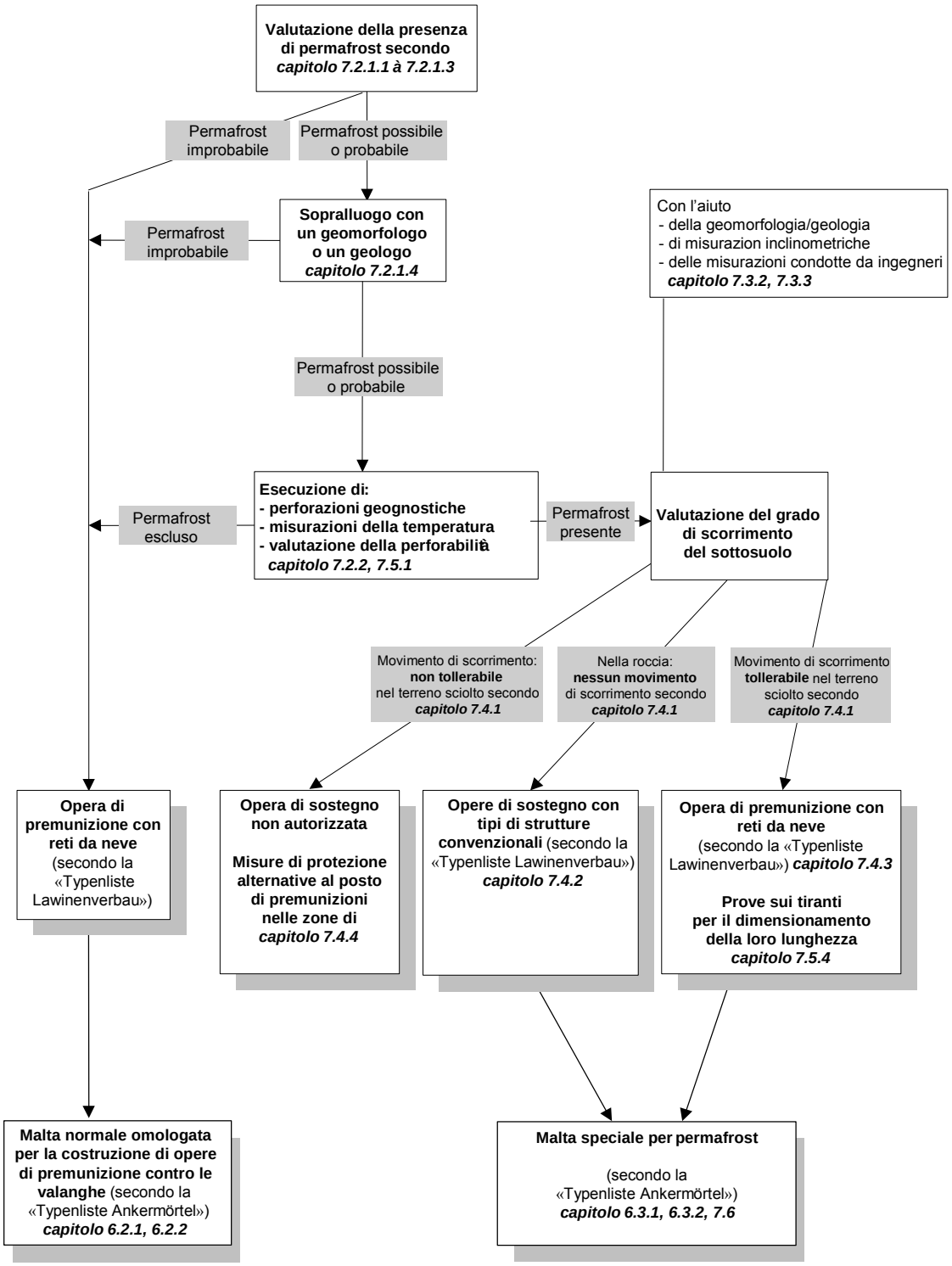
La posa delle barre d'ancoraggio e dei micropali nonché la susseguente iniezione devono avvenire subito dopo la perforazione, in ogni caso il giorno stesso. Questo per evitare la formazione di ghiaccio nei fori in seguito alla penetrazione di acqua.

7.7 Manutenzione

Le opere di premunizione nel permafrost devono essere controllate in base al capitolo 5.4.2. Se necessario, deve essere ripristinata la geometria delle reti da neve.

7.8 Diagramma delle fasi di progettazione

Fig. 53 > Diagramma.



8 > Omologazione

8.1 Scopo

Se per la costruzione di opere di premunizione contro le valanghe vengono chiesti sussidi federali secondo l'articolo 36 LFo, è di rigore la messa in opera di tipi di strutture e marche di malta ufficialmente esaminati ed omologati. Questo capitolo regola le procedure di esame e di omologazione. La direttiva persegue i seguenti obiettivi:

> la regolamentazione delle procedure d'omologazione;
> la definizione dei requisiti per le strutture di sostegno, fondazioni comprese, e per la malta d'ancoraggio;
> la creazione delle premesse per il sovvenzionamento, da parte della Confederazione, delle strutture di sostegno, fondazioni comprese, e della malta d'ancoraggio nell'ambito della costruzione di opere di premunizione contro le valanghe.

8.2 Oggetti esaminati

8.2.1 Strutture di sostegno

Vengono esaminati i tipi standard di strutture di sostegno permanenti e le relative fondazioni che beneficiano di sovvenzioni concesse dall'erario. I tipi di strutture standard devono essere dimensionati in funzione dei seguenti parametri locali:

> pendenza del terreno $\psi = 45°$,
> coefficiente di slittamento N = 1.8 o 2.5,
> coefficiente d'altitudine $f_c = 1.1$,
> altezza utile della griglia D_K = 2.0/2.5/3.0/3.5/4.0/4.5/5.0 m,
> distanza laterale fra le strutture A = 2.0 m.

Se in una zona da premunire si riscontrano parametri locali più elevati (ad es. pendenza del terreno > 45° o N > 2.5) occorre prevedere strutture di sostegno dimensionate di conseguenza (costruzioni speciali).

La procedura di omologazione non viene attuata per le strutture di sostegno temporanee e per le costruzioni particolari.

8.2.2 Malta d'ancoraggio

La malta d'ancoraggio impiegata nelle premunizioni contro le valanghe sovvenzionate dalla Confederazione è soggetta ad esame.

8.3 Procedura amministrativa

Le pratiche amministrative relative all'omologazione vengono sbrigate dall'UFAM, che riceve le richieste dei costruttori di strutture di sostegno e dei produttori di malta d'ancoraggio, avvia la pratica e rilascia il certificato d'omologazione. L'omologazione viene eseguita dall'SNV e dalla Commissione federale di esperti in materia di valanghe e caduta di pietre (CEVCP). I risultati e le osservazioni fatte durante i singoli esami vengono messi a verbale e raccolti in un rapporto.

Tab. 15 > Procedura di omologazione delle strutture di sostegno.

Responsabile/Interessato		Fasi della procedura
1	Costruttore, fornitore	Richiesta all'UFAM con documentazione
2	UFAM	Registrazione, conferma di ricevuta, orientamento relativo ai costi
3	SNV	Verifica dei calcoli statici e dei piani presentati con rapporto al richiedente e all'UFAM
4	Costruttore, fornitore	Invio dei piani verificati e corretti all'UFAM in 11 esemplari
5	CEVCP	Verifica della praticità d'impiego. Rapporto al richiedente e all'UFAM comprendente una valutazione generale e il preavviso (sì/no) relativo all'omologazione.
6	UFAM	Decisione d'omologazione. Iscrizione nella lista dei tipi di strutture omologati.

Ad 1: il costruttore o il fornitore di un tipo di struttura invia una richiesta d'omologazione all'UFAM. Allo stesso tempo fornisce la documentazione prevista dal capitolo 8.6.1.
Ad 2: l'UFAM registra l'iscrizione e la documentazione e, in accordo con l'SNV, orienta il costruttore sulla procedura e i termini.
Ad 3: l'SNV verifica i calcoli statici e i piani. Se necessario, i difetti riscontrati sono enumerati in un rapporto tecnico. La documentazione corretta deve essere di nuovo inoltrata all'SNV per un riesame.
Ad 5: la CEVCP, ad esame della documentazione avvenuto, comunica al richiedente se e con quali modalità è prevista una prova sul terreno. Da ultimo redige una valutazione generale che comprende anche un preavviso (si/no) all'UFAM concernente l'omologazione.
Ad 6: l'UFAM decide circa l'omologazione del tipo di struttura e allestisce la lista dei tipi di strutture omologati.

Tab. 16 > Procedura di omologazione della malta d'ancoraggio.

Responsabile/Interessato		Fasi della procedura
1	Fabbricante, fornitore	Attivazione della procedura d'omologazione. Richiesta all'UFAM con allegato il rapporto relativo alla prova d'idoneità.
2	UFAM	Registrazione e conferma di ricevuta
3	SNV	Verifica del rapporto relativo alla prova di idoneità. Resoconto della prova al richiedente e all'UFAM
4	CEVCP	Verifica della praticità d'impiego. Rapporto comprendente una valutazione generale e il preavviso (si/no) relativo all'omologazione.
5	UFAM	Decisione d'omologazione. Iscrizione nella lista delle marche di malta omologate.

Zu 1: il produttore o il fornitore invia 2 sacchi di malta asciutta all'EMPA o ad un altro laboratorio neutro per l'esecuzione della prova di idoneità. Sui sacchi devono figurare le indicazioni di cui al capitolo 8.6.2.
Zu 2: l'UFAM registra l'iscrizione e la documentazione e trasmette il rapporto della prova d'idoneità all'SNV.
Zu 5: l'UFAM decide circa l'omologazione della malta d'ancoraggio e allestisce la lista delle marche di malta omologate.

8.4 Requisiti

8.4.1 Strutture di sostegno

Il dimensionamento delle strutture di sostegno deve essere conforme ai contenuti della direttiva tecnica per la costruzione di opere di premunizione contro le valanghe nella zona di distacco, come pure delle norme SIA e dell'Eurocodice.

8.4.2 Malta d'ancoraggio

Le caratteristiche della malta d'ancoraggio devono essere provate mediante una prova d'idoneità. I valori minimi vincolanti sono riportati nel capitolo 6 «Impiego della malta d'ancoraggio nella costruzione di opere di premunizione contro le valanghe».

8.5 Esami

8.5.1 Strutture di sostegno

8.5.1.1 Verifica dei calcoli statici

Vengono verificate le ipotesi concernenti la pressione della neve e i modelli di carico determinanti, il dimensionamento e la geometria della superficie di sostegno, il dimensionamento della struttura portante (puntone, «Riegel», montante, collegamenti), le reazioni determinanti degli appoggi, il dimensionamento degli stessi e il sistema di protezione contro la corrosione previsto per le fondazioni. In seguito viene verificato l'impiego in funzione della meccanica della neve e delle valanghe. Vengono esaminati i punti seguenti:

- azioni conformemente alla direttiva tecnica per la costruzione di opere di premunizione contro le valanghe nella zona di distacco (2006);
- modello strutturale/sistema statico (requisiti per l'utilizzazione);
- calcolo degli sforzi interni e delle reazioni degli appoggi;
- dimensionamento degli elementi rilevanti in acciaio secondo la norma SIA 263 o l'Eurocodice 3 «Costruzioni in acciaio»;
- strutture di sostegno rigide: traverse della griglia, puntoni, montanti, «Riegel», collegamenti (piastre di supporto, spinotti, bulloni, introduzione delle forze, saldature), diametro di tiranti e micropali, piastre di fondazione (profili, introduzione delle forze);
- strutture di sostegno flessibili: puntoni, pioli (sforzi tangenziali e di taglio), base del puntone, maglia della rete, fune perimetrale della rete, controventi di valle, funi di collegamento, funi di rinforzo della rete, ancoraggio del puntone, tiranti a fune/ancoraggi;
- qualità della protezione contro la corrosione degli ancoraggi;

> materiali da costruzione impiegati (caratteristiche meccaniche, classe di qualità; per materiali non previsti dalla norma SIA 263 o dall'Eurocodice 3 devono essere allegati i rapporti delle relative prove);
> funi in fili d'acciaio utilizzate (costruzione, caratteristiche meccaniche dei fili, carico di rottura minimo, certificati esistenti).

8.5.1.2 Esame della praticità d'impiego

a) Esame dei piani:
vengono esaminati, tra l'altro, il numero e il peso degli elementi, il sistema di montaggio della struttura, il tipo di fondazione, l'adattabilità della struttura al terreno, la natura dei materiali utilizzati, la vulnerabilità in caso di caduta di sassi, le tolleranze d'esecuzione, le possibilità di controllo e di riparazione, l'impatto ambientale e l'economicità.

b) Prova sul terreno:
- per nuovi tipi di strutture di sostegno è richiesta la messa in opera di strutture di prova. Queste devono dimostrare la loro efficienza durante 2 o più inverni (a seconda delle condizioni climatiche) in un luogo prescelto dalla CEVCP.
- nel caso di modifiche costruttive di tipi di strutture già omologati viene di regola richiesta una prova di montaggio. La messa in opera e il montaggio della struttura vengono esaminati dalla CEVCP.
- nel caso di modifiche poco importanti (ad es. altezza utile della griglia conformemente a 8.2.1) non sono previste prove sul terreno.

8.5.2 Malta d'ancoraggio

La prova d'idoneità della malta d'ancoraggio deve essere fatta eseguire, direttamente dal produttore, dall'EMPA o da un altro laboratorio di prova neutro. Il procedimento della prova è descritto al capitolo 6 (Impiego della malta d'ancoraggio nella costruzione di opere di premunizione contro le valanghe). L'SNV e la CEVCP esaminano il rapporto della prova d'idoneità tenendo conto dei valori limite previsti dal capitolo 6.

8.6 Documentazione richiesta

8.6.1 Strutture di sostegno

Per l'apertura della pratica di omologazione occorre inviare all'UFAM la seguente documentazione (indirizzo: UFAM, divisione Prevenzione dei pericoli, 3003 Berna).

a) Documentazione generale
Richiesta di omologazione con t:
- generalità e indirizzo del richiedente,
- oggetto da esaminare con i parametri locali,
- indice dei piani e dei calcoli statici inoltrati,
- luogo, data e firma.

b) Calcoli statici
- fascicolo dei calcoli statici con le generalità dell'autore, la data, l'oggetto da esaminare con i relativi parametri locali,
- contenuto dei calcoli statici: tutti i calcoli e le verifiche devono essere esposti in modo da poter essere ricostruiti (formule di calcolo, valori ipotizzati, risultati intermedi e finali). I calcoli con il solo risultato finale, senza derivazione, non sono accettati.

c) Piano d'assieme della costruzione completa
- piano con numero, data, tipo, costruttore ed eventuali modifiche,
- scala raccomandata: 1:25–1:20,
- descrizione delle possibili varianti di fondazione,
- indicazioni circa le forze massime agenti sulle fondazioni.

d) Piani costruttivi dei singoli elementi (se necessari)
- ogni piano con numero, data, tipo, costruttore, eventuali modifiche,
- scala consigliata: 1:2–1:20,
- indicazione delle misure degli elementi rilevanti come: montante, puntone, collegamenti, congiunzioni, ecc.

e) Lista del materiale
- lista del materiale degli elementi rilevanti con tipo di profilato, misure e peso.

f) Istruzioni per il montaggio
- istruzioni per il tracciamento,
- mezzi d'aiuto e attrezzi necessari,
- istruzioni per il montaggio comprendenti tutti i singoli passaggi,
- lista per il controllo finale del montaggio,
- lista per i lavori di manutenzione.

g) Altre indicazioni (se necessarie)
- verifica della qualità della gestione della ditta,
- certificati esistenti.

h) Documentazione da inoltrare
- inoltro dei formulari di richiesta, dei calcoli statici e dei piani, in 2 copie, all'UFAM, Divisione Prevenzione dei pericoli, CH 3003 Berna
- Dopo la verifica, con esito positivo, dei calcoli statici e dei piani da parte dell'SNV, la documentazione corretta deve essere inoltrata, in 11 esemplari, all'UFAM, Divisione Prevenzione dei pericoli, CH 3003 Berna.

8.6.2 Malta d'ancoraggio

Il rapporto relativo alla prova d'idoneità deve comprendere i seguenti esami:

> caratteristiche della malta fresca secondo il metodo EMPA,
> resistenza alla compressione,
> misura dell'elasticità,
> ritiro,
> resistenza al gelo.

Sui sacchi di malta devono essere indicati:

> nome del prodotto,
> generalità del fornitore,
> indicazione facilmente leggibile della data di produzione,
> indicazione facilmente leggibile della data di scadenza,
> numero di produzione,
> condizioni di magazzinaggio.

8.7 Costi dell'omologazione

8.7.1 Esame dei calcoli statici

I costi relativi all'esame dei calcoli statici vengono fatturati, di regola, in funzione del tempo impiegato.

8.7.2 Prova d'idoneità della malta d'ancoraggio

I costi derivanti dalla prova d'idoneità sono a carico del richiedente.

8.7.3 Esame della praticità di impiego

I costi relativi alla fornitura della struttura di prova sono a carico del richiedente. I costi derivanti dalla messa in opera sono a carico del relativo progetto di premunizione. Se la struttura viene omologata, il costo della stessa sarà rimborsato al fornitore. I costi complessivi di una struttura di prova non devono superare quelli di una struttura regolare nel medesimo cantiere.

8.8 Validità dell'omologazione

> La validità dell'omologazione delle strutture di sostegno è illimitata.
> La prova d'idoneità della malta d'ancoraggio deve essere ripetuta ogni 3 anni.
> Se dopo l'omologazione vengono riscontrati difetti delle strutture di sostegno o della malta d'ancoraggio, oppure se strutture o malta non corrispondono più allo stato della tecnica e delle conoscenze, l'omologazione deve essere ripetuta.

8.9 Liste dei tipi di strutture e delle malte omologati

Le strutture di sostegno (ad eccezione di quelle previste per parametri locali più elevati) e le malte d'ancoraggio omologate vengono riportate, per conto dell'UFAM, sulle relative liste dei tipi, o delle marche omologati. Queste liste sono aggiornate costantemente e pubblicate sul sito Internet dell'UFAM.

8.10 Vincolo del segreto e divulgazione a terzi

Tutta la documentazione trasmessa all'UFAM, all'SNV e alla CEVCP è trattata con riservatezza. Ad eccezione delle liste dei tipi e delle marche omologati, informazioni a terzi vengono rilasciate solo con il consenso del richiedente. Il Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle comunicazioni decide in merito ad eventuali pubblicazioni tramite la CEVCP.

> Allegato

Figure

Fig. 1
Ponte da neve. 15

Fig. 2
Rastrelliera da neve. 15

Fig. 3
Rete da neve. 15

Fig. 4
Velocità di scorrimento e di slittamento della coltre di neve. 19

Fig. 5
Premunizione completa di un'unità di terreno. 25

Fig. 6
Premunizione parziale. Disposizione in file degradanti e separazione del bordo della zona non premunita. 25

Fig. 7
Premunizione continua. 26

Fig. 8
Premunizione frammentaria interrotta. 26

Fig. 9
Premunizione frammentaria scaglionata. 26

Fig. 10
Premunizione frammentaria combinata. 26

Fig. 11
Media areale delle altezze estreme della neve H_{estr}. 31

Fig. 12
Altezza della griglia e della rete. 32

Fig. 13
Coefficiente di stanziamento. 35

Fig. 14
Raccorciamento parziale degli intervalli fra le opere. 40

Fig. 15
Intervalli laterali fra le opere nella premunizione scaglionata. 40

Fig. 16
Carico supplementare per superficie di sostegno non perpendicolare al pendio. 47

Fig. 17
Ripartizione della pressione della neve su una superficie d'appoggio interrotta lateralmente. 48

Fig. 18
Pressione della neve q'_S sul puntone di una rete da neve. 49

Fig. 19
Fattore di bordo secondo la formula 22. 62

Fig. 20
Distribuzione delle forze di bordo nel caso di un'estremità libera di una struttura (campo finale della struttura) e nel caso di una distanza fra le strutture pari a 2 m (campo di bordo). 62

Fig. 21
Risultante della pressione della neve. 63

Fig. 22
Punti di applicazione nei due modelli di calcolo della risultante e distribuzione della pressione specifica della neve. 65

Fig. 23
Carico perpendicolare alla griglia. 67

Fig. 24
Modello di carico 1 per la griglia. 68

Fig. 25
Modello di carico con e senza forze di bordo. 68

Fig. 26
Larghezze di carico delle traverse della griglia. 73

Fig. 27
Forze parallele alla superficie della griglia. 73

Fig. 28
Carico trasversale sulle traverse. 73

Fig. 29
Struttura di sostegno con fondazioni separate e con indicata la determinazione grafica delle forze di fondazione di un puntone con collegamento a cerniera alle 2 estremità e un montante con appoggio a cerniera in B (arco a tre cerniere). 78

Fig. 30
Struttura di sostegno con «Riegel». La fondazione a valle è costituita da un micropalo e da un tirante in terreno sciolto, quella a monte da un tirante in terreno sciolto. 78

Fig. 31
Rete da neve. 80

Fig. 32
Rastrelliera da neve in legno. La fondazione a monte è eseguita con un elemento orizzontale detto soglia. 80

Fig. 33
Piastra di fondazione di una rete da neve fondata sulla superficie del terreno. 81

Fig. 34
Resistenza specifica del terreno σ_α in funzione della direzione della forza α. 82

Fig. 35
Dimensionamento della fondazione a monte in calcestruzzo in funzione delle forze di compressione nel terreno. 83

Fig. 36
Dimensionamento della fondazione in calcestruzzo a monte in funzione delle forze di taglio nel terreno. 85

Fig. 37
Fondazione in roccia adatta ai tiranti. 86

Fig. 38
Dimensionamento della fondazione prefabbricata a monte in funzione delle forze di compressione nel terreno. 86

Fig. 39
Dimensionamento della fondazione prefabbricata a monte in funzione delle forze di taglio nel terreno. 88

Fig. 40
Dimensionamento della fondazione prefabbricata a valle. 88

Fig. 41
Fondazione in calcestruzzo armato per l'assorbimento delle forze di deviazione. La fondazione riduce la pressione sul terreno esercitata dal tirante a fune. 93

Fig. 42
Valore caratteristico della resistenza limite all'estrazione $R_{a,k}$ in funzione della lunghezza ancorata e del tipo di terreno per tiranti con e senza bulbo. 95

Fig. 43
Valore caratteristico della resistenza all'estrazione $R_{a,k}$ in funzione della lunghezza ancorata e del tipo di terreno per ancoraggi con bulbo. 97

Fig. 44
Dimensioni del provino. 103

Fig. 45
Tipico andamento della temperatura nel permafrost. 105

Fig. 46
Diagramma per la valutazione della presenza di permafrost. 108

Fig. 47
I differenti profili della temperatura nelle zone con e senza permafrost. 110

Fig. 48
I differenti profili della temperatura nelle zone con e senza permafrost. 111

Fig. 49
Tubo inclinometrico per la misurazione dei movimenti di un pendio. 114

Fig. 50
Fondazione del puntone pendolare in presenza di movimenti di scorrimento. 117

Fig. 51
Terrapieno su terreno soggetto a permafrost sciolto. 119

Fig. 52
Esecuzione di prove di resistenza alla trazione. 121

Fig. 53
Diagramma. 125

Tabelle

Tab. 1
Vantaggi e svantaggi. 27

Tab. 2.1
Distanziamento L fra le opere parallele al pendio, conformemente alla figura 13 in (m). 36

Tab. 2.2
Distanziamento fra le opere L parallelamente al pendio, conformemente alla figura 13 in (m). 37

Tab. 3.1
Distanziamento fra le opere L' in planimetria, conformemente alla figura 1.3 in (m). 38

Tab. 3.2
Distanziamento delle opere L' in planimetria, conformemente alla figura 1.3 in (m). 39

Tab. 4
Coefficiente d'altitudine in funzione dell'altitudine. 43

Tab. 5
Classi di terreno e coefficienti di slittamento. 44

Tab. 6
Coefficiente di scorrimento K in funzione della densità media della neve (ρ) e della pendenza del terreno (ψ). 46

Tab. 7
Analisi dello stato di manutenzione delle opere di sostegno. 59

Tab. 8
Determinazione della resistenza specifica del terreno. 82

Tab. 9
Carico di rottura al taglio lungo le facce della fondazione in terreno vergine. 85

Tab. 10
Aumento della carico di rottura al taglio s_B in funzione della profondità di fondazione. 85

Tab. 11
Resistenza specifica ultima, esterna alla trazione, per tiranti in roccia poco fratturata in funzione del diametro della perforazione. 92

Tab. 12
Criteri d'esame. 109

Tab. 13
Valori di scorrimento e possibili misure di premunizione. 115

Tab. 14
Temperature dell'acqua necessarie a seconda della temperatura della malta secca. 124

Tab. 15
Procedura di omologazione delle strutture di sostegno. 128

Tab. 16
Procedura di omologazione della malta d'ancoraggio. 128