NORMA ITALIANA

Opere di difesa dalla caduta massi - Parte 4: Progetto definitivo ed esecutivo

UNI 11211-4

OTTOBRE 2018

Rockfall protective measures - Part 4: Definitive and executive design

La norma descrive le fasi di progettazione definitiva ed esecutiva di opere di difesa dalla caduta massi.

TESTO ITALIANO

La presente norma sostituisce la UNI 11211-4:2012.

ICS 93.010

CONSULTAZIONE

ENTE ITALIANO DI NORMAZIONE

© UNI
Riproduzione vietata. Legge 22 aprile 1941 N° 633 e successivi aggiornamenti.
Tutti i diritti sono riservati. Nessuna parte del presente documento può essere riprodotta o diffusa con un mezzo qualsiasi, fotocopie, microfilm o altro, senza il consenso scritto dell'UNI.

PREMESSA

La presente norma è stata elaborata sotto la competenza della Commissione Tecnica UNI

Costruzioni stradali ed opere civili delle infrastrutture

La Commissione Centrale Tecnica dell'UNI ha dato la sua approvazione il 3 ottobre 2018.

La presente norma è stata ratificata dal Presidente dell'UNI ed è entrata a far parte del corpo normativo nazionale il 18 ottobre 2018.

Le norme UNI sono elaborate cercando di tenere conto dei punti di vista di tutte le parti interessate e di conciliare ogni aspetto conflittuale, per rappresentare il reale stato dell'arte della materia ed il necessario grado di consenso.
Chiunque ritenesse, a seguito dell'applicazione di questa norma, di poter fornire suggerimenti per un suo miglioramento o per un suo adeguamento ad uno stato dell'arte in evoluzione è pregato di inviare i propri contributi all'UNI, Ente Nazionale Italiano di Unificazione, che li terrà in considerazione per l'eventuale revisione della norma stessa.

Le norme UNI sono revisionate, quando necessario, con la pubblicazione di nuove edizioni o di aggiornamenti.
È importante pertanto che gli utilizzatori delle stesse si accertino di essere in possesso dell'ultima edizione e degli eventuali aggiornamenti.
Si invitano inoltre gli utilizzatori a verificare l'esistenza di norme UNI corrispondenti alle norme EN o ISO ove citate nei riferimenti normativi.

CONSULTAZIONE

INDICE

		INTRODUZIONE	1
1		**SCOPO E CAMPO DI APPLICAZIONE**	1
2		**RIFERIMENTI NORMATIVI**	1
3		**TERMINI, DEFINIZIONI, SIMBOLI E ABBREVIAZIONI**	2
3.1		Termini e definizioni	2
3.2		Simboli e abbreviazioni	2
4		**ASPETTI GENERALI**	3
4.1		Introduzione	3
4.2		Tipologie di intervento	3
5		**DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE**	5
5.1		Generalità	5
5.2		Interventi di difesa attivi	5
	figura 1	Esempio di rivestimento di parete con calcestruzzo proiettato	10
	figura 2	Esempio di una trincea drenante superficiale	12
	figura 3	Esempi di sezioni per le trincee drenanti superficiali	13
5.3		Interventi di difesa passivi	14
	figura 4	Principali caratteristiche geometriche delle barriere	17
	figura 5	Allineamenti contigui	18
	figura 6	Schemi semplificativi per l'analisi dell'impatto e per la determinazione del carico in soletta	21
	figura 7	Schema di trincea paramassi con riprofilatura del pendio	24
	figura 8	Schema di trincea paramassi senza riprofilatura del pendio	24
	figura 9	Esempio di rilevato in terra rinforzata	25
6		**ELABORATI TECNICI**	28
APPENDICE A (normativa)		**REALIZZAZIONE IN OPERA DI RIVESTIMENTI IN ADERENZA PER CORTICALI E RETI A CORTINA**	29
APPENDICE B (normativa)		**PROVE SU ANCORAGGI DI FONDAZIONE E CHIODI PASSIVI**	30
APPENDICE C (normativa)		**REALIZZAZIONE IN OPERA DI BARRIERE PARAMASSI A RETE**	32
		BIBLIOGRAFIA	34

CONSULTAZIONE

CONSULTAZIONE

INTRODUZIONE

La presente norma costituisce la quarta parte di una serie di norme aventi come oggetto le opere di difesa dalla caduta massi.

1 SCOPO E CAMPO DI APPLICAZIONE

La presente norma descrive i principi di progettazione per le opere di difesa dalla caduta massi, sia attive che passive, nelle fasi di progettazione definitiva ed esecutiva.

La norma si applica a fenomeni di caduta massi che coinvolgono blocchi isolati oppure crolli di piccole masse (con un volume complessivo delle porzioni in frana comunque minore di 10^3 m^3).

Nelle appendici A, B e C (normative) sono riportate indicazioni per la messa in opera di rivestimenti in aderenza per rafforzamenti corticali e reti a cortina e di barriere paramassi in rete, per il collaudo dei componenti.

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

La presente norma rimanda, mediante riferimenti datati e non, a disposizioni contenute in altre pubblicazioni. Tali riferimenti normativi sono citati nei punti appropriati del testo e sono di seguito elencati. Per quanto riguarda i riferimenti datati, successive modifiche o revisioni apportate a dette pubblicazioni valgono unicamente se introdotte nella presente norma come aggiornamento o revisione. Per i riferimenti non datati vale l'ultima edizione della pubblicazione alla quale si fa riferimento (compresi gli aggiornamenti).

UNI 11039-1	Calcestruzzo rinforzato con fibre di acciaio - Definizioni, classificazione e designazione
UNI 11167	Opere di difesa dalla caduta massi - Rilevati paramassi - Metodo di prova all'impatto e realizzazione
UNI 11211-1	Opere di difesa dalla caduta massi - Parte 1: Termini e definizioni
UNI 11211-2	Opere di difesa dalla caduta massi - Parte 2: Programma preliminare di intervento
UNI 11211-3	Opere di difesa dalla caduta massi - Parte 3: Progetto preliminare
UNI EN 206	Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità
UNI EN 1537	Esecuzione di lavori geotecnici speciali - Tiranti di ancoraggio
UNI EN 1993 (tutte le parti)	Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio
UNI EN 1997 (tutte le parti)	Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica
UNI EN 12224	Geotessili e prodotti affini - Determinazione della resistenza agli agenti atmosferici
UNI EN 12715	Esecuzione di lavori geotecnici speciali - Iniezioni
UNI EN 13738	Geotessili e prodotti affini - Determinazione della resistenza allo sfilamento dal terreno
UNI EN 13251	Geotessili e prodotti affini - Caratteristiche richieste per l'impiego nelle costruzioni di terra, nelle fondazioni e nelle strutture di sostegno
UNI EN 14487-1	Calcestruzzo proiettato - Parte 1: Definizioni, specificazioni e conformità
UNI EN 14487-2	Calcestruzzo proiettato - Parte 2: Esecuzione
UNI EN 14488 (tutte le parti)	Prove su calcestruzzo proiettato
UNI EN ISO 9863-1	Geosintetici - Determinazione dello spessore a pressioni specificate - Parte 1: Strati singoli

CONSULTAZIONE

UNI EN ISO 9863-2	Geotessili e prodotti affini - Determinazione dello spessore a pressioni stabilite - Procedura per la determinazione dello spessore dei singoli strati di prodotti multistrato
UNI EN ISO 9864	Geosintetici - Determinazione della massa areica di geotessili e prodotti affini
UNI EN ISO 10318	Geosintetici - Termini e definizioni
UNI EN ISO 10319	Geosintetici - Prova di trazione a banda larga
UNI EN ISO 12957-1	Geosintetici - Determinazione delle caratteristiche di attrito - Parte 1: Prova di taglio diretto
UNI EN ISO 13431	Geotessili e prodotti affini - Determinazione delle proprietà di viscosità a trazione (tensile creep) e comportamento a rottura (creep rupture)
UNI EN ISO 14688-1	Indagini e prove geotecniche - Identificazione e classificazione dei terreni - Identificazione e descrizione
UNI EN ISO 14688-2	Indagini e prove geotecniche - Identificazione e classificazione dei terreni - Parte 2: Principi per una classificazione
UNI CEN ISO/TS 17892-2	Indagini e prove geotecniche - Prove di laboratorio sui terreni - Parte 2: Determinazione della massa volumica dei terreni a grana fine
UNI CEN ISO/TS 17892-3	Indagini e prove geotecniche - Prove di laboratorio sui terreni - Parte 3: Determinazione della massa volumica dei granuli solidi - Metodo del picnometro
UNI CEN ISO/TS 17892-4	Indagini e prove geotecniche - Prove di laboratorio sui terreni - Parte 4: Determinazione della distribuzione granulometrica
UNI CEN ISO/TS 17892-10	Indagini e prove geotecniche - Prove di laboratorio sui terreni - Parte 10: Prove di taglio diretto
UNI CEN ISO/TS 17892-12	Indagini e prove geotecniche - Prove di laboratorio sui terreni - Parte 12: Determinazione dei limiti di Atterberg
ISO 9223	Corrosion of metals and alloys – Corrosivity of atmospheres – Classification, determination and estimation
ISO 10390	Soil quality - Determination of pH

3 TERMINI, DEFINIZIONI, SIMBOLI E ABBREVIAZIONI

3.1 Termini e definizioni

Ai fini della presente norma, si applicano i termini e le definizioni della UNI 11211-1.

3.2 Simboli e abbreviazioni

d	Profondità di penetrazione del blocco all'interno dello strato smorzatore
d_A	Distanza di arresto
d_{maxMEL}	Massima deformazione durante l'impatto misurato parallelamente al pendio di riferimento[1)]
f	Frequenze
f_{min}	Franco libero minimo (vedere punto 3.44 della UNI 11211-1:2018)
h_n	Altezza nominale
h_r	Altezza residua
h_c	Altezza commerciale
h_d	Altezza di intercettazione di progetto
h_{tot}	Altezza totale

1) Vedere punto 1.4.2.14 dell'ETAG "Falling rock protections kits".

CONSULTAZIONE

t Spessore minimo dello strato smorzatore

v_i Varco laterale

v Velocità di transito di progetto

B Passo

E_{Rds} Resistenza della barriera allo stato limite di servizio o per impatti multipli

E_{Rdu} Resistenza della barriera allo stato limite ultimo

E_{Sd} Energia cinetica sollecitante di progetto

F Componente verticale della forza statica

i Interasse dei montanti

I Coefficiente amplificativo di protezione

N_C Carico di prova

N_0 Carico di allineamento

N_Q Carico di utilizzazione

ψ Coefficiente di sicurezza

SEL Livello Energetico di Servizio

MEL Livello Energetico Massimo

4 ASPETTI GENERALI

4.1 Introduzione

Lo studio progettuale e la fase esecutiva degli interventi di stabilizzazione sui fronti naturali o in scavo soggetti a caduta massi possono essere suddivisi in cinque fasi distinte:

- l'analisi, che consiste in una serie di indagini, articolate e finalizzate, il cui scopo è quello di individuare un modello di comportamento dell'ammasso roccioso;
- la scelta, che rappresenta la fase decisionale in cui, per un dato problema geotecnico, sono organizzati e dimensionati gli interventi di stabilizzazione, ed è finalizzata alla ricerca di un effettivo miglioramento delle condizioni generali di stabilità dell'ammasso roccioso ed alla riduzione del rischio;
- l'esecuzione, che è il momento in cui, oltre a realizzare tecnicamente l'intervento, si verifica, con indagini in corso d'opera, l'attendibilità delle scelte fatte a livello progettuale. In questa fase si migliorano le conoscenze del sito e, se necessario, si devono apportare modifiche al progetto originario per adeguarlo alla realtà riscontrata;
- il controllo, che consiste nel monitoraggio dei parametri di progetto in seguito alla fase esecutiva per verificare l'efficacia delle opere, realizzare e rilevarne eventuali variazioni sulla quali dover intervenire;
- il piano di manutenzione.

4.2 Tipologie di intervento

4.2.1 Generalità

La stabilizzazione dei versanti in roccia soggetti a caduta massi (pendii naturali o fronti di scavo) e la protezione delle aree antropizzate si raggiungono:

- intercettando o deviando gli elementi rocciosi già in movimento (interventi passivi);
- applicando forze stabilizzanti agli elementi potenzialmente instabili (interventi attivi).

CONSULTAZIONE

Generalmente, le strutture e le opere che devono essere difese sono sostanzialmente suddivisibili in tre categorie:

- le strutture puntuali (generalmente costituite da fabbricati singoli, agglomerati urbani
- di limitata estensione e elementi singoli di reti di distribuzione per esempio tralicci);
- le strutture lineari (generalmente costituite infrastrutture viarie e ferroviarie);
- le strutture areali (generalmente costituite da grandi estensioni territoriali soggette al rischio di caduta massi).

4.2.2 Interventi di difesa attivi

Gli interventi di difesa attivi possono essere classificati, a seconda del tipo di azione che esplicano, in:

- interventi che eliminano gli elementi instabili con il disgaggio di volumi rocciosi instabili a mano o con mezzi meccanici, abbattimento con esplosivo o con agenti non esplosivi di elementi lapidei instabili;
- interventi che modificano le condizioni piezometriche: impermeabilizzazione e protezione della superficie esposta, drenaggio mediante fori suborizzontali, opere di drenaggio di grande diametro;
- interventi che applicano forze stabilizzanti e/o modificano la resistenza meccanica dell'ammasso roccioso: tiranti attivi in trefoli e in barre d'acciaio; chiodi di acciaio con barre di materiali di altro tipo, legature, iniezioni di soluzioni cementizie o di resine, calcestruzzo proiettato, semplice o fibrorinforzato, travi e colonne di calcestruzzo (sottomurazioni);
- interventi di rafforzamento corticale;
- interventi che agiscono sulla superficie dell'ammasso per proteggerlo contro l'alterazione e per impedire l'innesco di fenomeni di rottura progressiva dalla superficie verso l'ammasso.

4.2.3 Interventi di difesa passivi

Gli interventi di difesa passivi comprendono:

- gli interventi di riprofilatura del versante, che possono consistere nella creazione di berme intermedie, sono scavi localizzati lungo il pendio in grado di intercettare smorzando l'energia cinetica od arrestando i blocchi nel loro moto, che devono essere in grado di arrestare l'elemento lapideo impattante nella loro area di influenza per smorzamento dell'energia posseduta dalla struttura;
- le barriere paramassi a rete, con diverse tecnologie di smorzamento dell'energia cinetica posseduta dai blocchi;
- opere rigide o a ridotta deformabilità, che arrestano il blocco senza deformazioni significative della struttura oppure, nel caso di impatti superiori ad una determinata soglia, con deformazioni permanenti di tipo plastico. Per la progettazione di tali elementi si rimanda alle indicazioni contenute negli Eurocodici e nelle norme tecniche sulle costruzioni[2)].
- le gallerie artificiali: strutture artificiali di calcestruzzo armato rivestite sulla sommità da un materiale in grado di dissipare l'energia cinetica del blocco (per esempio, sabbia fine). Esse possono essere a sbalzo, a mensola o a portale. Devono essere localizzate direttamente a ridosso delle infrastrutture lineari da proteggere e devono essere dimensionate in modo da resistere all'impatto cinematico del blocco;
- le trincee con rilevati di terra (naturale o rinforzata), blocchi di roccia, scogliere, terra rinforzata o con l'utilizzo di muri cellulari. Sono utilizzati a protezione di strutture ed infrastrutture di notevole estensione. La loro funzione è analoga a quella delle barriere paramassi a rete ed il loro comportamento può essere verificato in vera grandezza in idonei campi prove su geometrie normalizzate per la definizione dell'energia che le strutture sono in grado di assorbire in sicurezza;
- i sistemi di rivestimento con rete atti a controllare la caduta di volumi di roccia o a convogliarne il moto fino al piede del pendio. Possono essere utilizzati anche chiodi o ancoraggi di fondazione per mantenere la rete in aderenza alla superficie.

2) Al momento della pubblicazione della presente norma è in vigore il D.M. 17 Gennaio 2018 "Norme tecniche delle costruzioni".

CONSULTAZIONE

4.2.4 Interventi di monitoraggio del versante

Gli interventi di monitoraggio del versante comprendono i sistemi premonitori e/o di allerta, i sistemi di segnalazione di eventi avvenuti, i sistemi di controllo del comportamento degli interventi di sostegno.

4.2.5 Interventi di ricollocazione delle opere

La scelta di questa soluzione è legata ad aspetti tecnici, economici, sociali e, non ultimi, politici, e non deve pertanto essere considerata un'*extrema ratio*. Il progetto deve infatti consentire la valutazione del rapporto costi/benefici degli interventi tecnici possibili e, qualora questo rapporto sia molto alto, non deve essere trascurata la possibilità di trasferire le attività umane ad altra sede oppure, nel caso di vie di transito, realizzare una galleria.

5 DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE

5.1 Generalità

Le opere di difesa possono essere distinte in interventi di notevole entità e/o importanza, tali da ben giustificare indagini e approcci progettuali sofisticati ed onerosi, ed interventi di minore entità per i quali è giustificato un approccio semplificato purché cautelativo.

Il progetto definitivo-esecutivo può richiedere ulteriori indagini specialistiche ed approfondimenti, anche in corso d'opera, delle conoscenze del luogo acquisite durante la fase delle indagini che hanno condotto alla progettazione preliminare.

Di seguito sono considerate le azioni specifiche e particolari inerenti la progettazione delle opere di difesa; per quanto riguarda il comportamento strutturale intrinseco dell'opera e l'interazione opera-terreno, così come per le azioni sismiche, valgono la normativa e la legislazione che già regolamentano le varie categorie di opere (per esempio gli Eurocodici strutturali).

La progettazione delle opere di difesa deve prevedere il piano delle manutenzioni.

5.2 Interventi di difesa attivi

5.2.1 Azioni sulle opere di difesa attive

Per definire le azioni sulle opere di difesa attive è necessario conoscere il volume, il peso specifico dell'ammasso roccioso su cui intervenire, la geometria della parete di distacco, la giacitura delle superfici di distacco, le condizioni di circolazione idrica nell'ammasso ed eventuali sovraccarichi dovuti a depositi di neve o ghiaccio.

Quando non altrimenti specificato, alle azioni si devono applicare i seguenti valori dei coefficienti parziali di sicurezza:

ψ_G = 1,35 per le azioni permanenti (ψ_G = 1 se le azioni agiscono a favore di stabilità),

ψ_Q = 1,5 per le azioni variabili (ψ_Q = 0 se le azioni agiscono a favore di stabilità).

Per le azioni accidentali (vibrazioni, urti, ecc.), in mancanza di indicazioni fornite da analisi e studi specifici, il coefficiente ψ_Q deve essere incrementato moltiplicandolo per un coefficiente non minore di 1,4.

5.2.2 Disgaggio e demolizione

5.2.2.1 Criteri generali e fasi di progettazione

Per la progettazione si indicano le seguenti linee guida:

- l'individuazione plano-altimetrica degli elementi instabili oggetto di disgaggio e demolizione previa eventuale rimozione della vegetazione;
- l'individuazione di eventuali opere provvisionali a difesa delle aree a valle dell'intervento;

CONSULTAZIONE

- l'individuazione delle tecniche d'intervento, tenuto conto anche delle condizioni al contorno (presenza di abitazioni, infrastrutture viarie, manufatti, ecc.);
- l'individuazione delle eventuali sequenze di intervento.

5.2.2.2 Verifiche

Prima dell'intervento di disgaggio o di demolizione deve essere verificata la condizione di stabilità globale del versante, anche per garantire la sicurezza degli operatori e devono essere messe in opera specifiche strutture di protezione temporanea se l'area è a rischio.

5.2.3 Rimodellazione del versante

5.2.3.1 Criteri generali e fasi di progettazione

Per la progettazione si indicano le linee guida seguenti:

- il rilievo plano-altimetrico del versante previa eventuale rimozione della vegetazione;
- l'individuazione dei volumi da rimuovere;
- l'individuazione delle tecniche e delle fasi di intervento;
- la verifica della stabilità del versante rimodellato e dell'assetto idrogeologico e dell'idrologia di superficie;
- l'individuazione di eventuali interventi superficiali per limitare i processi erosivi e per la mitigazione dell'impatto paesaggistico.

5.2.3.2 Verifiche

Per le verifiche riguardanti gli interventi di rimodellazione del versante si deve fare riferimento alla UNI EN 1997 (tutte le parti) e alla legislazione vigente[3)].

In particolare, trattandosi di interventi che modificano l'assetto morfologico del versante, in riferimento alla superficie trattata e al volume rimosso, è necessario il controllo delle condizioni di stabilità del versante durante e dopo l'intervento.

5.2.4 Rafforzamento corticale

5.2.4.1 Definizioni preliminari

Con il termine "rafforzamento corticale" si indicano interventi di rivestimento del versante tramite materiali di varia natura, atti a trattenere i volumi instabili e a modificare lo stato tensodeformativo della porzione superficiale del versante.

Gli interventi possono prevedere l'impiego di elementi strutturali quali, per esempio:

- le reti di filo di acciaio trafilato;
- le reti di funi di acciaio;
- le funi e/o le catene;
- i sistemi di ancoraggio.

In appendice A sono riportate indicazioni per la realizzazione.

5.2.4.2 Criteri generali e fasi di progettazione

Il rafforzamento corticale ha come scopo la stabilizzazione di porzioni estese di versanti interessate dal dissesto della porzione superficiale del materiale in sito. Nella progettazione si individuano lei fasi seguenti:

- il rilievo plano-altimetrico del versante;
- la stima delle caratteristiche geotecniche e geomeccaniche;
- la stima di volume e superficie dell'ammasso instabile;
- l'individuazione delle cause di instabilità;
- l'individuazione dei possibili cinematismi;

3) Al momento della pubblicazione della presente norma è in vigore il D.M. 17 Gennaio 2018 "Norme tecniche delle costruzioni".

CONSULTAZIONE

- la verifica delle instabilità superficiali;
- il dimensionamento degli interventi in relazione alla vita utile, alla classe di aggressività ambientale (soprattutto in prossimità del bordo stradale dove l'uso di sali antigelo configura ambienti di classe C4 o superiori – Vedere ISO 9223:2012), ed i criteri di manutenzione.
- la verifica della stabilità del versante dopo l'intervento;

5.2.4.3 Verifiche

Le verifiche riguardanti gli interventi di rafforzamento corticale devono riguardare, in generale:

- la stabilità del versante antecedente all'intervento;
- la stabilità del versante durante l'intervento anche in relazione alle caratteristiche delle lavorazioni e della sicurezza dei lavoratori;
- la stabilità del versante a conclusione dell'intervento.

Gli stati limite ultimi rispetto ai quali deve essere verificato un intervento di rafforzamento corticale riguardano:

- la resistenza della rete rispetto ai carichi sviluppati da sacche detritiche; le deformazioni a punzonamento indotte dalle sacche detritiche devono essere utilizzate quali indicatori del raggiunto limite di resistenza della rete.
- la resistenza degli ancoraggi rispetto alle sollecitazioni di taglio e sfilamento sviluppate dal sistema.

Gli stati limite di servizio rispetto ai quali deve essere verificato un intervento di rafforzamento corticale riguardano la deformazione della rete che non deve eccedere quella limite definita dal progettista. La deformazione limite può essere valutata considerando la facilità di manutenzione e riparazione del rivestimento in rete, o sulla base di criteri funzionali ed estetici.

5.2.4.4 Azioni e sollecitazioni

Si devono prendere in considerazione come possibili azioni:

- permanenti: il peso dei blocchi;
- variabili: le azioni derivanti dalla presenza di falda (se presente), il peso della neve e del ghiaccio (se prevedibili);
- accidentali: le vibrazioni, gli urti, le esplosioni, le accelerazioni sismiche.

5.2.5 Iniezioni

5.2.5.1 Definizioni preliminari

Per le iniezioni si deve fare riferimento alla UNI EN 12715.

Nell'ambito della caduta massi si definiscono iniezioni gli interventi atti a consolidare le porzioni rocciose e a ridurre la percolazione delle acque e quindi l'azione disgregante conseguente ai cicli di gelo e disgelo.

Le miscele di iniezione possono essere a base cementizia o a base di resine, e possono essere eseguite per percolazione o in pressione.

5.2.5.2 Criteri generali e fasi di progettazione

Per la progettazione si indicano le linee guida seguenti:

- rilievo plano-altimetrico del versante;
- rilievo dello stato di fratturazione e dello stato di discontinuità superficiale;
- rilievo stimato dell'andamento in profondità delle discontinuità dell'ammasso roccioso;
- stima del volume dei vuoti da iniettare;
- individuazione della miscela, della pressione massima di iniezione e delle fasi operative (quali la successione delle operazioni nelle zone di intervento).

CONSULTAZIONE

Per la progettazione e l'esecuzione delle iniezioni è raccomandata l'esecuzione di campi prova per l'ottimizzazione delle miscele, delle condizioni ambientali, dei volumi e delle pressioni d'iniezione.

Devono essere utilizzate miscele che non producono ritiro né rigonfiamento, in quanto potrebbero rendere inefficace l'intervento, se non provocare l'instabilità dell'elemento da consolidare.

Gli stati limite ultimi rispetto ai quali deve essere verificato un intervento di iniezioni riguardano in generale:

- la stabilità del versante antecedente all'intervento;
- la stabilità del versante durante l'intervento in relazione anche alle caratteristiche del materiale iniettato, alla sua pressione ed alla riduzione dell'attrito fra le porzioni rocciose;
- la stabilità del versante a conclusione dell'intervento dopo la presa e la maturazione del materiale iniettato, anche in relazione alla capacità di adesione della miscela alle superfici della discontinuità ed alla presenza di depositi o prodotti di alterazione (minerali argillosi, ecc.).

Per la durabilità dell'opera e per un corretto comportamento in esercizio è necessario effettuare le verifiche seguenti:

- analisi di compatibilità chimica per valutare possibili rischi di instabilità chimica della miscela o dell'insieme miscela-roccia ospitante;
- analisi di rischio ambientale con la valutazione di rilascio di sostanze tossiche nelle acque di falda.

5.2.5.4 Azioni e sollecitazioni

Si devono prendere in considerazione come possibili azioni:

- permanenti: il peso dei blocchi;
- variabili: il peso della neve e del ghiaccio;
- accidentali: le vibrazioni, gli urti, le esplosioni.

Qualora non sia possibile svolgere un rilievo geomeccanico di dettaglio per determinare il volume dell'ammasso roccioso, il coefficiente ψ_Q deve essere assunto pari a 3.

Per le azioni accidentali (urti, vibrazioni, ecc), in mancanza di indicazioni fornite da analisi e studi specifici, il coefficiente ψ_Q deve essere opportunamente incrementato e deve essere amplificato di un coefficiente di valore non minore di 1,5.

Le azioni sismiche devono essere valutate secondo la legislazione vigente[4)].

5.2.5.5 Resistenze

La resistenza ultima nei confronti della stabilità globale o locale deve essere maggiore dell'azione di progetto.

La resistenza deve tener conto:

a) dell'attrito lungo la discontinuità prima dell'intervento: in mancanza di misurazioni sperimentali è possibile stimare l'attrito sulla base delle caratteristiche meccaniche e geometriche delle discontinuità, quali la rugosità e l'apertura, la persistenza, la presenza di materiale di riempimento, la presenza di prodotti di alterazione (per esempio minerali argillosi), ecc.;

b) delle variazioni dell'attrito tra le discontinuità durante l'intervento, prima della presa, tenuto conto delle caratteristiche fisiche della miscela fluida e delle pressioni di iniezione. In mancanza di una misura sperimentale, cautelativamente la resistenza dell'attrito locale in questa fase deve essere assunta uguale a zero. Le fasi e i tempi di intervento nel suo complesso devono tener conto dei tempi di presa in ogni singolo punto iniettato e delle superfici di discontinuità coinvolte;

c) dell'attrito e della coesione a maturazione avvenuta della miscela iniettata.

4) Al momento della pubblicazione della presente norma è in vigore il D.M. 17 Gennaio 2018 "Norme tecniche delle costruzioni".

CONSULTAZIONE

La presenza o il sospetto della presenza di materiali argillosi, o comunque in grado di inibire il potere adesivo della miscela alle superfici della roccia, rende inadatta questa tecnica salvo valutazioni sperimentali specifiche.

5.2.6 Contrafforti e sottomurazioni

5.2.6.1 Criteri generali e fasi di progettazione

I contrafforti possono essere realizzati in pietrame a secco, in pietrame e malta, in calcestruzzo eventualmente armato, in legname, oppure con gabbioni in rete di filo d'acciaio con protezione anticorrosiva (galvanizzazione, rivestimento plastico, ecc.) riempiti con massi tabulari o arrotondati, che si adattano per la loro flessibilità a terreni irregolari e possono essere costruiti con materiali reperiti in situ e quindi anche in zone non accessibili dai mezzi d'opera.

Particolare attenzione deve essere dedicata alla mitigazione dell'impatto ambientale.

Per la progettazione si indicano le linee guida seguenti:

- rilievo plano-altimetrico del versante;
- stima del volume dell'ammasso instabile;
- individuazione delle fasi e delle tecniche di intervento.

5.2.6.2 Verifiche

Il principio di funzionamento dei contrafforti è quello classico dei muri di sostegno e di controripa, e le verifiche sono: verifica allo scorrimento, al ribaltamento, allo schiacciamento, nonché la verifica di stabilità globale. Per le sottomurazioni le verifiche sono quelle a schiacciamento e di stabilità globale prima e dopo l'intervento, tenendo conto anche di eventuali tiranti e micropali.

Come raccomandazione specifica, nel caso di pareti tirantate, si può richiedere di controllare in corso d'opera la natura dei terreni attraversati per confermare le ipotesi assunte in sede di progetto.

Per la definizione degli stati limite e delle azioni, si fa riferimento alla legislazione vigente[5)] e alla serie UNI EN 1997.

5.2.6.3 Azioni e sollecitazioni

Si devono prendere in considerazione come possibili azioni:

- permanenti: il peso della struttura;
- variabili: il peso dell'ammasso roccioso da stabilizzare, della neve e del ghiaccio;
- accidentali: vibrazioni, urti, esplosioni.

Qualora non sia possibile svolgere un rilievo geomeccanico di dettaglio per determinare il volume dell'ammasso roccioso, il coefficiente ψ_Q deve essere assunto pari a 3.

Per le azioni accidentali (urti, vibrazioni, ecc), in mancanza di indicazioni fornite da analisi e studi specifici, il coefficiente ψ_Q deve essere opportunamente incrementato e deve essere amplificato di un coefficiente di valore non minore di 1,5.

Le azioni sismiche devono essere valutate secondo la legislazione vigente[5)].

5.2.7 Calcestruzzo proiettato semplice e rinforzato

5.2.7.1 Generalità e prescrizioni d'impiego

Il calcestruzzo proiettato è una miscela di cemento, aggregati, acqua ed eventuali additivi e fibre, che proiettate mediante una lancia ad aria compressa sulla superficie di applicazione permette di ottenere una massa compatta ed omogenea (vedere UNI EN 14487-1).

Il calcestruzzo proiettato è definito gunite nel caso siano impiegati aggregati di dimensione massima uguale o minore di 4 mm (sabbia e ghiaia fine).

5) Al momento della pubblicazione della presente norma è in vigore il D.M. 17 Gennaio 2018 "Norme tecniche delle costruzioni".

CONSULTAZIONE

Il calcestruzzo proiettato prende il nome di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato se si aggiungono alla miscela fibre metalliche o sintetiche.

Per quanto non definito nella presente norma in merito ai requisiti, alla composizione, alla modalità di confezionamento, al controllo e alla posa in opera del calcestruzzo spruzzato si deve fare riferimento alle UNI EN 14487-1, UNI EN 14487-2, UNI EN 206 e UNI 11039-1.

Il calcestruzzo proiettato è impiegato con lo scopo di consolidare versanti rocciosi caratterizzati da franosità diffusa e superficiale, modificando la resistenza meccanica globale dell'ammasso roccioso e prevenendo il distacco di massi di piccola volumetria in virtù dell'intrinseca funzione cementante. Nel contempo, si ottiene la prevenzione dall'alterazione superficiale e profonda dovute all'aggressione chimica, fisica e biologica degli agenti atmosferici, in quanto il manto ha un effetto impermeabilizzante e sigilla le discontinuità degli ammassi rocciosi.

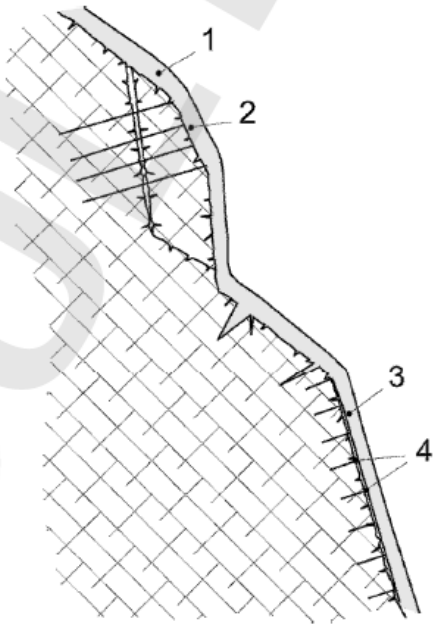
Prima della posa è necessaria la stabilizzazione del pendio e la preparazione della superficie di posa con pulizia e disgaggio, e deve sempre essere prevista la realizzazione di adeguati drenaggi per lo smaltimento dell'acqua di infiltrazione.

Il rivestimento si conforma alla parete rocciosa per adesione ma deve essere opportunamente ancorato con adeguate reti ed ancoraggi, dimensionati in funzione della pendenza della parete, della diffusione delle fratture e dello spessore del rivestimento (vedere figura 1).

figura 1 **Esempio di rivestimento di parete con calcestruzzo proiettato**

Legenda

1 Rivestimento con calcestruzzo proiettato
2 Bullonature e/o chiodature
3 Rete metallica
4 Ancoraggi intermedi



5.2.7.2 Criteri generali e fasi di progettazione

Il progetto di un rivestimento con calcestruzzo proiettato semplice o fibrorinforzato richiede la definizione preventiva delle azioni cui è soggetto.

A tal fine, si deve effettuare uno studio preliminare per definire:

- la geometria del versante;
- le caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso roccioso;
- le caratteristiche delle instabilità locali dell'ammasso roccioso;
- la presenza di singole volumetrie da disgaggiare e/o da stabilizzare in loco;

CONSULTAZIONE

- le caratteristiche del sistema di circolazione idrica profonda e superficiale;
- le spinte dell'ammasso roccioso;
- il livello di aggressività dell'ambiente sulle opere;
- le condizioni di eventuali interventi preesistenti con i quali l'intervento deve interagire.

Valutate le azioni, si definisce il tipo di intervento e si effettua il predimensionamento delle opere di stabilizzazione delle masse rocciose e del rivestimento con calcestruzzo proiettato.

In relazione alle azioni ed alle loro combinazioni, si determinano gli stati tensionali e deformativi all'interno delle singole parti della struttura ed individuate le sezioni critiche si effettua la verifica di sicurezza.

Devono essere definite le caratteristiche del rivestimento in calcestruzzo proiettato in termini di:

- spessore e numero di strati di posa;
- caratteristiche prestazionali del calcestruzzo proiettato semplice (UNI EN 14487-1) e fibrorinforzato (UNI 11039-1);
- caratteristiche delle armature di rinforzo;
- composizione dell'impasto di calcestruzzo spruzzato;
- additivi utilizzati e stagionatura;
- metodo di miscelazione (via secca o umida);
- prescrizioni esecutive per ottenere buona aderenza alla superficie rocciosa e tra gli strati, e per ridurre lo sfrido di materiale.

5.2.7.3 Verifiche

Per la definizione delle caratteristiche e delle proprietà del calcestruzzo proiettato, dei metodi di controllo e dei campi di applicazione si applicano la UNI EN 14487-1, UNI EN 14487-2, UNI 11039-1 e UNI EN 14488.

Lo stato limite ultimo è rappresentato dal collasso del sistema ammasso-rivestimento sotto le azioni del peso proprio, dei carichi permanenti e delle variabili prevedibili.

Lo stato limite di servizio è definito tramite i parametri con i quali si rappresenta il limite di funzionalità dell'opera:

- limite delle dimensioni delle fessure prodotte dal ritiro e dalle sollecitazioni termiche nel calcestruzzo correlate alle caratteristiche della struttura;
- limite delle sollecitazioni e delle deformazioni prodotte dalle azioni di esercizio prevedibili (pressioni idrauliche a tergo del rivestimento; pressioni di parti dell'ammasso roccioso retrostante per difetti di ancoraggio, caduta di massi dal versante sovrastante, ecc.).

5.2.8 Sistemi di drenaggio superficiale

5.2.8.1 Definizioni preliminari

Le trincee drenanti superficiali sono di solito posizionate in prossimità del ciglio superiore di un pendio, e servono a raccogliere le acque di ruscellamento che scendono da monte, in modo che non si riversino sul pendio e sulle strutture sottostanti.

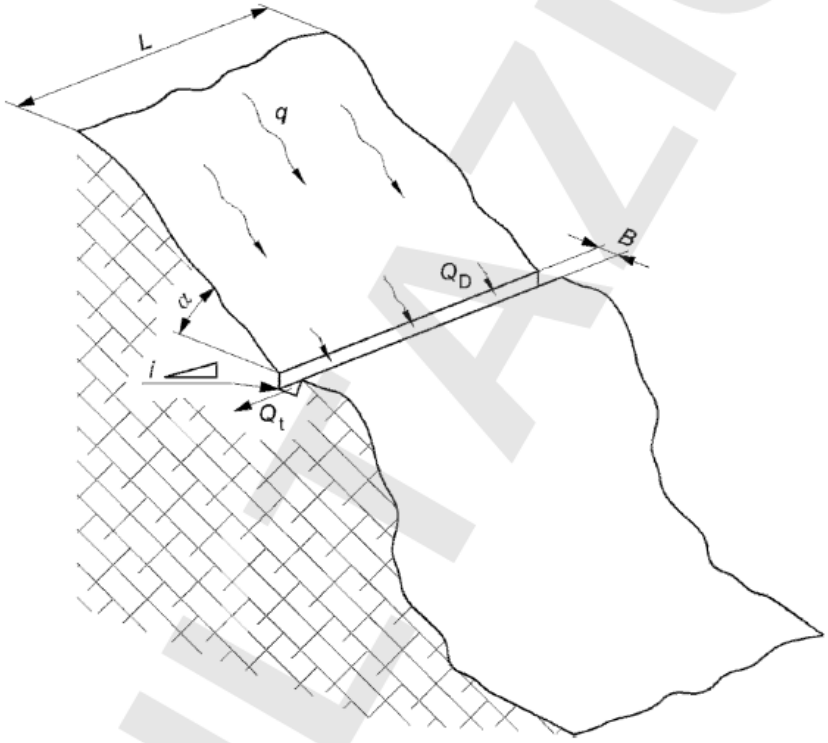
Uno schema di una trincea drenante superficiale è illustrato nella figura 2. La figura 3 illustra le sezioni più utilizzate.

CONSULTAZIONE

figura 2 **Esempio di una trincea drenante superficiale**

Legenda

L	Lunghezza della trincea in metri
B	Larghezza della trincea in metri
α	Angolo di inclinazione del terreno a monte della trincea, in gradi
Q_D	Portata unitaria in arrivo alla trincea, in $m^3\ s^{-1}\ m^{-1}$
Q_t	Portata di progetto della trincea, in $m^3\ s^{-1}$
q	Portata unitaria di precipitazione, in $m^3\ s^{-1}\ m^{-2}$
i	Pendenza della trincea rispetto alle linee di livello, in gradi

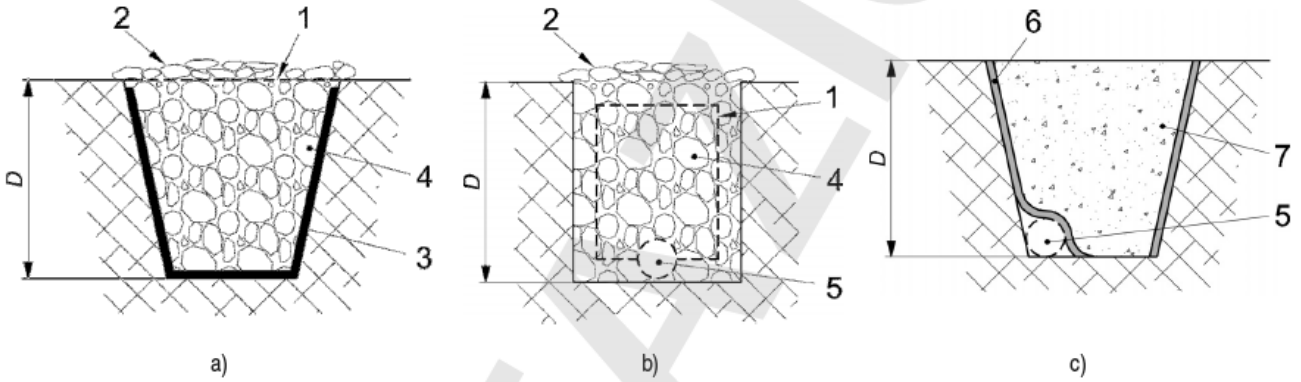


CONSULTAZIONE

figura 3 **Esempi di sezioni per le trincee drenanti superficiali**

Legenda

D Altezza della trincea
1 Geotessile o Geocomposito
2 Pietrame di copertura
3 Rivestimento impermeabile
4 Materiale drenante
5 Tubo forato o finestrato
6 Geocomposito drenante
7 Terreno di riempimento



a) b) c)

Le trincee drenanti superficiali possono essere a sezione aperta (figura 3a), impermeabilizzate con strato di calcestruzzo, con geomembrana o altro; oppure a sezione piena, per esempio riempita con ghiaia racchiusa in un geotessile o geocomposito con funzione di separazione e filtrazione (figura 3b). Il primo tipo è più adatto in condizioni di suolo roccioso, dove minori sono le possibilità di intasamento e interramento della trincea, mentre il secondo tipo è più adatto nei terreni che possono apportare notevoli quantità di materiali fini, dove si rende pertanto necessario il geosintetico per evitare l'intasamento della trincea.

In alternativa si può utilizzare come trincea un geocomposito drenante adeguatamente dimensionato (figura 3c) ed associato ad un terreno di riempimento di caratteristiche anche non selezionate.

5.2.8.2 Criteri generali e fasi di progettazione

Per la progettazione si indicano le linee guida seguenti:

- rilievo plano-altimetrico del versante;
- definizione dei parametri di pioggia (intensità massima, superficie del bacino sotteso) relativi a periodi di ritorno trentennali;
- calcolo della portata massima in ingresso;
- dimensionamento della sezione e della pendenza della trincea;
- calcolo della portata massima scaricata, in funzione della sezione e della pendenza della trincea;
- stima della vita utile dell'intervento;
- verifica di assenza delle condizioni di innesco di frana da monte;
- definizione delle modalità di scarico dell'acqua.

5.2.8.3 Verifiche

Si deve verificare che la portata scaricata sia maggiore di quella in ingresso con un coefficiente di sicurezza ψ pari a 1,5.

CONSULTAZIONE

5.2.9 Chiodi, bulloni, tiranti

5.2.9.1 Criteri generali e fasi di progettazione

Per la progettazione si indicano i criteri seguenti:

- individuazione plano-altimetrica degli elementi oggetto di intervento;
- rilievo dello stato di fratturazione, dello stato di discontinuità superficiale e della geometria dei blocchi;
- rilievo stimato dell'andamento in profondità delle discontinuità dell'ammasso roccioso;
- individuazione delle fasi transitorie e delle tecniche di intervento;
- dimensionamento degli elementi (diametro e lunghezza di perforazione, sezione del tirante e caratteristiche dei materiali).

Nota Per i tiranti vedere anche la UNI EN 1537[6)].

5.3 Interventi di difesa passivi

5.3.1 Parametri di impatto sulle opere paramassi passive

Qualunque sia la tipologia dell'opera di difesa in progetto, le azioni si riferiscono al caso di crollo di un masso isolato o di uno sciame di massi che agiscono sull'opera di protezione in condizioni temporali tali da poter essere considerati come un unico evento.

Le azioni sulle opere di difesa passiva devono essere determinate ricorrendo ad analisi approfondite sulla dinamica dello scoscendimento del masso di progetto, al fine di determinarne la traiettoria, sia dal punto di vista planimetrico che altimetrico, la frequenza di caduta, la velocità e l'energia cinetica.

Sulla base di questi calcoli è possibile calcolare l'energia di progetto E_{Sd} che corrisponde all'energia posseduta dal blocco in movimento in corrispondenza del punto di impatto con l'opera passiva.

La velocità di progetto dei blocchi (v_d) è definita come la velocità in corrispondenza del punto di impatto con l'opera corrispondente al frattile del 95% delle velocità calcolate (v_t) nelle analisi delle traiettorie moltiplicata per il coefficiente di amplificazione (γ_F) definito come:

$$v_d = v_t \times \gamma_F \quad (1)$$

dove:

v_d è la velocità di progetto dei blocchi;

v_t sono le velocità calcolate nelle analisi delle traiettorie;

γ_F è espresso come $\gamma_F = \gamma_{Tr} \times \gamma_{Dp}$

dove:

γ_{Tr} è il coefficiente di affidabilità di calcolo delle traiettorie che vale:

= 1,02 per simulazioni di caduta basate su coefficiente di restituzione ottenuti da analisi a ritroso,

= 1,10 per simulazioni di caduta basate su coefficiente di restituzione derivati da sole informazioni bibliografiche;

γ_{Dp} è il coefficiente che tiene conto della qualità della discretizzazione topografica del pendio:

= 1,02 per pendii discretizzati con rilevo topografico di buona precisione in rapporto alle caratteristiche del sito,

= 1,10 per pendii discretizzati con precisione media-bassa.

6) Al momento della pubblicazione della presente norma non esistono norme per chiodi e bulloni. Si può fare riferimento alle raccomandazioni A.I.C.A.P. "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce" (Edizione 2012).

CONSULTAZIONE

La massa del blocco di progetto (m_d) è definita come il prodotto del volume del blocco di progetto (Vol_b) per la massa per unità di volume della roccia (γ) moltiplicato per un coefficiente di amplificazione:

$$m_d = (Vol_b \times \gamma)\ \gamma_m \quad (2)$$

dove:

m_d è la massa del blocco di progetto;

Vol_b è il volume del blocco di progetto;

γ è la massa per unità di volume della roccia in posto;

γ_m è un coefficiente di amplificazione espresso come

$$\gamma_m = \gamma_{VolF1} \times \gamma_\psi \quad (3)$$

dove:

γ_ψ è il coefficiente legato alla valutazione della massa per unità di volume della roccia, che può essere generalmente assunto pari a 1,00;

γ_{VolF1} è il coefficiente legato alla precisione del rilievo del volume del blocco di progetto, che vale:

= 1,02 per rilievi accurati della parete (per esempio mediante tecniche fotogrammetriche, topografiche di precisione, rilievi geomeccanici sistematici in parete, misurazione dei blocchi presenti sul detrito alla base delle pareti),

= 1,1 in assenza di rilievi finalizzati al progetto.

L'energia cinetica sollecitante di progetto E_{Sd} è pertanto determinata nel modo seguente:

$$E_{Sd} = 1/2\ m_d\ V_d^2 \quad (4)$$

dove:

E_{Sd} è l'energia cinetica sollecitante di progetto;

m_d è la massa del blocco di progetto;

V_d è la velocità del blocco di progetto al momento dell'impatto.

L'altezza di intercettazione di progetto (h_d) è definita come l'altezza del punto di impatto del baricentro del blocco, con l'opera corrispondente al frattile del 95% delle altezze calcolate (h_t) nelle analisi delle traiettorie moltiplicata per il coefficiente di amplificazione (γ_F) definito come:

$$h_d = h_t \times \gamma_F \quad (5)$$

dove:

h_t è l'altezza del punto di impatto del baricentro del blocco, con l'opera corrispondente al frattile del 95% delle altezze calcolate nelle analisi delle traiettorie

γ_F è espresso come $\gamma_F = \gamma_{Tr} \times \gamma_{Dp}$

dove:

γ_{Tr} è il coefficiente di affidabilità di calcolo delle traiettorie che vale:

= 1,02 per simulazioni di caduta basate su coefficiente di restituzione ottenuti da analisi a ritroso,

= 1,10 per simulazioni di caduta basate su coefficiente di restituzione derivati da sole informazioni bibliografiche;

γ_{Dp} è il coefficiente che tiene conto della qualità della discretizzazione topografica del pendio:

= 1,02 per pendii discretizzati con rilevo topografico di buona precisione in rapporto alle caratteristiche del sito,

= 1,10 per pendii discretizzati con precisione media-bassa.

Il franco libero minimo (f_{min}) è la fascia al bordo superiore o ai fianchi dell'opera di intercettazione passiva di dimensione pari al raggio del blocco di progetto e comunque non minore di 0,5 m.

CONSULTAZIONE

La verifica delle opere paramassi passive deve essere condotta tenendo conto della loro destinazione, dell'ubicazione e del livello di rischio.

Nel caso di elevato rischio per la vita umana (per esempio nel caso di scuole, strade e ferrovie ad alta percorrenza, ospedali, ecc.) all'energia sollecitante di progetto E_{Sd} può essere applicato un ulteriore coefficiente amplificativo di protezione I variabile da 1 a 1,2 in funzione del grado di rischio valutato[7)].

5.3.2 Barriere paramassi a rete

5.3.2.1 Caratteristiche prestazionali

Le caratteristiche prestazionali di una barriera paramassi a rete[8)] sono:

- energetiche:
  - E_{Rdu} è la resistenza della barriera allo stato limite ultimo: è definito come il valore di energia MEL[8)] (Livello Energetico Massimo),
  - E_{Rds} è la resistenza della barriera allo stato limite di servizio o per impatti multipli: è definito come il valore di energia SEL[8)] (Livello Energetico di Servizio);
- geometriche e dimensionali (vedere figura 4):
  - i è l'interasse dei montanti,
  - h_N è l'altezza nominale, corrispondente alla minima distanza fra la fune di supporto superiore e la linea congiungente la base dei montanti prima dell'impatto misurata ortogonalmente al pendio di riferimento (vedere punto 3.6 della UNI 11211-1:2018),
  - h_R è l'altezza residua[9)], è la minima distanza tra la fune longitudinale superiore e la fune longitudinale inferiore misurata ortogonalmente al piano di riferimento dopo l'impatto di prova con il blocco arrestato ancora presente nella barriera. (Vedere punto 3.7 della UNI 11211-1:2018),
  - h_C è l'altezza commerciale, corrispondente all'altezza nominale più una tolleranza. (Vedere punto 3.4 della UNI 11211-1:2018),
  - d_{maxMEL} o d_{maxSEL} è la massima deformazione durante l'impatto misurato parallelamente al pendio di riferimento (vedere punto 3.3 della UNI 11211-1:2018),
  - v_i è il varco laterale (*apertura alle estremità dei moduli laterali*) (vedere punto 3.109 della UNI 11211-1:2018). Qualora la superficie effettiva della barriera paramassi in rete subisca riduzioni dopo l'impatto SEL1 e/o MEL a causa dello spostamento della rete in due direzioni nei moduli laterali, queste aperture (l'apertura è la misura dello spostamento della rete rispetto alla posizione iniziale) sono misurate in condizioni statiche dopo la prova senza rimuovere il blocco. Il valore dello spostamento (se esistente) della rete nelle due direzioni nei moduli laterali dopo l'impatto SEL 1 e MEL è obbligatoriamente dichiarato. Questa riduzione misurata è una informazione che deve essere presa in considerazione in fase di progettazione o di installazione della barriera per decidere sulla possibile esclusione di questi due moduli laterali dall'area destinata ad essere protetta.
- di trasmissione delle forze di arresto alle fondazioni:
  - intensità e direzione delle forze trasmesse dalla barriera paramassi alle opere di fondazione durante l'urto al livello energetico MEL.

---

7) Per la valutazione del grado di rischio si può fare riferimento al punto 2.4.2 *Classi d'uso* delle NTC D.M. 17/01/2018 in vigore al momento della pubblicazione della presente norma.

8) Al momento della pubblicazione della presente norma è in vigore il D.M. 17 Gennaio 2018 "Norme tecniche delle costruzioni". Vedere inoltre ETAG 027 "Falling rock protections kits".

9) Classificazione delle barriere in base alla misura dell'altezza residua dopo la prova MEL:

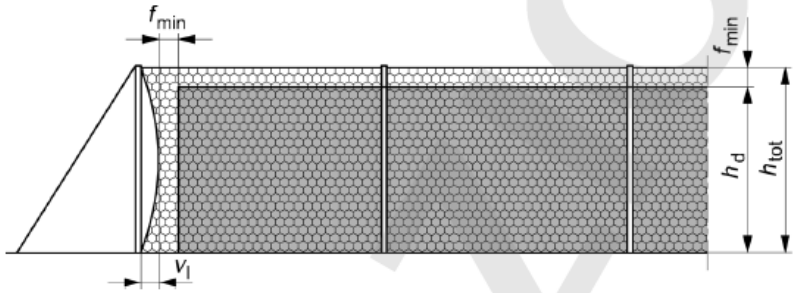
- Categoria A: altezza residua ≥50% altezza nominale
- Categoria B: 30% altezza nominale < altezza residua <50% altezza nominale
- Categoria C: altezza residua ≤30% altezza nominale, oppure rottura completa dell'elemento di supporto longitudinale superiore e/o inferiore (l'elemento di supporto può essere costituito da una o più funi, cavi o componenti longitudinali similari che mantengono lo strato principale di protezione al suo posto e corrono lungo l'intera lunghezza).

CONSULTAZIONE

figura 4 **Principali caratteristiche geometriche delle barriere**

Legenda

f_{min} Franco libero minimo
v_l Varco laterale
h_{tot} Altezza totale
h_d Altezza di intercettazione di progetto
i Interasse tra i montanti



5.3.2.2 Verifiche

Le barriere devono essere verificate alla stato limite ultimo (MEL); in presenza di impatti multipli o ripetuti, si deve eseguire anche la verifica allo stato limite di esercizio (SEL).

Nel caso di una verifica agli stati limite ultimi (approccio MEL) occorre applicare adeguati coefficienti di sicurezza sia ai valori caratteristici delle azioni, calcolati mediante l'analisi delle traiettorie, sia al valore della resistenza energetica della barriera in rapporto alla classe di livello energetico adottata.

Nel caso di una verifica agli stati limite di esercizio (approccio SEL) occorre applicare adeguati coefficienti di sicurezza alle azioni, mentre le resistenze devono essere considerate con i valori della classe di livello energetico adottata[10)]. Lo stato limite di esercizio è il massimo livello di energia ammissibile per cui la barriera mantiene la sua funzionalità anche dopo un primo urto.

Quanto detto sopra è espresso dalla relazione seguente:

$$(E_{Sd} < E_{barriera} / \gamma_E) \quad (6)$$

dove:

E_{Sd} è l'energia cinetica sollecitante di progetto;

$E_{barriera}$ è il valore energetico MEL o SEL;

γ_E è il coefficiente di sicurezza da applicare ai valori energetici MEL e SEL;

il valore di γ_E è posto pari a:

= 1,20 nel caso di approccio al livello energetico MEL,

= 1,00 nel caso di approccio al livello energetico SEL[10)].

Per casi specifici di progetti al MEL, in cui per motivi morfologici sia necessario installare barriere paramassi di sole 1 o 2 campate:

- qualora la barriera sia testata e certificata da un ente terzo si rimanda all'applicazione dei coefficienti di sicurezza γ_E di cui sopra;
- qualora la barriera non sia testata e certificata da un ente terzo anche nella predetta configurazione di installazione, è necessario adottare una delle due soluzioni seguenti:
  - applicare comunque γ_E = 1,2 e ricorrere a due stendimenti paralleli;
  - applicare il coefficiente γ_E = 2.

10) Al momento della pubblicazione della presente norma è in vigore il D.M. 17 Gennaio 2018 "Norme tecniche delle costruzioni". Vedere ETAG 027 "Falling rock protections kits".

CONSULTAZIONE

5.3.2.3 Sviluppo della progettazione

Sulla base delle analisi traiettografiche il progettista dimensiona geometricamente l'intervento (posizionamento planoaltimetrico, altezza della barriera e lunghezza di ogni tratta) e definisce le sue caratteristiche prestazionali (cioè l'energia di impatto da sopportare - livello SEL o MEL) in relazione al posizionamento scelto.

L'altezza di intercettazione della barriera nel punto di installazione, h_{tot}, deve essere maggiore o uguale alla somma dell'altezza di intercettazione di progetto, h_d e del franco libero minimo f_{min}.

$$h_{tot} \geq h_d + f_{min} \quad (7)$$

dove:

h_{tot} è l'altezza di intercettazione della barriera nel punto di installazione;

h_d è l'altezza di intercettazione di progetto (vedere punto 5.3.1);

f_{min} è il franco libero minimo (vedere punto 5.3.1).

Il posizionamento plano-altimetrico deve tener conto dell'ingombro della struttura e delle tolleranze geometriche ammesse per l'installazione delle barriere.

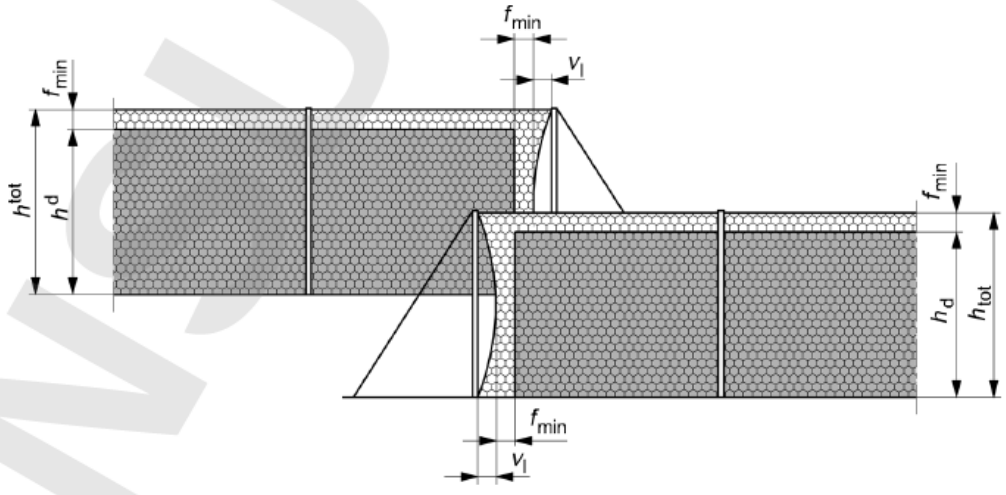
La lunghezza delle barriere, per quanto possibile, deve essere tale da:

- prendere in considerazione la presenza di varchi laterali[11)];
- porre almeno il franco libero minimo piu' il varco laterale fuori dalle traiettorie di impatto;
- nel caso di allineamenti contigui, garantire la sovrapposizione dei franchi liberi e dei varchi almeno come indicato in figura 5. L'entità della sovrapposizione deve essere valutata tenendo conto anche della spaziatura tra i due allineamenti, della morfologia del pendio, della forma del blocco di progetto e delle traiettorie previste.

figura 5 **Allineamenti contigui**

Legenda

f_{min} Franco libero minimo
v_l Varco laterale
h_{tot} Altezza totale
h_d Altezza di intercettazione di progetto



Nei documenti di progetto devono essere chiaramente riportate le caratteristiche geometriche delle tratte e la loro ubicazione sul versante.

11) Vedere ETAG 027 "Falling rock protections kits".

CONSULTAZIONE

La distanza di arresto o distanza minima tra la barriera e l'opera da proteggere è definita dalla relazione seguente:

$$d_A = d_{barriera} \times \gamma_D \quad (8)$$

dove:

d_A è la distanza di arresto o distanza minima tra la barriera e l'opera da proteggere;

$d_{barriera}$ è d_{maxMEL} o d_{maxSEL}: è la massima deformazione durante l'impatto misurato parallelamente al pendio di riferimento;

γ_D è il coefficiente di sicurezza posto pari a:

= 1,30

La differenza tra la distanza di arresto (d_A) e la deformazione massima della barriera ($d_{barriera}$) deve essere sempre maggiore o uguale ad un metro (1m).

5.3.2.4 Fondazioni

Il calcolo strutturale delle fondazioni, sia che il progetto sia sviluppato in base all'approccio SEL che all'approccio MEL, deve essere sviluppato considerando sempre i carichi e le azioni sulle fondazioni in condizioni MEL.

Le verifiche delle strutture di fondazione devono essere eseguite allo stato limite ultimo secondo quanto previsto dalle normative vigenti.

Per gli ancoraggi di fondazione si devono considerare quattro meccanismi di rottura:

a) rottura del materiale che costituisce l'ancoraggio;

b) rottura per sfilamento dell'ancoraggio dal bulbo o dal getto di fondazione;

c) rottura per sfilamento dell'ancoraggio a livello di interfaccia bulbo-terreno;

d) rottura per instabilità globale del terreno, ancoraggi compresi.

Per non pregiudicare la resistenza dell'ancoraggio di fondazione, la direzione della risultante della forza di trazione non deve, per quanto possibile, eccedere di 15° la direzione di perforazione dell'ancoraggio. Nel caso di angoli superiori, è possibile prevedere l'impiego di dispositivi atti a deviare la forza.

La resistenza di progetto deve essere certificata in corso d'opera eseguendo prove di carico di collaudo come riportato in appendice B (normativa).

In fase di progetto degli ancoraggi di fondazione devono essere indicati gli adeguati interventi di protezione in relazione alla vita utile dell'opera ed alle condizioni di aggressività del sito.

5.3.2.5 Ulteriori aspetti connessi con la progettazione

La progettazione deve contenere i capitolati per le barriere paramassi. È necessario specificare le caratteristiche prestazionali delle barriera paramassi[12)].

Una barriera paramassi deve essere progettata in modo da permettere un'agevole manutenzione in caso di rimozione dei massi trattenuti riducendo al minimo le operazioni di sostituzione delle parti rovinate dagli urti dei massi e le successive operazioni di rimontaggio. Queste operazioni devono essere descritte nel piano di manutenzione dell'opera.

La barriera deve essere protetta contro la corrosione in modo che la sua vita utile, sia di almeno 25 anni in condizioni ambientali normali e di 10 anni in condizioni ambientali aggressive, salvo verifiche sulle prestazioni dei componenti più critici indicati nella documentazione tecnica a corredo della barriera (per esempio funi portanti, maglie delle reti, ecc.) e nel piano di manutenzione (per esempio fondazioni e connessioni struttura-fondazione).

Le verifiche sono basate anche su prove sperimentali eseguite su campioni di materiale prelevato dalla struttura entro la fine della vita utile.

In questo caso il progettista può richiedere di predisporre lunghezze aggiuntive delle funi o componenti aggiuntivi per poter ottemperare a quanto sopra indicato senza dover intervenire sulla struttura.

12) Al momento della pubblicazione della presente norma è in vigore il D.M. 17 Gennaio 2018 "Norme tecniche delle costruzioni". Vedere ETAG 027 "Falling rock protections kits".

CONSULTAZIONE

5.3.3 Gallerie artificiali con funzione paramassi

5.3.3.1 Criteri generali e fasi di progettazione

La progettazione deve affrontare le problematiche relative a:

- struttura in elevazione (pilastri e impalcato);
- sistema fondazionale (fondazioni dirette/indirette ed eventuali tirantature);
- strato o sistema di smorzamento o dissipazione degli impatti sulla soletta;
- sistema di drenaggio e smaltimento delle acque di versante;
- corpo stradale.

Si deve prevedere una struttura chiusa o che comunque impedisca il ritorno in galleria di materiale o di frammenti proiettati, in tutti i casi in cui il pendio a valle non abbia sufficiente inclinazione.

Allo scopo di limitare l'entità delle azioni di impatto sulla struttura, la copertura è preferibilmente progettata con inclinazione verso valle e con un raccordo alla morfologia del versante di monte eventualmente anche mediante interventi di riprofilatura.

Le azioni di trascinamento sulla copertura (dovute soprattutto alla neve e all'acqua ma anche all'impatto di massi, ghiaccio, ecc.), oltre a sollecitare la struttura, tendono ad asportare lo strato di smorzamento, provocandone potenziali riduzioni di spessore, e quindi di efficienza in termini di smorzamento e ripartizione degli impatti. È pertanto consigliabile l'inserimento di elementi di rinforzo, di contenimento e antierosione dello strato smorzatore allo scopo di migliorarne le prestazioni (aumento dell'effetto di ripartizione dei carichi in soletta), ma anche di limitarne la deformabilità nei confronti delle succitate azioni tangenziali.

Inoltre, nella determinazione del passo B fra i pilastri, è opportuno evitare che si verifichi l'effetto di sfarfallamento dovuto all'intermittenza della sollecitazione luminosa tra una sorgente luminosa e la successiva. È quindi necessario che, se v è la velocità di transito di progetto, B sia scelto in modo da evitare frequenze f comprese tra 3 Hz e 15 Hz, con $f = v/B$ [(m/sec)/m].

5.3.3.2 Verifiche

5.3.3.2.1 Generalità

Generalmente le verifiche devono essere condotte agli stati limite, facendo riferimento alle azioni seguenti:

- azioni permanenti: Per la verifica delle strutture in elevazione le azioni permanenti sono costituite dal peso proprio degli elementi strutturali, dal peso dello strato smorzatore e da tutto ciò che grava sulle strutture, compresa la spinta del terreno sulla pilastrata (o sul muro di sostegno) di monte. Per la verifica delle fondazioni si deve prevedere anche il sovraccarico dovuto alla pavimentazione ed al sottofondo stradale;
- azioni variabili: Si tratta di due sistemi di forze: il primo relativo al peso ed alla spinta di eventuali accumuli di massi (e/o di neve), il secondo dovuto invece ai carichi stradali. È compito del progettista definire l'entità delle azioni variabili dovute agli accumuli in funzione delle caratteristiche del versante;
- azioni di impatto: Da definirsi sulla base delle risultanze delle analisi traiettografiche, le azioni di impatto sullo strato smorzatore nelle sue componenti normali e tangenziali sono caratterizzabili mediante la massa, la velocità di impatto e l'angolo di incidenza. La valutazione delle azioni di impatto sulla soletta è effettuata tenuto conto delle caratteristiche geometriche, morfologiche e meccaniche dello strato smorzatore, secondo i criteri illustrati di seguito;
- azioni sismiche: Da valutarsi secondo la legislazione vigente.

Nel caso di fenomeni franosi o valanghivi si deve considerare anche l'eventuale azione di trascinamento tangenziale alla copertura.

Le analisi delle traiettorie devono essere eseguite considerando l'inserimento dell'opera e si deve verificare che le eventuali traiettorie a valle non interferiscano con eventuali elementi sensibili.

CONSULTAZIONE

In mancanza di valutazioni più approfondite, la determinazione della componente verticale *F* della forza statica equivalente all'impatto può essere effettuata con la formula seguente (vedere anche figura 6)[13]:

$$F = 2{,}8 \times t^{-0{,}5} \times R^{0{,}7} \times M_E^{0{,}4} \times tg\varphi \times ((m \times v^2)/2)^{0{,}6} \quad (9)$$

dove:

F è la componente verticale della forza statica;

m è la massa del blocco, in tonnellate (*t*);

v è il componente normale alla soletta della velocità di impatto, in metri al secondo (m/s);

R è il raggio della sfera che approssima il blocco, in metri (m);

t spessore minimo dello strato smorzatore, in metri (m);

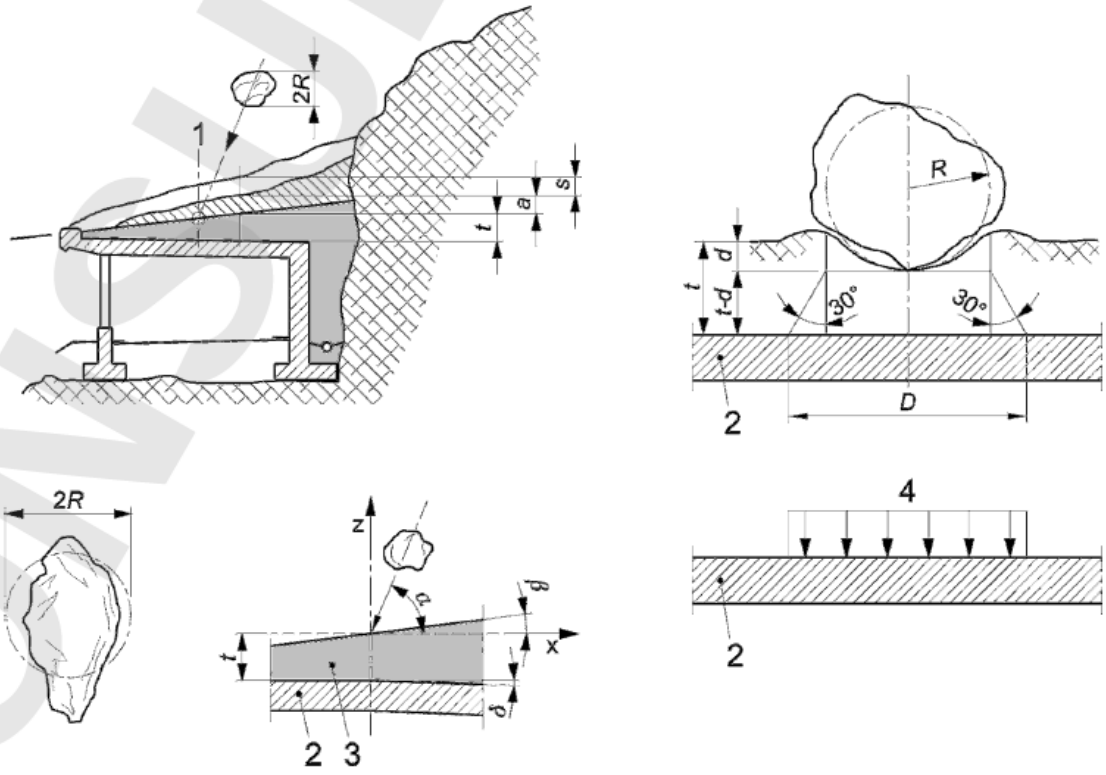
M_E è il modulo elastico del materiale dello strato smorzatore (ottenuto dalla curva di primo carico in una prova di carico su piastra), in kilonewton per metro quadrato (kN/m^2);

φ è l'angolo di attrito interno del materiale dello strato smorzatore, in gradi (°).

figura 6 **Schemi semplificativi per l'analisi dell'impatto e per la determinazione del carico in soletta**

Legenda

1 Impatto
2 Soletta
3 Copertura
4 Carico distribuito
a Materiale di mascheramento vegetale
d_p Penetrazione del blocco all'interno dello strato smorzatore
D Larghezza di distribuzione del carico
t Spessore dello strato smorzatore
s Eventuale neve
R Raggio della sfera che approssima il blocco
α Angolo tra traiettoria all'impatto e piano orizzontale
β Angolo d'inclinazione dello strato smorzatore
δ Contropendenza della soletta (indicativamente fino ad un massimo di 2°)



13) La formula è tratta dal documento ASTRA 12006 Actions de chutes de pierres sur les galeries de protection.

CONSULTAZIONE

Per la stima della profondità di penetrazione del blocco all'interno dello strato smorzatore, in mancanza di valutazioni più accurate, si può utilizzare la relazione:

$d = (m\, v^2)/F$

nota la quale è possibile valutare il carico distribuito in soletta (ipotesi di distribuzione uniforme: $q = F/D$), ipotizzando un angolo di fusione di 30°, lungo l'effettivo spessore di ripartizione ($t - d$).

Lo spessore minimo dello strato smorzatore deve essere tale da soddisfare le relazioni seguenti:

$t \geq d + 3\, \Phi_{max}$ $\quad t \geq 2\, d$ $\quad t \geq 0{,}5$ m

dove Φ_{max} rappresenta la granulometria massima del materiale costituente lo strato smorzatore, comunque non maggiore di 0,10 m. Si noti che qualora le sollecitazioni fossero eccessivamente gravose per la struttura portante, si può ricorrere a spessori t maggiori, che riducano F.

È opportuno ricordare che, benché la metodologia di calcolo indicata riconduca l'azione di impatto ad un'azione statica, gli effetti dinamici possono comportare inversione delle sollecitazioni. In assenza di valutazioni più accurate eseguite in campo dinamico, si può adottare un valore di azione interna di segno opposto pari al 50% di quella statica.

5.3.3.2.2 Verifica delle strutture in fondazione

Le attività di calcolo e progettazione delle strutture di fondazione devono essere eseguite in conformità alla legislazione vigente.

Deve essere posta particolare attenzione nella valutazione delle condizioni geotecniche e geomeccaniche del terreno o dell'ammasso roccioso di fondazione, al fine di identificare i cinematismi di rottura più realistici da sottoporre a verifica (meccanismi di scorrimento rotazionale, planare, a cuneo, per punzonamento, ecc.).

La definizione della resistenza al taglio degli ammassi rocciosi deve essere verificata con riferimento anche alle caratteristiche geometriche e meccaniche delle discontinuità.

5.3.3.2.3 Analisi di stabilità

Le condizioni tensodeformative del versante interessato, a monte e a valle, dalla realizzazione dell'opera devono essere valutate con particolare attenzione, soprattutto in presenza di dinamiche geomorfologiche in atto (processi erosivi, movimenti franosi, ecc.), per consentire una migliore previsione degli effetti di interazione versante-struttura.

Particolare attenzione deve essere posta nella valutazione degli effetti indotti dalla realizzazione dell'opera, sulle modalità di circolazione idrica, sotterranea e superficiale, evidenziando la scelta della precipitazione di progetto (e/o dei livelli piezometrici), in funzione dell'importanza dell'opera e della sua interferenza con il regime idrologico del versante.

5.3.4 Trincee e rilevati paramassi

I criteri energetici e prestazionali da considerare sono quelli determinati nel punto 5.3.1.

5.3.4.1 Criteri generali e fasi di progettazione

Il dimensionamento di trincee e rilevati paramassi deve seguire le fasi seguenti:

- rilievo plano-altimetrico del versante;
- definizione delle azioni di impatto (punto 5.3.1);
- studio delle caratteristiche geometriche dell'opera, in particolare definizione dei parametri α, L, D, H, d, (vedere figure 7 e 8) in funzione delle possibili traiettorie dei blocchi;
- definizione del franco libero minimo che deve essere almeno pari a 0,5 volte il diametro del blocco di progetto e comunque non inferiore a 0.5m;
- progettazione dell'eventuale strato di smorzamento al fondo della trincea per aumentare l'assorbimento di energia richiesto; se presente, deve avere uno spessore indicativo pari alla metà della dimensione massima del blocco di progetto;

CONSULTAZIONE

- studio della regimazione delle acque superficiali e degli interventi atti a prevenire fenomeni di erosione e l'accumulo di acqua all'interno della trincea;
- progettazione di piste o viabilità secondaria atta ad agevolare le operazioni di rimozione dei blocchi e di manutenzione.

5.3.4.2 Verifiche

Nel caso di rilevato paramassi si richiedono le seguenti verifiche:

- verifica dell'altezza del rilevato che deve intercettare il blocco di progetto; per tale verifica vale l'approccio riportato al precedente punto 5.3.2.3
- verifica della possibilità che il masso dotato di energia cinetica rotazionale non superi il rilevato per rotolamento sul paramento di monte;
- verifica della stabilità statica del rilevato tenendo conto delle caratteristiche dei rinforzi del terreno eventualmente utilizzati. Le verifiche devono essere eseguite secondo la normativa vigente e sulla base di procedure affidabili e verificate nella letteratura tecnica;
- verifica della stabilità sia del versante su cui insiste il rilevato, sia di quello situato a monte del rilevato stesso.
- verifica della stabilità dinamica del rilevato, considerando le conseguenze che l'impatto del blocco di progetto determina sulla struttura. A tal fine il progettista deve definire:
  - la massima penetrazione ammissibile sul paramento di monte δ_{md} affinché il rilevato risulti riparabile con piccoli interventi di manutenzione.
  - La massima deformazione accettabile sul paramento di valle δ_{vd} affinché non vi sia instabilità della struttura o interferenze con strutture adiacenti al fianco di valle del rilevato stesso.
- verifiche relative al corretto deflusso delle acque del versante.

Nel caso di trincee si richiedono le seguenti verifiche:

- verifica delle dimensioni geometriche della trincea al fine di garantire la completa intercettazione dei blocchi di progetto in relazione alle possibili traiettorie dei massi;
- verifiche relative alla stabilità dei versanti, sia naturali che eventualmente oggetto di riprofilatura, su cui insiste la trincea e a monte della stessa;
- verifiche relative al corretto deflusso delle acque del versante.

CONSULTAZIONE

figura 7 **Schema di trincea paramassi con riprofilatura del pendio**

Legenda

1 Versante originale
2 Pendio riprofilato
3 Strato di smorzamento
α Inclinazione del pendio riprofilato
β Inclinazione della parete di impatto
γ Inclinazione del paramento di valle
D Profondità della trincea
d Spessore dello strato di smorzamento
H Altezza del pendio riprofilato
L Larghezza della trincea
L_s Larghezza sommitale

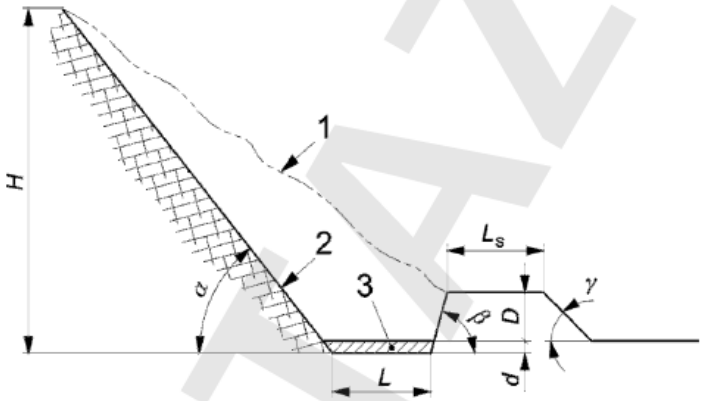
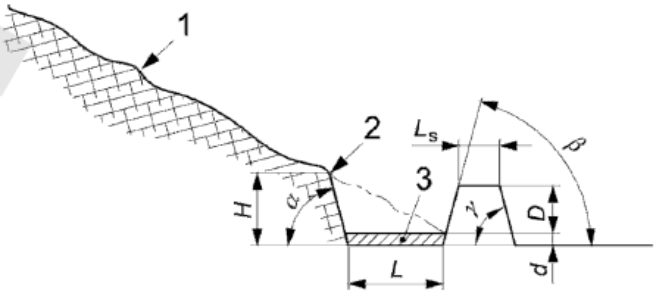


figura 8 **Schema di trincea paramassi senza riprofilatura del pendio**

Legenda

1 Versante originale
2 Pendio riprofilato
3 Strato di smorzamento
α Inclinazione del pendio riprofilato
β Inclinazione della parete di impatto
γ Inclinazione del paramento di valle
D Profondità della trincea
d Spessore dello strato di smorzamento
H Altezza del pendio riprofilato
L Larghezza della trincea
L_s Larghezza sommitale



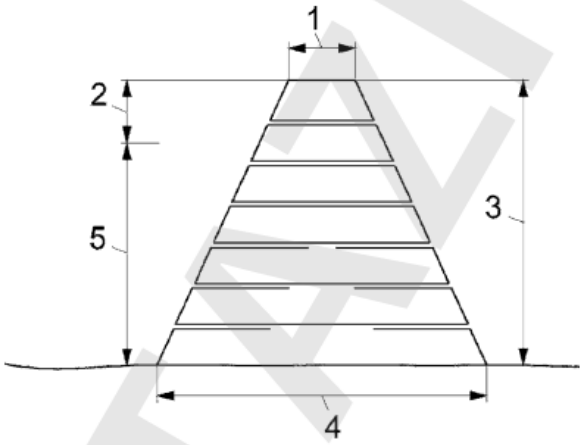
CONSULTAZIONE

5.3.4.3 Rilevati paramassi in terra rinforza

I rilevati paramassi possono essere realizzati in terra rinforzata (vedere figura 8 e figura 9), si per aumentare l'inclinazione della faccia di monte ed eventualmente di quella di valle, sia per conferire al manufatto superiori capacità di resistenza all'impatto dei massi.

figura 9 **Esempio di rilevato in terra rinforzata**

1 Larghezza in sommità
2 Franco superiore minimo f_{min}
3 Altezza h_{tot}
4 Base b
5 Altezza di intercettazione di progetto h_d



Il rinforzo del terreno è generalmente conseguito con la posa di strati orizzontali di elementi di rinforzo resistenti a trazione. Gli elementi di rinforzo possono essere elementi piani o lineari, polimerici o metallici.

Un rilevato in terra rinforzata consta delle componenti seguenti:

- gli strati di rinforzo, che devono garantire la stabilità del manufatto sia in condizioni statiche, sia in condizioni dinamiche durante gli impatti dei massi. Gli strati di rinforzo hanno la funzione di confinare il terreno di riempimento e di assorbire le forze di trazione necessarie a limitare le deformazioni del rilevato e a conferirgli la capacità di resistere agli urti;
- eventuali prodotti antierosione e antidilavamento in facciata, che devono garantire sia la stabilità a lungo termine che la protezione contro erosione e dilavamento;
- il terreno di riempimento, costipato a strati, che ha la funzione di assorbirne l'energia a spese della propria deformazione.

Il rilevato di terra deve essere in grado di intercettare le traiettorie dei blocchi in moto sul versante e di arrestarli o deviarli, senza essere sfondato, compiendo un lavoro di deformazione pari all'energia cinetica posseduta dai massi.

5.3.4.3.1 Prestazioni dei singoli componenti

Gli elementi di rinforzo e antierosione devono essere descritti nel progetto la cui conformità deve essere verificata dalla legislazione vigente.

Per gli elementi di rinforzo in rete metallica a doppia torsione devono essere richieste almeno le seguenti caratteristiche tecniche:

- tipo di rete (UNI EN 10223-3:2013)
- diametro del filo (UNI EN 10218);
- rivestimento del filo in accordo alla UNI EN 10223-3:2013;
- resistenza a trazione testata secondo UNI EN 10223-3:2013 oppure UNI ISO 10319;

CONSULTAZIONE

- angolo di resistenza al taglio (UNI EN ISO 12957-1);
- resistenza allo sfilamento (UNI EN 13738);
- durabilità (UNI EN 10223-3:2013).

Per gli elementi di rinforzo polimerici devono essere richieste almeno le seguenti caratteristiche tecniche:

- tipo di materiale di base;
- classificazione (UNI EN ISO 10318);
- resistenza a trazione (UNI EN ISO 10319);
- modulo elastico al 2% e al 5% di deformazione (UNI EN ISO 10319);
- proprietà di viscosità a trazione (UNI EN ISO 13431);
- angolo di resistenza al taglio (UNI EN ISO 12957-1);
- resistenza allo sfilamento (UNI EN 13738);
- durabilità (UNI EN 13251).

Per gli elementi antierosione devono essere richieste almeno le caratteristiche tecniche seguenti:

- tipo di materiale di base;
- classificazione (UNI EN ISO 10318);
- spessore (UNI EN ISO 9863);
- massa areica (UNI EN ISO 9864);
- resistenza a trazione (UNI EN ISO 10319);
- allungamento a rottura (UNI EN ISO 10319);
- resistenza ai raggi UV (UNI EN 12224), ove applicabile;

Per il terreno di riempimento si devono prescrivere in sede progettuale e accertare in corso d'opera le seguenti caratteristiche geotecniche:

- granulometria (UNI CEN ISO/TS 17892-4);
- limiti di Atterberg (UNI CEN ISO/TS 17892-12);
- classificazione (UNI EN ISO 14688-1 e UNI EN ISO 14688-2);
- angolo di resistenza al taglio (UNI CEN ISO/TS 17892-10);
- coesione (UNI CEN ISO/TS 17892-10);
- densità secondo la prova Proctor (UNI CEN ISO/TS 17892-2 e UNI CEN ISO/TS 17892-3);
- pH (ISO 10390);
- grado di addensamento con prove di carico (per esempio su piastra).

5.3.4.3.2 Verifiche

5.3.4.3.2.1 Verifiche di stabilità

La stabilità dell'opera deve essere verificata secondo quanto indicato dalla legislazione vigente[14)] tenendo conto anche dell'effetto dell'impatto dei blocchi sulla struttura.

Per le testate dei rilevati rinforzati, è necessario prevedere strati di rinforzo anche in senso longitudinale al rilevato[15)].

14) Al momento della pubblicazione della presente norma è in vigore il D.M. 17 Gennaio 2018 "Norme tecniche delle costruzioni".

15) Per i rilevati rinforzati, è possibile prevedere strati di rinforzo anche in senso longitudinale al rilevato.

CONSULTAZIONE

Deve essere calcolata la penetrazione del blocco di progetto e le conseguenti deformazioni del rilevato; il calcolo deve essere eseguito sulla base di procedure affidabili e documentare in letteratura tecnica. Le verifiche dinamiche devono accertare che:

- la penetrazione del blocco di progetto δ_m sia minore di quella massima ammissibile (condizione di stato limite di servizio).

  $\delta_m - \delta_{md} > 0$

- La deformata δ_v sul paramento di valle del rilevato sia minore di quella massima ammissibile (condizione di stato limite di servizio).

  $\delta_v - \delta_{vd} > 0$

- Il rilevato non sia destrutturato per dislocazione e o ribaltamento del concio impattato (condizione di stato limite ultimo). Tali verifiche possono essere condotte con metodi semplificati dell'equilibrio limite.

5.3.4.4 Prestazioni del sistema

Le prestazioni di un rilevato paramassi in terra rinforzata, in termini di energia massima assorbita durante un singolo urto e di energia cumulata assorbita a seguito di urti ripetuti senza giungere a sfondamento o crollo del rilevato stesso, possono essere stabilite mediante una serie di prove in vera grandezza eseguite secondo modalità normalizzate (UNI 11167). L'utilizzo di modelli di calcolo matematico e/o numerico validati mediante le analisi a ritroso, basate sul confronto con le prove sperimentali, può consentire di dimensionare i rilevati ed estendere i risultati delle prove a condizioni di impatto diverse da quelle di prova.

5.3.5 Reti a cortina

5.3.5.1 Generalità

Sono definiti rivestimenti con reti a cortina i rivestimenti di pendii mediante reti sostenute solo in sommità ed eventualmente vincolate alla base e la cui superficie non è vincolata ad eventuali ancoraggi di rinforzo in parete.

Sono finalizzate a limitare la velocità e le traiettorie di caduta favorendo l'accumulo del detrito alla base del pendio.

5.3.5.2 Criteri generali e fasi di progettazione

Per la progettazione si indicano le linee guida seguenti:

- rilievo plano-altimetrico del versante;
- rilievo dello stato di fratturazione e delle discontinuità superficiali;
- stima dell'andamento in profondità delle discontinuità dell'ammasso roccioso;
- indicazione delle fasi e delle tecniche di intervento (quali per esempio reti di filo di acciaio, reti di funi, funi portanti, ancoraggi, ecc.) tenendo in conto anche la deformabilità del sistema;
- dimensionamento degli elementi che costituiscono l'intervento (rete funi, ancoraggi, ecc.);
- indicazione delle fasi di posa in opera e delle tecniche di intervento;
- stima della vita utile dell'intervento in relazione alla classe di aggressività ambientale (soprattutto in prossimità del bordo stradale dove l'uso di sali antigelo configura ambienti di classe C4 o superiori - ISO 9223:2012), ed i criteri di manutenzione.

5.3.5.3 Verifiche

Gli stati limite ultimi rispetto ai quali deve essere verificata una difesa con reti e/o funi riguardano in generale:

- resistenza alla rottura dovuta al singolo blocco o ad un numero limitato di blocchi;
- resistenza a trazione della rete soggetta al carico del peso proprio, eventuale peso della sacca di detrito al piede, eventuale sovraccarico di neve o ghiaccio;

CONSULTAZIONE

- resistenza a trazione, taglio e sfilamento degli ancoraggi di sostegno intermedi;
- resistenza a trazione, taglio e sfilamento degli ancoraggi di sostegno laterali;
- resistenza a trazione della fune sommitale di sostegno della rete sottesa tra gli ancoraggi;
- la rottura strutturale di elementi locali il cui cedimento possa pregiudicare la capacità dell'intero sistema di arrestare elementi lapidei.

Gli stati limite di servizio sono rappresentati da quelle condizioni per le quali è compromessa la funzionalità dell'opera. In particolare le sacche che si formano per accumulo di detriti a tergo della rete non devono interferire con le infrastrutture o altro.

5.3.5.4 Azioni e sollecitazioni

Si devono prendere in considerazione come possibili azioni:

- permanenti: peso della struttura;
- variabili:
  - peso dovuto al distacco di singoli blocchi,
  - peso dovuto all'accumulo di detriti,
  - peso della neve e del ghiaccio,
- accidentali: azioni sismiche.

Il coefficiente di sicurezza ψ_Q deve essere assunto pari a 1,5. Nel caso in cui non sia svolto un rilievo geomeccanico e/o un calcolo di dettaglio, ψ_Q deve essere assunto pari a 3.

Per quanto riguarda il rischio sismico si devono adottare le azioni sismiche previste dalla legislazione vigente.

Qualora le condizioni morfologiche della parete indichino l'impossibilità della posa in aderenza della rete alla parete, deve essere considerata anche l'azione dinamica. In tal caso deve essere calcolata l'energia cinetica del masso e la capacità di assorbimento della struttura.

Per quanto riguarda le sollecitazioni, è necessario stimare le dimensioni massime del cuneo di materiale detritico (cuneo di progetto) o della catasta di massi (catasta di progetto) che può accumularsi tra la parete e la rete. Il calcolo delle sollecitazioni nelle funi, nelle reti e negli ancoraggi deve tener conto della pendenza della scarpata o della parete, dell'angolo d'attrito e della deformabilità della rete.

5.3.5.5 Resistenza

La resistenza ultima di progetto di tutti gli elementi costituenti l'opera deve essere maggiore della sollecitazione di progetto.

Per i coefficienti ψ_M parziali di sicurezza sulla resistenza del materiale di ciascun componente, fare riferimento alle norme specifiche (per esempio vedere UNI EN 1993).

Per la resistenza degli ancoraggi, vedere UNI EN 1997.

Nel caso delle reti, qualora siano disponibili prove sperimentali sul sistema, il coefficiente di sicurezza del sistema può essere pari a 1,5.

6 ELABORATI TECNICI

Il progetto definitivo/esecutivo deve comprendere gli elaborati seguenti:

- relazione tecnica illustrativa;
- studio traiettografico ed energetico;
- relazione geologica;
- relazione geotecnica;
- studio idrologico ed idrogeologico;
- relazione ambientale e di compatibilità ambientale.

CONSULTAZIONE

APPENDICE A (normativa) REALIZZAZIONE IN OPERA DI RIVESTIMENTI IN ADERENZA PER CORTICALI E RETI A CORTINA

A.1 Introduzione

La corretta posa in opera di reti di acciaio e di rivestimenti in aderenza aventi l'obiettivo di controllare e/o impedire il distacco e/o il movimento di porzioni rocciose e/o materiali sciolti dal versante.

A.2 Procedura operativa

A.2.1 Fasi preparatorie

- Taglio a raso della vegetazione di tipo arbustivo con motoseghe, senza ricorrere a miscele chimiche per l'essiccazione o al fuoco, secondo le indicazioni dell'autorità competente;
- taglio delle ceppaie non vegetative;
- eliminazione di ramaglie basse da alberi di piccolo, medio e grande fusto che devono essere, nei limiti del possibile, e comunque secondo le indicazioni dell'autorità competente, conservati;
- bonifica del versante da massi isolati e porzioni di terra in evidente stato di equilibrio precario, come da indicazioni progettuali;
- demolizione controllata di masse rocciose disarticolate, secondo le indicazioni progettuali;
- approvvigionamento dei materiali in aree limitrofe al cantiere.

A.2.2 Fasi realizzative

A.2.2.1 Preparazione dei punti di attacco provvisionali o ancoraggi sommitali

A.2.2.2

Distesa iniziale dei rivestimenti curando:

- un'adeguata continuità strutturale degli elementi di rivestimento ottenuta mediante idonei elementi di collegamento;
- la garanzia della copertura totale del versante;
- un adeguato arretramento del punto di aggancio e/o ancoraggio sommitale rispetto al cambio di pendenza.

A.2.2.3 Realizzazione degli ancoraggi definitivi in sommità, al piede, perimetrali e lungo il versante

A.2.2.4 Connessione con gli ancoraggi del rivestimento

A.2.2.5

Realizzazione di un eventuale reticolo di funi, se previsto in progetto, curando di ottenere:

- un adeguato numero di morsetti;
- un'adeguata coppia di serraggio;
- una corretta distanza delle funi secondo la configurazione presente in progetto;
- un adeguato pretensionamento delle funi, secondo le indicazioni progettuali.

A.2.2.6

Richiamo della rete per garantirne un'adeguata aderenza al versante, ove previsto dal progetto.

A.2.2.7

Cucitura definitiva con anelli metallici, filo metallico, fune metallica ed altri dispositivi, in modo tale da garantire la funzionalità del rivestimento, secondo le indicazioni del produttore.

CONSULTAZIONE

B.1.4 Numero di prove

Il numero e l'ubicazione delle prove devono essere stabiliti in base all'importanza dell'opera e al grado di omogeneità del terreno di fondazione; in ogni caso il numero di prove non deve essere inferiore a:

- 1 se il numero degli ancoraggi è inferiore a 20,
- 2 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 21 e 50,
- 3 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 51 e 100,
- 7 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 101 e 200,
- 8 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 201 e 500,
- 10 se il numero degli ancoraggi è superiore a 500[16)].

B.1.5 Procedura di prova

La procedura di prova consiste nell'applicazione del carico N_C in direzione assiale all'ancoraggio mediante incrementi di carico, a partire dal valore di allineamento $N_0 = 0{,}10\ N_Q$. I passi di carico devono essere pari a circa il 20% di N_Q.

Durante la prova il carico deve essere mantenuto costante ad ogni passo per almeno 1 min, controllando che non si abbiano diminuzioni del tiro per rottura dell'ancoraggio.

Il carico di prova N_C deve essere mantenuto costante per almeno 5 min, nel caso di ancoraggi in roccia, e per almeno 15 min, nel caso di ancoraggi in terra. La prova non è superata se al ripristino delle pressioni del martinetto si manifestano cedimenti.

B.1.6 Attrezzatura

L'attrezzatura deve permettere l'applicazione della forza di trazione in direzione assiale all'ancoraggio con una tolleranza angolare di ±15°.

Il sistema di contrasto sul terreno deve essere realizzato con strutture di ripartizione che agiscano ad una distanza non minore di 0,5 m dall'asse del tirante.

Il sistema di misura del carico deve essere verificato presso un laboratorio di prova riconosciuto.

B.1.7 Rapporto della prova di carico

Il rapporto della prova di carico deve illustrare in modo esaustivo gli aspetti seguenti:

- ubicazione dell'area di intervento;
- ubicazione dettagliata delle opere collaudate (individuazione planimetrica e viste fotografiche generali);
- descrizione dettagliata della tipologia delle opere testate, con particolare riferimento alle caratteristiche delle perforazioni e dei materiali impiegati;
- natura e caratteristiche del terreno;
- descrizione dell'attrezzatura utilizzata (marca, modello, caratteristiche dei singoli componenti, corsa massima del cilindro, ecc.), allegando il rapporto di verifica di cui al punto C.1.3;
- procedura di prova utilizzata, carico di allineamento N_0, carico di utilizzazione N_Q, carico di collaudo N_C, passi di carico e direzione del tiro rispetto all'asse dell'ancoraggio;
- descrizione particolareggiata delle fasi di collaudo di ciascun elemento sottoposto a prova, documentazione fotografica dell'elemento prima e dopo il collaudo, ecc.;
- risultati della prova con particolare riferimento all'esito dei singoli passi di carico, ad eventuali riprese di carico per cedimenti. Rilievo delle eventuali deformazioni permanenti nell'elemento sottoposto a prova e descrizione di eventuali rotture di singoli componenti l'ancoraggio.

16) Vedere punto 6.4.3.7.2 del D.M. 17 Gennaio 2018 "Norme tecniche delle costruzioni", in vigore al momento della pubblicazione della presente norma.

CONSULTAZIONE

APPENDICE C (normativa) REALIZZAZIONE IN OPERA DI BARRIERE PARAMASSI A RETE

C.1 Introduzione

La corretta posa in opera di barriere paramassi in rete, a prescindere dalle tipologie delle stesse e dalle modalità dei sistemi di affrancamento al versante (ancoraggi, chiodi, tiranti, tirafondi, micropali), aventi l'obiettivo di controllare e/o impedire il rotolamento e/o il rimbalzo di porzione rocciose dal versante.

C.2 Procedura operativa

C.2.1 Fasi preparatorie

- Taglio a raso della vegetazione di tipo arbustivo con motoseghe, senza ricorrere a miscele chimiche per l'essiccazione o al fuoco, secondo le indicazioni dell'autorità competente e comunque limitato alla fascia altimetrica di stretta pertinenza della barriera elastoplastica;
- taglio delle ceppaie non vegetative;
- eliminazione di ramaglie basse da alberi di piccolo, medio e grande fusto che devono essere, nei limiti del possibile, e comunque secondo le indicazioni di enti preposti (per esempio, il Corpo Forestale dello Stato), conservati;
- bonifica del versante da massi isolati e porzioni di terra in evidente stato di equilibrio precario, come da indicazioni progettuali;
- demolizione controllata di masse rocciose disarticolate, secondo le indicazioni progettuali;
- tracciamento sul versante della posizione della barriera paramassi a rete e dei relativi punti di ancoraggio in base ai manuali (tavole ed illustrazioni) forniti dal produttore della stessa;
- approvvigionamento dei materiali in aree limitrofe al cantiere.

C.2.2 Fasi realizzative

C.2.2.1 Realizzazione degli ancoraggi per il posizionamento dei montanti e delle relative funi di sostegno e/o controventatura. I fori devono essere effettuati avendo cura di rispettare il più possibile:

- l'interasse previsto sulle tavole di progetto;
- l'allineamento tra i montanti dal punto di vista planoaltimetrico;
- la quota prevista per l'installazione;
- le prescrizioni del produttore.

I fori per l'alloggiamento degli ancoraggi devono essere:

- realizzati attraverso una perforazione con martello elettro-pneumatico (fondo foro e/o fioretto);
- puliti con uno scovolino e aria compressa;
- iniettati secondo le prescrizioni di progetto con malta cementizia e/o resine antiritiro, dopo aver posizionato l'ancoraggio attraverso l'ausilio di centratori all'interno del foro.

Deve essere posta molta cura nel rispettare la profondità di inghisaggio prescritta negli elaborati di progetto e nel garantire una lunghezza libera, fuori terra, tale da garantire il corretto fissaggio della struttura aerea corrispondente.

CONSULTAZIONE

C.2.2.2 **Posizionamento dei montanti**

A seconda della tipologia di barriera, i montanti possono essere:

- appoggiati al terreno;
- vincolati con tirafondi predisposti mediante piastra e/o snodo di base;
- vincolati a micropali predisposti mediante piastra e/o snodo di base;
- vincolati con tirafondi ancorati alla piastra di base e plinti in conglomerato cementizio armato.

C.2.2.3 Distesa e montaggio delle funi di sostegno della struttura di intercettazione.

C.2.2.4 Posizionamento della struttura di intercettazione e fissaggio della stessa alle funi di sostegno.

C.2.2.5 Assemblaggio e montaggio funi di rinforzo, sistemi di dissipazione e tesaggio delle funi e dei pannelli con l'ausilio di accessori quali morsetti, morse fuse, grilli, redance, coppiglie, golfari, anelli metallici, cappi di fune, campanelle: tali componenti devono rispettare le relative norme di prodotto.

C.2.2.6 Richiamo dei pannelli della struttura di intercettazione all'estremità di ogni linea di barriera elastoplastica al fine di ottenere una struttura uniformemente tesa.

C.2.2.7 Posizionamento dei teli di rete metallica a maglia fine da vincolarsi, attraverso filo di ferro o anelli metallici, ai pannelli della struttura di intercettazione al fine di arrestare anche corpi rocciosi di piccola entità e volumetria.

C.2.3 **Fasi di controllo e verifica**

C.2.3.1 Posizionamento di rete metallica a maglia fine o di pannelli della stessa tipologia di quelli di intercettazione nelle piccole concavità eventualmente createsi sotto la struttura al fine di evitare il rotolamento verso valle di detrito fine infiltratosi.

C.2.3.2 Serraggio dei morsetti secondo le norme vigenti e/o alle specifiche del produttore anche con l'utilizzo di chiave dinamometria per la verifica delle coppie di serraggio.

C.2.3.3 Verifica finale con confronto tra la struttura realizzata e quella descritta sulle tavole di montaggio.

CONSULTAZIONE

BIBLIOGRAFIA

UNI 9916	Criteri di misura e valutazione degli effetti delle vibrazioni sugli edifici
UNI 10874	Manutenzione dei patrimoni immobiliari - Criteri di stesura dei manuali d'uso e di manutenzione
UNI EN 10223-3	Fili e prodotti trafilati di acciaio per recinzioni - Reti di acciaio a maglie esagonali per impieghi industriali
UNI EN 10244-2	Fili e prodotti trafilati di acciaio - Rivestimenti metallici non ferrosi sui fili di acciaio - Parte 2: Rivestimenti di zinco o di leghe di zinco
UNI EN 12385-1	Funi di acciaio - Sicurezza - Parte 1: Requisiti generali
UNI EN 12385-2	Funi di acciaio - Sicurezza - Parte 2: Definizioni, designazione e classificazione
UNI EN 12385-4	Funi di acciaio - Sicurezza - Parte 4: Funi a trefoli per usi generali nel sollevamento
UNI EN 12385-10	Funi di acciaio - Sicurezza - Parte 10: Funi spiroidali per usi strutturali generali
UNI EN ISO 28927-10	Macchine utensili portatili - Metodi di prova per la valutazione dell'emissione vibratoria - Parte 10: Trapani a percussione, martelli demolitori e picconatori
UNI EN ISO 1461	Rivestimenti di zincatura per immersione a caldo su prodotti finiti ferrosi e articoli di acciaio - Specificazioni e metodi di prova
UNI ISO 2631-1	Vibrazioni meccaniche e urti - Valutazione dell'esposizione dell'uomo alle vibrazioni trasmesse al corpo intero - Parte 1: Requisiti generali
UNI ISO 17745	Pannelli di rete ad anelli in filo d'acciaio - Definizioni e caratteristiche tecniche
UNI ISO 17746	Pannelli e rotoli di rete in fune d'acciaio - Definizioni e caratteristiche tecniche

Linee Guida per la redazione di capitolati per l'impiego di rete metallica a doppia torsione del Presidente del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

ASTRA 12006 Actions de chutes de pierres sur les galeries de protection

Raccomandazioni A.I.C.A.P. "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce" (Edizione 1993)

ETAG 027 Guideline for European Technical Approval of Falling Rock Protection Kits. Edition September 2012. Amended April 2013

Linee guida per la progettazione di gallerie paramassi – Francesco Calvetti e Claudio Di Prisco – Starrylink Editrice

Decreto 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle "Norme tecniche delle costruzioni".

CONSULTAZIONE

CONSULTAZIONE

CONSULTAZIONE

ENTE ITALIANO
DI NORMAZIONE

Via Sannio, 2 - 20137 Milano
Via delle Colonnelle, 18 - 00186 Roma
www.uni.com

Riproduzione vietata
Legge 22 aprile 1941 N° 633
e successivi aggiornamenti.