

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI PROGETTO DEFINITIVO

RIQUALIFICAZIONE AMBIENTALE VAL LEMME

Indicazioni degli interventi di messa in sicurezza del versante

GENERAL CONTRACTOR	ITALFERR S.p.A.
Consorzio Cociv Project Manager Ing. E. Pagani Data: 15/10/2015	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
A 3 0 1	0 0	D	C V	P Z	D P 0 4 0 0	0 0 9	E

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
E00	Prima emissione	Foltran <i>[Signature]</i>	15/10/2015	Panizza <i>[Signature]</i>	15/10/2015	A.Mancarella <i>[Signature]</i>	15/10/2015	

n. Elab.:	File: A301-00-D-CV-PZ-DP04-00-009-E00
-----------	---------------------------------------

CUP: F81H92000000008

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	A301 00 D CV PZ DP04 00 009 E00 Indicazioni degli interventi di messa in sicurezza del versante	Foglio 3 di 32

1 PREMESSA

Nell'ambito dei lavori di progettazione della tratta A.V./A.C. Milano-Genova "Terzo valico dei Giovi" è prevista la riqualificazione ambientale della cava ex-Cementir, ubicata in sinistra orografica al T. Lemme in comune di Voltaggio. Nella cava, posta nei pressi della finestra "Val Lemme", verrà conferito il materiale di smarino proveniente dalla galleria ferroviaria principale.

Pertanto, tenuto conto delle esigenze di natura ambientale, ossia di rinaturalizzare un sito che a tutt'oggi appare fortemente degradato, e della necessità di trovare una collocazione per il materiale più vicina possibile alla finestra, per evitare inquinamento per passaggio continuo di autocarri, è nata l'idea progettuale di riqualificare l'area dell'ex cava Cementir allocandovi il materiale di smarino. In quest'ottica la presente relazione si inserisce come integrazione al progetto definitivo di "Riqualificazione ambientale Cementir", affrontando in modo specifico le problematiche inerenti alla stabilità della parete di cava e fornendo indicazioni progettuali di messa in sicurezza del fronte di cava, sia in fase di riempimento della cava, sia in fase di esercizio, a riempimento ultimato.

Tali indicazioni derivano da uno studio geologico e geomeccanico della parete, che ha compreso il rilevamento geostrutturale di tutto il fronte di cava, l'esecuzione di 14 stendimenti geostrutturali, il rilevamento dei massi instabili, l'analisi fotogrammetrica del vicino accoppiata ad un rilievo mediante *laser scanner*, i calcoli di verifica di stabilità all'equilibrio limite e le simulazioni numeriche della traiettoria dei massi.

La presente relazione fornisce le indicazioni degli interventi di messa in sicurezza.

Si precisa che ai fini delle verifiche a sfilamento delle fondazioni degli ancoraggi è stato adottato il metodo di Bustamante e Doix - 1985, che come indicato dalle norme AICAP 2012 "Ancoraggi nei Terreni e nelle Rocce" rientra a pieno titolo nell'ambito dei "metodi di calcolo analitici che utilizzano i risultati di prove in sito e di laboratorio".

Tale metodo, in assenza dei risultati di prove pressiometriche, è stato applicato, assumendo un valore della tensione limite all'interfaccia bulbo-terreno, desumibile da indicazioni bibliografiche, ed applicando cautelativamente un opportuno fattore riduttivo.

Si evidenzia inoltre che, rispetto al progetto definitivo, l'incremento di volume del deposito per un quantitativo pari a 300.000 mc ha comportato la ricollocazione dei due allineamenti di reti paramassi poste a quote più basse: la rete denominata RP1, di altezza 4 m, passa da quota media 455-458 mslm a quota media 475 mslm; la rete denominata RP3, di altezza 5 m, per il tratto a sud di lunghezza pari a 220 m, passa da quota media 420 mslm a quota media 440 mslm; il tratto nord della rete paramassi RP3 e la rete paramassi RP2 restano invariati.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>A301 00 D CV PZ DP04 00 009 E00 Indicazioni degli interventi di messa in sicurezza del versante</p>	<p>Foglio 4 di 32</p>

La revisione del calcolo di caduta dei blocchi alla luce delle nuove posizioni delle barriere ha confermato l'energia in gioco a carico delle barriere prevista nel Progetto Definitivo e la capacità delle stesse di intercettare le traiettorie di caduta dei blocchi.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	A301 00 D CV PZ DP04 00 009 E00 Indicazioni degli interventi di messa in sicurezza del versante	Foglio 5 di 32

2 INDICAZIONI PROGETTUALI E DESCRIZIONE DEL PROGETTO

Il presente progetto consiste essenzialmente in una riprofilatura del rilevato di smarino previsto in fase di progetto definitivo allo scopo di creare dei valli di contenimento per le eventuali cadute di blocchi di grande dimensioni dalle pareti del versante roccioso, dal disgiungimento leggero e pesante di blocchi in parete, da interventi di tipo passivo (barriere paramassi ad alto assorbimento di energia) e da monitoraggio topografico di alcuni blocchi instabili.

2.1 Riprofilatura del rilevato

La soluzione adottata si prefigge l'obiettivo di soddisfare i seguenti criteri in ordine di importanza:

- massimo stoccaggio del materiale di smarino;
- sicurezza a lungo termine con minima manutenzione;
- sicurezza nel corso di realizzazione delle opere;
- minimo impatto ambientale delle opere, con particolare attenzione a soluzioni di ingegneria naturalistica.

Immediatamente a valle delle pareti rocciose e al di sotto di un'area ove sono stati previsti fenomeni di toppling è prevista la realizzazione di una vasca di accumulo in grado di garantire la sicurezza a valle della stessa qualora si manifestassero fenomeni di frana.

Si riporta nella figura seguente l'indicazione dell'estensione dell'area interessata dalla realizzazione della vasca di accumulo.

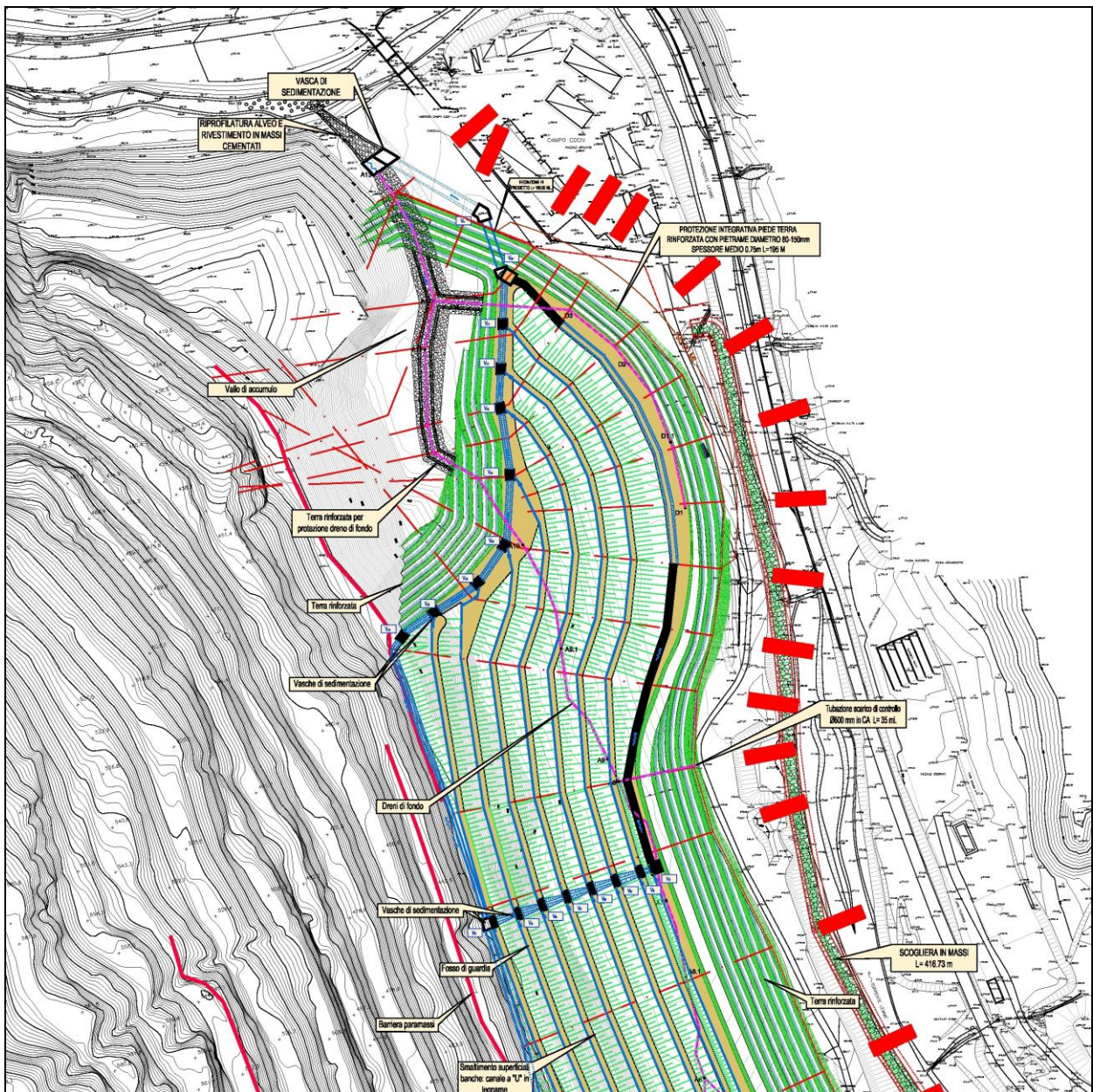


Figura 1: planimetria con ubicazione della vasca di accumulo

Si prevede di gradonare e di armare la scarpata di valle della vasca di accumulo al fine di contenere le spinte del materiale di smarino. La profondità della vasca è di circa 20 m e la sua capacità di accumulo è di circa 110.000 m³ in grado di contenere le volumetrie della frana planare in roccia e della zona caratterizzata da fenomeni con toppling diffuso. Nella figura seguente si riporta uno schema tipologico della vasca di accumulo.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301 00 D CV PZ DP04 00 009 E00 Indicazioni degli interventi di messa in sicurezza del versante
	Foglio 7 di 32

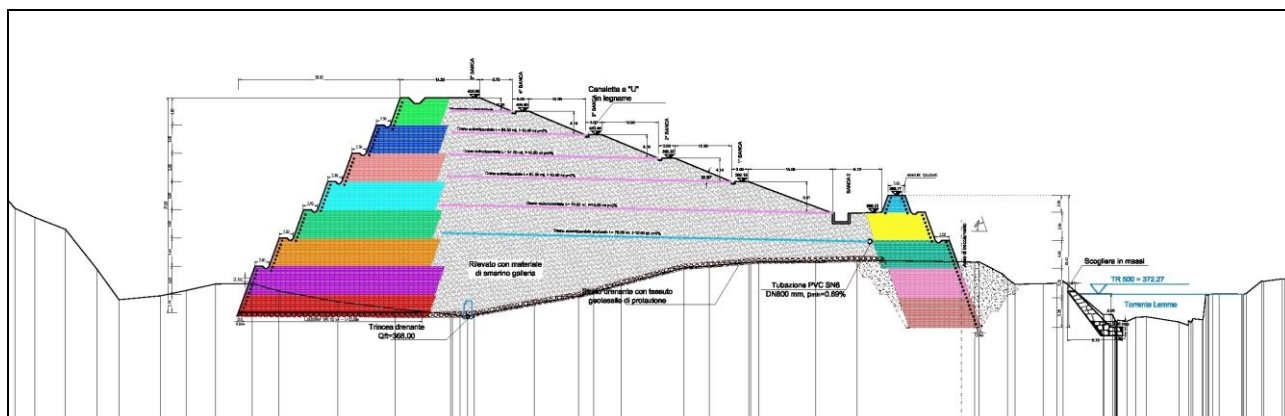


Figura 2: schema tipologico della vasca di accumulo.

L'adozione del rilevato paramassi a valle del materiale di riempimento e della vasca di contenimento a valle delle pareti rocciose è pertanto una soluzione in grado di ridurre al minimo il rischio legato all'evoluzione di fenomeni franosi anche di notevole entità

2.2 Disgaggio leggero e pesante di blocchi in parete

La sicurezza nel corso della costruzione è garantita dall'esecuzione di operazioni di disgaggio mirate alla rimozione dei blocchi che appaiono in condizioni di moto incipiente:

- Disgaggio pesante di blocchi instabili (circa 1600 m³);
- Disgaggio leggero di settori con presenza di massi instabili (volume generalmente inferiore ad 0.5 m³).

La localizzazione degli interventi di disgaggio è stata effettuata sulla base dei sopralluoghi, delle analisi e dei riscontri di cui è data evidenza nell'elaborato "Criteri di scelta degli interventi" DP04-A301-00-D-CV-PZ-DP04-00-011-E00.

2.3 Interventi di tipo passivo

L'intervento di messa in sicurezza è completato dalla messa in opera reti paramassi ad alto assorbimento di energia.

Si evidenzia che le perforazioni per le fondazioni dei montanti (barre FeB44K diam. 24 mm) saranno realizzate con una perforatrice portatile pneumatica a rotopercolazione, le perforazioni per gli ancoraggi laterali e di monte dovranno essere realizzate con una perforatrice a martello fondoforo montata su "slitta".

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	A301 00 D CV PZ DP04 00 009 E00 Indicazioni degli interventi di messa in sicurezza del versante	Foglio 8 di 32

Si riportano nel seguito le specifiche tecniche delle barriere previste.

Le barriere paramassi saranno del tipo ad elevato assorbimento di energia, deformabile, prodotta in regime di qualità ISO 9001 e in possesso di BTE (Benestare Tecnico europeo) e di marchio CE, certificata, a seguito di prove in vera grandezza “crash test”, secondo le modalità di prova indicate dalla Linea Guida Europea ETAG 027.

Le barriere sono di classe 5 (cinque) con assorbimento di energia non inferiore a 2.000 kJ.

Ogni barriera è sostanzialmente costituita da:

- rete primaria di intercettazione costituita da pannelli ad anelli tip ASM 3-4-350/200;
- strato di intercettazione addizionale costituito da rete esagonale a doppia torsione;
- montanti in acciaio tubolare, HEA 160, dotati di cerniera ed elementi passafune;
- piastre di base in acciaio;
- controventi di monte, laterali, funi longitudinali superiori e inferiori, funi di collegamento in funi di acciaio ad anima metallica con classe di resistenza non inferiore a 1770 N/mm² muniti di cappio, dispositivi dissipatori, grilli, manicotti di chiusura e relativa morsetteria a cavallotto;
- fondazioni costituite da barre diametro 24 mm L=2.00 m in caso di ancoraggio in roccia;
- dissipatori di energia realizzati con elementi tubolari, asole, freni o altri dispositivi, caratterizzati da modalità di funzionamento basato su sollecitazione o deformazione di materiali comunque idonei a non danneggiare le funi di acciaio.

La barriera è sostenuta in posizione dai soli montanti, dai controventi laterali e dai controventi monte.

La barriera paramassi deve rispettare le seguenti caratteristiche tecniche e prestazionali:

- superare n° 1 (una) prova di impatto con energia maggiore o uguale al 100% (M.E.L.: Maximum Energy Level) della classe nominale di resistenza, trattenendo il blocco di prova, senza rotture o danni sostanziali ai componenti principali del sistema;
- superare n° 2 (due) prove di impatto eseguite in successione, senza effettuare riparazioni, con energia maggiore o uguale ad 1/3 (S.E.L.: Service Energy Level) della classe nominale di resistenza, trattenendo il blocco di prova, senza danni sostanziali ai componenti principali del sistema.

Dovranno inoltre essere garantiti i seguenti requisiti:

- superare una prova di impatto con piccoli corpi di lancio (almeno tre) con energia cinetica totale all'impatto non inferiore a 3,50 kJ al fine di verificare la resistenza alla perforazione della rete;
- l'altezza residua della barriera dopo le prove sopradescritte non deve essere inferiore al 70% dell'altezza nominale;

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	A301 00 D CV PZ DP04 00 009 E00 Indicazioni degli interventi di messa in sicurezza del versante	Foglio 9 di 32

- la deformata massima nelle prove M.E.L. e S.E.L. non deve essere superiore a 5,50 metri;
- le prove “crash test”, considerato anche quanto previsto dalle Linee Guida Europee ETAG 027, dovranno essere effettuate secondo le seguenti modalità e prescrizioni, i cui dati dovranno essere riportati nel certificato delle prove:
 - gli impatti durante i “crash test” devono avvenire per caduta libera del blocco di prova e senza interazioni dello stesso con il terreno o altri vincoli;
 - la velocità del blocco di prova non può essere inferiore a 25 m/s, rilevata mediante idonea strumentazione (attrezzatura video o apparecchiature similari);
 - la deformata massima dovrà essere rilevata durante la prova al momento della massima estensione della rete, mediante idonea strumentazione (attrezzatura video o altri sistemi equivalenti) ;
 - dovranno essere rilevati, mediante celle di carico, le forze agenti sulle fondazioni.

Tutti i materiali e/o componenti devono essere nuovi di fabbrica ed accompagnati da certificazione di origine e dichiarazioni di conformità, secondo le normative UNI EN 10025 o UNI EN 10219 (montanti in acciaio), UNI EN ISO 12385-4 (funi d'acciaio), UNI EN 10264-2 (zincatura funi).

La seguente documentazione dovrà essere preventivamente sottoposta per approvazione alla D.L.:

- BTE (Benestare Tecnico Europeo) completo in ogni sua parte, inclusi allegati;
- Certificato di Conformità CE;
- manuale di montaggio;
- manuale di manutenzione;
- relazione di calcolo delle fondazioni;
- certificato relativo alla prova di impatto con piccoli corpi di lancio, rilasciato da Laboratori o Istituti di Prova Ufficiali autorizzati secondo D.P.R. 380/2001 Art. 59 (Legge n.1086/1971 Art. 20).

Il certificato dovrà comprendere una specifica dichiarazione relativa al corretto funzionamento della barriera e dovrà essere privo di condizioni e/o riserve.

2.4 Monitoraggio topografico

È prevista la posa in opera di prismi ottici per il monitoraggio di alcuni blocchi. Nel corso del presente lavoro sono stati posizionati 7 miniprismi per il monitoraggio della frana n. 1. L'ubicazione dei miniprismi è riportata nella carta geologica e geomorfologica DP04-A301-00-D-CV-G7-DP04-00-001-E00.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	A301 00 D CV PZ DP04 00 009 E00 Indicazioni degli interventi di messa in sicurezza del versante	Foglio 10 di 32

2.5 Dimensionamento delle barriere paramassi - fondazioni

Si provvederà, in questa sede, alla verifica del sistema di fondazione e di ancoraggio di una barriera paramassi a geometria variabile ad alto assorbimento di energia con capacità dissipativa di oltre $E_p = 2000 \text{ kJ}$.

Per quanto riguarda la determinazione delle tensioni di connessione dei terreni interessati (indicate di seguito con il simbolo τ_d) e per i valori utilizzati nel procedimento di calcolo degli elementi di fondazione profonda, si fa riferimento a quanto desumibile dalla caratterizzazione geologico-tecnica dei terreni.

E' stato ipotizzato, in questa fase, che il terreno, per quanto concerne le sue caratteristiche geotecniche, fisiche e meccaniche sia formato da uno strato omogeneo per l'intera profondità d'infissione degli ancoraggi.

Si prevede, inoltre, che la miscela di iniezione per la realizzazione di elementi di trasmissione al terreno degli sforzi indotti nella struttura in elevazione, sia di tipo cementizio e sia posta in opera secondo il processo di iniezione di tipo globale e messa in pressione unica (metodo IGU) ed abbia $R_{ck} > 300 \text{ daN/cm}^2$.

Si evidenzia che le tutte le parti metalliche saranno opportunamente zincate secondo le normative vigenti e gli ancoraggi potranno essere convenientemente protetti contro la potenzialità corrosiva dell'ambiente esterno dovute, ad esempio, alle reazioni chimiche che si possono instaurare e che sono legate alla presenza di acqua ed eventuali componenti chimici aggressivi.

Particolare attenzione, se necessario, dovrà essere usata in fase esecutiva, affinché possano venire eventualmente presi in considerazione gli opportuni accorgimenti per proteggere la superficie di contatto nucleo iniettato - terreno in quanto tale superficie può diventare via di scorrimento di acqua meteorica che potrebbe determinare danno alla struttura degli ancoraggi con conseguenti ripercussioni per l'efficienza delle opere di fondazione.

Le opere di fondazione previste in questa relazione sono indicate schematicamente nelle seguenti tabelle rimandandone ai paragrafi che seguiranno la verifica accurata.

In particolare, sono illustrate tipologie diverse che potranno essere scelte in relazione alle necessità e della caratterizzazione del terreno.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	A301 00 D CV PZ DP04 00 009 E00 Indicazioni degli interventi di messa in sicurezza del versante Foglio 11 di 32

Terreno Roccioso

Elemento	Descrizione			
Fondazione montante	4 Barre diam 24 in acciaio	B450C	L=2,00 m	Dperf=45mm
Ancoraggi di monte	Cavallotti in fune di acciaio spiroidale	Diam 20	L=3,00 m	Dperf=90mm
Ancoraggi laterali	Cavallotti in fune di acciaio spiroidale	Diam 20	L=4,00 m	Dperf=90mm

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per la realizzazione di opere indicate, oltre alle norme indicate nella descrizione degli elementi, si fa espresso riferimento alla seguente normativa:

- **D.M. 14/01/2008** - "Norme tecniche per le costruzioni"
- **Circolare 2 febbraio 2009, n. 617** - "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008»

L'utilizzo di tali normative discende dall'esigenza di ottemperare alle Linee Guida Europee ETAG027, finalizzate all'ottenimento della marcatura CE delle barriere previste in progetto, di ultima generazione e testate nel 2011. Le stesse linee guida prevedono inoltre una valutazione della vita utile delle barriere pari a 25 anni.

Si sono inoltre seguite le indicazioni fornite da testi specializzati quali:

- **A.I.C.A.P. - Ancoraggi nei terreni e nelle rocce: raccomandazioni**

Il calcolo e la verifica degli elementi costruttivi sono stati condotti secondo gli usuali metodi della Scienza delle Costruzioni. Tenuto conto delle caratteristiche prestazionali delle strutture delle barriere paramassi, le verifiche vengono eseguite allo stato limite ultimo.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali utilizzati devono soddisfare alle caratteristiche fisico-meccaniche impartite dalle normative vigenti ed indicate nei riferimenti del paragrafo precedente.

Si riportano in questa sede, per semplicità, le sole caratteristiche di resistenza dei materiali:

Acciaio per profilati, piastre del tipo 5275 EN 10025 e tubi del tipo S275 EN 10219

Tensione caratteristica a rottura dell'acciaio	f_{tka}	=	4300	daN/cm ²
Tensione caratteristica a snervamento dell'acciaio	f_{yka}	=	2750	daN/cm ²
coefficiente di sicurezza	γ_M	=	1,05	
resistenza di calcolo dell'acciaio = f_{yka} / γ_M	f_{yda}	=	2619	daN/cm ²

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301 00 D CV PZ DP04 00 009 E00 Indicazioni degli interventi di messa in sicurezza del versante

Foglio
12 di 32

resistenza di calcolo di taglio acciaio $f_{vda} = 1512 \text{ daN/cm}^2$
 modulo elastico dell'acciaio $E = 2060000 \text{ daN/cm}^2$

Acciaio per barre B450C

Tensione caratteristica a rottura dell'acciaio $f_{tks} = 5400 \text{ daN/cm}^2$
 Tensione caratteristica a snervamento dell'acciaio $f_{yks} = 4385 \text{ daN/cm}^2$
 coefficiente di sicurezza $\gamma_s = 1,15$
 resistenza di calcolo dell'acciaio $= f_{yks} / \gamma_s = f_{yds} = 3813 \text{ daN/cm}^2$
 resistenza di calcolo di taglio acciaio $f_{vds} = 2201 \text{ daN/cm}^2$
 modulo elastico dell'acciaio $E = 2060000 \text{ daN/cm}^2$

Acciaio per funi spiroidale (classe 1570 N/mm²)

Carico rottura minimo per diametro nominale Diam 20 $T = 322,0 \text{ kN}$

Miscela cementizia per iniezioni Rck 30 MPa (Classe C25/30)

Confezionata con cemento tipo 325 o sup, utilizzo di additivo antiritiro, metodo iniezione IGU

Resistenza cubica a compressione caratteristica $R_{ck} = 300,0 \text{ daN/cm}^2$
 Resistenza monoassiale per carichi di breve durata $f_{ck} = 249,0 \text{ daN/cm}^2 = 0,83 \times R_{ck}$
 Coefficiente di sicurezza $\gamma_m = 1,50$
 Coefficiente di sicurezza per carico per lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$
 Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 141,1 \text{ daN/cm}^2$
 Resistenza caratteristica di aderenza $f_{bk} = 40,3 \text{ daN/cm}^2$
 Resistenza di calcolo di aderenza $f_{bd} = 26,9 \text{ daN/cm}^2$

Caratteristiche di progetto del terreno

Resistenza di calcolo aderenza malta-terreno roccioso $\tau_{dR} = 5,00 \text{ daN/cm}^2$

Tale valore è stato determinato, su base bibliografica, in considerazione della natura calcarea/compatta dell'ammasso roccioso. A tale proposito si è fatto riferimento a G. S. Littlejohn, D.A. Bruce, "Rock anchors – Design and quality control", in particolare la tabella 2 "Rock/Grout Bond Values which have been recommended in practice", riportata di seguito.

L'applicazione di tale tabella, porta, nel caso dei calcari, a valori ammissibili della tensione di lavoro malta-roccia ("Working bond"), dell'ordine di 1 MPa e comunque sempre maggiori di 0.8 MPa.

Si ritiene pertanto ampiamente cautelativa la assunzione della Resistenza di calcolo tau_{dR} pari a 5,00 daN/cm

Rock Type	Working Bond (N/mm ²)	Ultimate Bond (N/mm ²)	Factor of Safety	Source
<u>IGNEOUS</u>				
Medium hard basalt		5.73	3 - 4	India - Rao [1964]
Weathered granite		1.50 - 2.50		Japan - Suzuki et al [1972]
Basalt	1.21 - 1.38	3.86	2.8 - 3.2	Britain - Wycliffe Jones [1974]
Granite	1.38 - 1.55	4.83	3.1 - 3.5	" - " " "
Serpentine	0.45 - 0.59	1.55	2.6 - 3.5	" - " " "
Granite & basalt		1.72 - 3.10	1.5 - 2.5	U.S.A. - P.C.I. [1974]
<u>METAMORPHIC</u>				
Manhattan schist	0.70	2.80	4.0	U.S.A. - White [1973]
Slate & hard shale		0.83 - 1.38	1.5 - 2.5	U.S.A. - P.C.I. [1974]
<u>CALCAREOUS SEDIMENTS</u>				
Limestone	1.00	2.83	2.8	Switzerland - Losinger [1966]
Chalk - Grades I-III		0.22 - 1.07	1.5 - 3.0	Britain - Littlejohn [1970]
Tertiary limestone	0.83 - 0.97	2.76	2.9 - 3.3	Britain - Wycliffe-Jones [1974]
Chalk limestone	0.86 - 1.00	2.76	2.8 - 3.2	" - " " "
Soft limestone		1.03 - 1.52	1.5 - 2.5	U.S.A. - P.C.I. [1974]
Dolomitic limestone		1.38 - 2.07	1.5 - 2.5	" - P.C.I. "
<u>ARENACEOUS SEDIMENTS</u>				
Hard, coarse-grained sandstone	2.45		1.75	Canada - Coates [1970]
Weathered sandstone		0.69 - 0.85	3.0	New Zealand - Irwin [1971]
Well cemented mudstone		0.69	2.0 - 2.5	" " - " " "
Bunter sandstone	0.40		3.0	Britain - Littlejohn [1973]
Bunter sandstone (U.C.S. > 2.0 N/mm ²)	0.60		3.0	" - " " "
Hard find sandstone	0.69 - 0.83	2.24	2.7 - 3.3	Britain - Wycliffe-Jones [1974]
Sandstone		0.83 - 1.73	1.5 - 2.5	U.S.A. - P.C.I. [1974]
<u>ARGILLACEOUS SEDIMENTS</u>				
Keuper marl		0.17 - 0.25	3.0	Britain - Littlejohn [1970]
Weak shale		0.35		Canada - Golder Brawner [1973]
Soft sandstone & shale	0.10 - 0.14	0.37	2.7 - 3.7	Britain - Wycliffe Jones [1974]
Soft shale		0.21 - 0.83	1.5 - 2.5	U.S.A. - P.C.I. [1974]
<u>GENERAL</u>				
Competent rock (where U.C.S. > 20 N/mm ²)	U.C.S. ÷ 30 (up to a maximum value of 1.4 N/mm ²)	U.C.S. ÷ 10 (up to a maximum value of 4.2 N/mm ²)	3.0	Britain - Littlejohn [1972]
Weak rock	0.35 - 0.70			Australia - Koch [1972]
Medium rock	0.70 - 1.05			
Strong rock	1.05 - 1.40			
Wide variety of igneous and metamorphic rocks	1.05		2.0	Australia - Standard CA35 [1973]

Table 2 Rock/Grout Bond Values Which Have Been Recommended in Practice

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	A301 00 D CV PZ DP04 00 009 E00 Indicazioni degli interventi di messa in sicurezza del versante	Foglio 14 di 32

Le resistenze di calcolo delle aderenze malta-terreno sono da intendersi, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, già al netto del valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella Tab. 6.2.11 del D.M. 14/01/2008.

Secondo quanto previsto dalle Norme tecniche D.M. 14/01/2008 (art. 6.6 e seguenti) la verifica di sicurezza agli stati limite ultimi degli ancoraggi sono stati condotti utilizzando nei calcoli l'Approccio 2, con il set di coefficienti parziali (A1+M1+R3), tenuto conto che, in tale combinazione, il coefficiente parziale per la resistenza di ancoraggi di tipo permanente vale $\gamma_{Ra,p} = 1,20$.

VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale VN è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale (V_N) della barriera paramassi, rientrando nel tipo di costruzione "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale" è stabilita in anni 25. La valutazione delle vita utile pari a 25 anni discende dalle Linee Guida Europee ETAG027, vincolanti per l'ottenimento della marcatura CE delle barriere.

COMBINAZIONI DI CARICO

Le azioni agenti su una barriera paramassi possono essere classificate, secondo la variazione della loro intensità nel tempo in:

- a) permanenti (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare, con sufficiente approssimazione, costanti nel tempo (peso proprio di tutti gli elementi strutturali e carico permanente);
- b) eccezionali (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura (urti ed impatti).

Dal momento che il carico eccezionale, derivante dall'impatto di un masso in movimento, è molto superiore a tutte le altre azioni nelle varie condizioni di carico si utilizza convenientemente la sola seguente combinazione (art. 2.5.3. NTC 2008), impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad :

$$G + Ad + \text{PSI}_{21} Q_{k1} + \text{PSI}_{22} Q_{k2} +$$

Poiché infine, come detto, i valori di G e Q_{ki} sono molto inferiori alle sollecitazioni derivanti dall'urto, gli stessi possono essere convenientemente trascurati.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	A301 00 D CV PZ DP04 00 009 E00 Indicazioni degli interventi di messa in sicurezza del versante	Foglio 15 di 32

DETERMINAZIONE DEI CARICHI DI PROGETTO

I seguenti carichi indicano i carichi massimi che agiscono sui vari ancoraggi della barriera paramassi. Questi sono desunti dai carichi di picco registrati dalle celle di carico installate sul kit testato durante la prova MEL e dalla geometria del kit, secondo le prescrizioni ETAG027.

Carichi sugli ancoraggi laterali

Il massimo carico sull'ancoraggio laterale vale:

$$TL = 237,20 \text{ kN}$$

Determinazione carichi sugli ancoraggi di monte

Il massimo carico sull'ancoraggio di monte è dato da:

$$TM = 150,05 \text{ kN}$$

Determinazione carichi sul montante

Il massimo carico di compressione alla base del montante vale:

$$N = 195,95 \text{ kN}$$

Il massimo carico di taglio alla base del montante vale:

$$V = 166,85 \text{ kN}$$

VERIFICA FONDAZIONI DEL MONTANTE

A favore di sicurezza si considera che tutte le fondazioni dei montanti siano sollecitate con il massimo carico $N = 195,95 \text{ kN}$. Si assume, inoltre, che la base del montante sia soggetta anche ad una forza di taglio, che vale $V = 166,85 \text{ kN}$. La verifica verrà effettuata nelle condizioni limite di terreno roccioso.

Terreno roccioso - Barre diam 24 acciaio tipo B450C

Le fondazioni del montante verranno realizzate mediante 4 barre in acciaio tipo B450C aventi diametro 24 mm inserite in perforazioni di diametro minimo $D = 45 \text{ mm}$ ciascuno, in modo da formare 4 micropali di lunghezza pari a 2,00 m. Si determina la portata limite mediante la formula (BUSTAMANTE-DOIX, 1985)

$$P_L = k\pi\alpha D \sum_i (L_i q_{si}) \text{ dove:}$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	A301 00 D CV PZ DP04 00 009 E00 Indicazioni degli interventi di messa in sicurezza del versante	Foglio 16 di 32

k = coefficiente di maggiorazione che tiene conto nel calcolo della resistenza a compressione del contributo della resistenza di punta pari a 1,15;

α = coefficiente di maggiorazione funzione della qualità del terreno e che tiene conto del grado di penetrazione dell'iniezione nel terreno circostante alla perforazione e che vale, per il caso in esame, 1,10

i = indice che identifica la stratigrafia e assunto nel caso in esame pari ad 1 (un solo strato);

D = diametro di perforazione pari a 4,5 cm;

L_1 = lunghezza utile di aderenza del micropalo pari a 200 cm per lo strato omogeneo;

q_{s1} coefficiente che dipende oltre che dalla natura del suolo, dalla sua consistenza e dalla metodologia di lavoro utilizzata per realizzare l'ancoraggio e fissato nel caso in esame pari a 5,0 daN/cm² per lo strato oggetto di studio.

I valori di α e q_s , sono ricavati da BUSTAMANTE-DOIX, considerando la resistenza d'attrito all'estrazione esistente tra il calcestruzzo del plinto e la miscela dell'iniezione.

Passando ai valori numerici si ottiene:

$$PL = 17883 \text{ daN}$$

Assumendo un coefficiente di sicurezza pari a 2,00, si ottiene quindi il carico utile: $P_u = PL/2,00 = 8942 \text{ daN} > (19595/4) = 4898,8 \text{ daN}$

Nell'ipotesi di affidare la resistenza a compressione alla sola armatura in acciaio si ha

$$\sigma_f = 19595 / (4 \times 4,52) = 1083,8 \text{ daN/cm}^2 < f_{yds} = 3813 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica sollecitazione delle barre

Si suppone ora che il montante sia soggetto, oltre che ad una forza di compressione, anche alla forza di taglio, che si assume $V = 166,85 \text{ kN}$.

Si ipotizza, ora, che la piastra di base sia bloccata a terra unicamente mediante 4 tirafondi in barre d'acciaio tipo B450C avente diametro 24 mm e che il taglio venga assorbito esclusivamente dalle barre d'acciaio. Per ogni barra si avrà uno sforzo di taglio pari a :

$$TB = V/4 = 4171,25 \text{ daN}$$

Posto $A_{res} = 4,52 \text{ cm}^2$ la massima tensione tagliante per ogni barra vale:

$$\tau_{max} = 4 TB/3 A_{res} = 1230,5 \text{ daN/cm}^2 < f_{vds} = 2201 \text{ daN/cm}^2$$

Noto il valore di tensione dovuta al carico verticale $\sigma_a = 1083,8 \text{ daN/cm}^2$ la tensione ideale vale:

$$\sigma_{id} = (\sigma_a^2 + 3 \tau_{max}^2)^{0,5} = 2391 \text{ daN/cm}^2 < f_{yds} = 3813 \text{ daN/cm}^2.$$

VERIFICA ANCORAGGIO DI MONTE

Nota il carico $T = T_M = 150,05 \text{ kN}$, la disposizione delle funi, definita la stratigrafia del terreno, si determinano rispettivamente le tensioni tangenziali tra armatura e nucleo di iniezione e tra il nucleo di iniezione e terreno.

Terreno roccioso

Gli ancoraggi di monte verranno realizzati con dei cavallotti in fune d'acciaio spiroidale $\Phi 20$ inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a $D = 9,0 \text{ cm}$ e lunghezza $L = 3,00 \text{ m}$.

Verifica aderenza cavallotto fune- nucleo iniettato

$$\tau = T / (\mu \delta A_{lat}) = 15005 / (0,85 \times 0,85 \times 2 \times \pi \times 2,00 \times 300) = 5,51 \text{ daN/cm}^2 < f_{bd} = 26,9 \text{ daN/cm}^2$$

Per cui si ha un coefficiente di sicurezza $\alpha = 4,89$, avendo indicato con

μ = coefficiente di riduzione, funzione dello stato delle superfici posto nel presente caso = 0,85

δ = coefficiente di riduzione che dipende dal numero di trefoli inseriti in un foro posto nel caso in esame pari a 0,85 (caso di due trefoli)

A_{lat} = area laterale dei due trefoli pari a $2\pi\Phi L$

Verifica aderenza nucleo iniettato-terreno

I valori di aderenza tra il nucleo iniettato e il terreno considerandone la stratigrafia ipotizzata vale:

$$\tau = T / (\pi D L) = 15005 / (\pi \times 9,0 \times 300) = 1,77 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{dR} = 5,00 \text{ daN/cm}^2$$

Per cui si ottiene un coefficiente di sicurezza $\Theta = \tau_{dR} / \tau = 2,83$

VERIFICA ANCORAGGIO LATERALE

Nota il carico $T = T_L = 237,2 \text{ Kn}$, la disposizione delle funi, definita la stratigrafia del terreno, si determinano rispettivamente le tensioni tangenziali tra armatura e nucleo di iniezione e tra il nucleo di iniezione e terreno.

Terreno roccioso

Gli ancoraggi laterali verranno realizzati con dei cavallotti in fune d'acciaio spiroidale $\Phi 20$ inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a $D = 9,0 \text{ cm}$ e lunghezza $L = 4,00 \text{ m}$.

Verifica aderenza cavallotto fune- nucleo iniettato

$$\tau = T / (\mu \delta A_{lat}) = 23720 / (0,85 \times 0,85 \times 2 \times \pi \times 2,00 \times 400) = 6,53 \text{ daN/cm}^2 < f_{bd} = 26,9 \text{ daN/cm}^2$$

Per cui si ha un coefficiente di sicurezza $\alpha = 4,12$, avendo indicato con

μ = coefficiente di riduzione, funzione dello stato delle superfici posto nel presente caso = 0,85

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	A301 00 D CV PZ DP04 00 009 E00 Indicazioni degli interventi di messa in sicurezza del versante	Foglio 18 di 32

δ = coefficiente di riduzione che dipende dal numero di trefoli inseriti in un foro posto nel caso in esame pari a 0,85 (caso di due trefoli)

A_{lat} = area laterale dei due trefoli pari a $2\pi\Phi L$

Verifica aderenza nucleo iniettato-terreno

I valori di aderenza tra il nucleo iniettato e il terreno considerandone la stratigrafia ipotizzata vale:

$$\tau = T / (\pi D L) = 23720 / (\pi \times 9,0 \times 400) = 2,09 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{dR} = 5,00 \text{ daN/cm}^2$$

Per cui si ottiene un coefficiente di sicurezza $\Theta = \tau_{dR} / \tau = 2,38$

Si fa presente che comunque, nell'eventualità di ricoprimenti di terreno avente caratteristiche diverse da quelle di progetto la lunghezza di infissione dovrà essere convenientemente aumentata in modo da mantenere la stessa superficie laterale di ancoraggio immersa nello strato di terreno aventi le caratteristiche ipotizzate. Dovrà comunque essere in ogni caso verificata l'aderenza delle presenti ipotesi progettuali alle effettive caratteristiche del terreno in sito.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	A301 00 D CV PZ DP04 00 009 E00 Indicazioni degli interventi di messa in sicurezza del versante

2.6 Dimensionamento delle barriere paramassi - strutture verticali

Con la presente relazione si valuta l'energia di dissipazione di una barriera paramassi a geometria variabile ad alto assorbimento di energia con capacità dissipativa di oltre $E_p = 2000$ kJ e si calcolano le resistenze degli elementi che la compongono.

La relazione di calcolo della struttura in elevazione della barriera è redatta a monte del crash test e ha come scopo quello di pre-dimensionare la barriera e verificare se il kit che si intende testare è idoneo a sopportare gli sforzi in gioco e ad assorbire l'energia cinetica. Il calcolo degli sforzi sui componenti del kit (pannello di intercettazione, montanti ecc.) si basa sull'energia cinetica che la barriera deve dissipare. Partendo quindi dall'energia cinetica e dalla geometria del kit, si ricavano gli sforzi teorici agenti sui principali componenti del kit.

La barriera in oggetto è realizzata con una rete metallica sostenuta da montanti in acciaio, con funi di rinforzo ancorate ai montanti stessi e con elementi dissipatori (freni). L'efficienza della barriera è assicurata dall'azione combinata dei singoli elementi, che compongono la barriera e che saranno dimensionati in modo tale garantire la resistenza necessaria ad assorbire l'energia cinetica del massa di progetto.

Le barriere elastoplastiche di questo tipo offrono, rispetto ai paramassi rigidi, una migliore attitudine intrinseca a smorzare l'urto di un corpo di dimensioni e peso considerevole, quale può essere un massa in caduta lungo un pendio in virtù di una notevole deformabilità elastica e plastica che riesce a mettere in gioco la collaborazione di più elementi resistenti.

CARATTERISTICHE DELLA BARRIERA

Tutti i materiali costituenti la barriera avranno caratteristiche meccaniche e fisiche minime non inferiori a quanto riportato nella tabella seguente

Classe di assorb. energia	V ^a - 2000 KJ
Montanti	Trave in acciaio S275 JR EN 10025 sez. HEA 160 secondo norma UNI 5397 con tubi angolari di sommità ed elementi passafune
Piastre di base	In acciaio S235 JR EN 10025 con ingombro 400 mm x 550 mm, spessore 15 mm con ali sagomate, dispositivo guidafune, predisposta con n.4 fori \varnothing mm 42 per i tirafondi di fondazione
Struttura di intercettazione – rete	La struttura di intercettazione principale del kit di barriera paramassi è costituita da rete ad anelli tipo

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301 00 D CV PZ DP04 00 009 E00 Indicazioni degli interventi di messa in sicurezza del versante

Foglio
20 di 32

principale	<p>ASM 3-4-350/20, di filosofia analoga alle ben note reti antisommersibile. La rete è caratterizzata da maglie di forma circolare (anelli) costituite da un unico filamento in acciaio avvolto più volte su se stesso. Ogni anello è interconnesso con i 4 anelli adiacenti.</p> <p><u>Caratteristiche geometriche della rete principale</u> diametro filo 3 mm n°7 avvolgimenti e 2 avvolti a spirale con n° 4 punti di contatto diametro anello 350nm +/- 4%</p> <p><u>Caratteristiche meccaniche della rete principale</u> Resistenza unitaria del filo costituente 1380 N/mm²</p> <p><u>Protezione contro la corrosione</u> Composizione Zn rivestimento (coating) a caldo - EN 10264 spessore del rivestimento (coating) EN 10264 - Classe A</p>
Struttura di intercettazione - Rete secondaria	<p>La struttura di intercettazione secondaria del kit di barriera paramassi è costituita da rete metallica esagonale a doppia torsione. La rete secondaria non ha una funzione di tipo strutturale, ma è uno strato addizionale che ha la sola funzione di evitare il passaggio di materiale di pezzatura fine (dimensioni decimetriche).</p> <p>Rete a maglia esagonale a doppia torsione 8 x 10 - filo φ mm 2,2 - EN 10218 apertura della maglia $x \geq 83$ mm, $y \geq 114$ mm - ASTM A 975-97. Caratteristica doppia torsione. Composizione rivestimento (coating) Zn+Al5%, rivestimento (coating) a caldo - EN 10244-2 - spessore del rivestimento (coating) EN 10244-2 - Classe A</p> <p>Resistenza unitaria 350-550 MPa</p>
Controventi di monte	<p>In fune di acciaio (6x19+AM crociata destra-classe 1770 N/mm²) aventi φ mm 18 avente carico di rottura di 204 kN.</p>
Controventi laterali	<p>In fune di acciaio (6x19+AM crociata destra-classe 1770 N/mm²) aventi φ mm 18 avente carico di rottura di 204 kN.</p>
Fune longitudinale superiore	<p>In fune di acciaio (6x19+AM crociata destra-classe</p>

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	A301 00 D CV PZ DP04 00 009 E00 Indicazioni degli interventi di messa in sicurezza del versante

Foglio
21 di 32

	1770 N/mm ²) aventi \varnothing mm 18 avente carico di rottura di 204 kN.
Fune longitudinale inferiore	In fune di acciaio (6x19+AM crociata destra-classe 1770 N/mm ²) aventi \varnothing mm 18 avente carico di rottura di 204 kN.
Morsetti, Grilli	Morsetti a cavallotto (UNI-EN 13411-5) per funi \varnothing mm 18 Dimensioni: A 40 B 40 h1 96 h2 44 L 74 S 34 T 680 Materiale: Acciaio classe 6.8 ISO 898-1 Coppia serraggio: 68 N/m Grillo dritto \varnothing mm 16 Carico di lavoro ammissibile 750 kg Materiale: Acciaio S 235 JR EN 10025
Dissipatori di energia	Costituiti da elementi metallici tubolari entro cui scorrono le funi di compressione in acciaio (6x19+AM crociata destra-classe 1770 N/mm ²) aventi \varnothing mm 18 avente carico di rottura di 204 kN, e tamponi cilindrici in alluminio forati e predisposti con sedi di inserimento degli elementi tubolari. Le funi sono dotate ad una estremità di occhiello con redancia e chiuse con manicotto in alluminio pressato del tipo <i>Talurit</i> e all'altra estremità da un analogo manicotto avente le funzioni di fine corsa. Le funi vengono assemblate nel dissipatore in senso inverso e simmetrico

PRINCIPI DI FUNZIONAMENTO DI UNA BARRIERA A GEOMETRIA V

Il meccanismo di funzionamento di strutture di questo genere affida le proprie doti di dissipazione energetica alla possibilità di avere elevati cinematismi lungo il piano di direzione monte - valle che in genere coincide con la linea di maggior pendenza e quindi di direzione di moto del blocco roccioso. E' importante far notare che tali tipologie di barriere, grazie alle proprie caratteristiche costruttive assumono un comportamento indipendente su ogni campo, mantenendo inalterate le proprie capacità di assorbimento anche nel caso di urto contemporaneo su più pannelli.

Le fasi di assorbimento della barriera possono essere schematizzate come segue:

- 1) Se l'energia da dissipare è limitata, la deformabilità del pannello di rete è sufficiente ad assorbirla;
- 2) Se l'energia da dissipare è più elevata il pannello di rete slitta dalla sua posizione iniziale e,

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	A301 00 D CV PZ DP04 00 009 E00 Indicazioni degli interventi di messa in sicurezza del versante	Foglio 22 di 32

formando un sacco, avanza verso valle;

- 3) L'energia viene dissipata ed assorbita elasticamente dagli elementi componenti la barriera (deformazione reversibili);
- 4) Quando le energie in gioco sono elevate, il loro assorbimento viene demandato alla fase plastica di deformazione strutturale degli elementi della barriera (deformazioni irreversibili).

Le proprietà meccaniche di un'opera paramassi derivano dalla necessità di dover assorbire l'energia della massa in movimento. Tale assorbimento si attua trasformando l'energia cinetica, del blocco roccioso, in movimento in lavoro meccanico dell'opera di protezione e cioè in energia di deformazione. Affinché quindi un'opera paramassi risulti efficiente è necessario che venga soddisfatta la seguente relazione indicante la condizione di equilibrio:

$E_c = L_d$ dove E_c rappresenta l'energia cinetica ed L_d il lavoro di deformazione (elastica e plastica) di una barriera paramassi, causato dalla forza F che viene esercitata dal masso sulla struttura.

L'analisi del movimento del blocco roccioso impattante su una barriera risulta piuttosto laborioso, senza peraltro fornire risultati affidabili, viste le innumerevoli variabili che entrano in gioco durante lo studio e che dovrebbero essere ovviamente tenute in conto durante la predisposizione di un modello fisico matematico idoneo. Il movimento di un blocco è infatti una combinazione di moti di scivolamento, rotolamento, strisciamenti difficilmente identificabili se non attraverso sofisticati codici di calcolo e con verifiche in situ. Le trasformazioni energetiche che si accompagnano al fenomeno sono però legate alla seguente relazione:

$E_p = E_c + E_d$ avendo indicato con E_p l'energia potenziale del blocco di massa m al momento del distacco che avviene ad una quota h rispetto al punto di impatto, con E_c l'energia cinetica posseduta dal blocco al momento dell'impatto, funzione quindi della velocità v , e infine con E_d l'energia dissipata dal sistema sia esso dovuto a fenomeni di tipo impattivo (urti, salti, strisciamenti) che alla dissipazione della barriera.'

Alla luce di quanto esposto, pertanto, si procederà ad una analisi di tipo esclusivamente energetico al momento dell'impatto del masso con la barriera trascurando quindi qualsiasi riferimento a traiettorie e tipologie di moto del masso.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301 00 D CV PZ DP04 00 009 E00 Indicazioni degli interventi di messa in sicurezza del versante
	Foglio 23 di 32

VALUTAZIONE DELL'ENERGIA DI ASSORBIMENTO

La valutazione dell'energia di assorbimento tiene conto dei contributi seguenti:

$E_{TOT} = \sum E_i$ dove $i = 1, 2, 3, 4, 5$ ed indicando con

E_{TOT} = Energia totale dissipabile

E_1 = Energia dissipabile dai dissipatori (freni)

E_2 = Energia dissipabile dalla struttura di contenimento (del pannello in rete)

E_3 = Energia dissipabile per scorrimento plastico delle funi dei controventi

E_4 = Energia dissipabile per scorrimento plastico delle funi portanti longitudinali

E_5 = Energia dissipabile in altri fenomeni dissipativi non facilmente identificabili

A favore di sicurezza, nella valutazione delle energie dissipabili non si tiene volutamente in conto dei meccanismi dissipativi che si instaurano a seguito del moto del blocco roccioso e dell'impatto di esso sulla barriera.

Ci si riferisce, ad esempio, al fenomeno dell'attrito tra masso e terreno nella fase di deformazione del pannello in rete, o alla deformazione plastica dei montanti. Tale semplificazione è ovviamente a favore di sicurezza in quanto viene trascurata un'ulteriore capacità dissipativa dell'intero sistema.

Si procederà alla valutazione analitica dell'energia dissipabile dal sistema.

- Energia dissipabile dai dissipatori E_1

Alla barriera in oggetto vengono applicati dei dispositivi di dissipazione che sono in grado di dissipare una energia unitaria almeno pari a $q = 50 \text{ kJ/m}$ mediante lavoro di deformazione elastica e plastica.

La lunghezza del tratto di deformazione utilizzabile viene fissata in $\Delta L = 1.00 \text{ m}$.

Si considera ora che, in base alla configurazione geometrica della barriera, in caso di urto, entrino in funzione $n = 10$ dissipatori.

A favore di sicurezza, si assume che i dissipatori nella campata considerata possano subire, a fine impatto, una deformazione pari a $0,7 \Delta L$.

L'energia dissipata complessivamente dai dispositivi frenanti risulta pertanto pari a :

$$E_1 = n \times q \times 0.75 \Delta L = 375 \text{ kJ}$$

Si fa notare che non è stato considerato, in questa fase, il contributo dovuto allo scorrimento plastico dei controventi in fune, e, a favore di sicurezza, neppure la dissipazione termica dovuta allo scorrimento della fune nel dissipatore, ma si è tenuto conto esclusivamente della dissipazione dovuta alla deformazione elastica e plastica del freno.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301 00 D CV PZ DP04 00 009 E00 Indicazioni degli interventi di messa in sicurezza del versante

o Energia dissipata dalla struttura di contenimento (pannelli in rete) E₂

Durante l'urto la struttura di contenimento orizzontale si deforma assorbendo e dissipando energia. Tale fenomeno si può approssimare in due fasi distinte (da un punto di vista teorico): fase elastica e fase plastica. La fase elastica risulta determinata, nel suo complesso, dalla deformazione geometrica degli anelli che si ricorda sono realizzati in fune d'acciaio, formata concatenando tra loro in reciproco inserimento una serie di anelli chiusi aventi φ mm 350 circa cadauno e costituiti un filo di acciaio $\varphi =$ mm 3.

Viene ipotizzato, sempre a favore di sicurezza, che gli anelli, efficacemente collegati tra di loro, possano essere schematizzati come una rete avente maglia 35 x 35 cm.

Si suppone ora che il masso di progetto sia una sfera di diametro $D_s = 1.33$ m (come da dimensioni prestabilite dalla Norma ETAG 27). Poiché in generale, e in base a varie prove eseguite da vari autori (Agostinacchio - Olita 2002), l'impronta d'impatto W può essere assunta pari a 2.5 volte la superficie $S = \pi D_s^2 / 4 = 1.389$ m² del masso stesso, si ha una superficie di impatto, di forma circolare, pari a :

$$W = 2.5 \times 1.389 = 3.4725 \text{ m}^2$$

e di conseguenza il diametro dell'impronta d'impatto $\Delta_{imp} = \sqrt{4W / \pi} = 210$ cm

In riferimento dell'impronta d'impatto Δ_{imp} , avendo gli anelli diametro $\varphi = 35$ cm, il numero di anelli in verticale che vengono interessati dall'urto sono:

$$n_v = 210 / 35 = 6.00 \text{ anelli}$$

Posto che durante l'urto si abbia una deformazione massima del pannello $\delta_t = 5,00$ m (valore coerente con quelli ritrovabili nella letteratura tecnica e nelle varie prove sperimentali effettuate), a favore di sicurezza, si ipotizza che il pannello sia in grado di assorbire una deformazione non superiore al 70% del totale.

$$\delta = 0.75 \times \delta_t = 3.50 \text{ m}$$

Il pannello in rete, a seguito dell'urto, avrà pertanto lunghezza pari a

$$l = 2 \sqrt{L^2 + \delta^2} \text{ m} = 12.20 \text{ con } L = 5.00 \text{ m} = 1/2 \text{ interasse montanti.}$$

Viene infine fissato un allungamento medio in fase plastica a seguito dell'urto a cui verrà applicato un coefficiente correttivo e riduttivo pari al 5% dovuto all'incertezza delle misurazioni e della effettiva lunghezza iniziale. L'allungamento plastico diventa:

$$\Delta L = (l - 2L) \times 0.95 = (12.20 - 10.00) \times 0.95 = 2.09 \text{ m}$$

Dal momento che il carico di snervamento per funi componenti gli anelli è:

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301 00 D CV PZ DP04 00 009 E00 Indicazioni degli interventi di messa in sicurezza del versante

$$Q_{snerv} = (130 / 180) \times 160 \text{ kN} = 115 \text{ kN}$$

L'energia dissipata dalla deformazione plastica del pannello in fase di impatto è :

$$E_2 = Q_{snerv} \times \Delta L \times n_v = \mathbf{1442.1 \text{ kJ}}$$

○ Energia dissipabile per scorrimento plastico delle funi dei controventi di monte E₃

Nella configurazione indisturbata i controventi di monte hanno lunghezza al minimo pari a $H = L / \cos \alpha = 7.07 \text{ m}$, avendo assunto $\alpha = 45^\circ$ ed $L = 5.00 \text{ m}$ (semi interasse tra i montanti), e saranno realizzati con funi in acciaio $\Phi 18$ avente carico minimo di rottura pari a $R = 204 \text{ kN}$. Considerando che, per ogni pannello, entrano in funzione $n = 4$ funi di controvento di monte ed ipotizzando un allungamento medio in fase plastica della fune $\Phi 18$ del 3% della sua lunghezza iniziale (valore che risulta inferiore a quello che si ha a rottura) si ha che:

$$\Delta L = 0.03 \times 7.07 \text{ m} = 0.212 \text{ m}$$

$$Q_{snerv} = 130/180 R = 147.33 \text{ kN}$$

$$E_3 = n \times Q_{snerv} \times \Delta L = \mathbf{124.9 \text{ kJ}}$$

○ Energia dissipabile per scorrimento plastico delle funi portanti longitudinali inf. e sup. E₄

Nella configurazione indisturbata le funi portanti inferiore e superiore di monte e di valle hanno lunghezza almeno pari ad $L = 20.00 \text{ m}$ (al minimo la larghezza di due moduli funzionali) e sono realizzate con funi in acciaio $\Phi 18$ avente carico minimo di rottura pari a $R = 204 \text{ kN}$.

Ipotizzando un allungamento plastico delle funi del 3% della sua lunghezza iniziale (valore che risulta inferiore a quello che si ha a rottura) si ha che:

$$\Delta L = 0.03 \times 30.00 \text{ m} = 0.90 \text{ m}$$

$$Q_{snerv} = 130/180 R = 147.33 \text{ kN}$$

$$E_4 = n \times Q_{snerv} \times \Delta L = \mathbf{265.2 \text{ kJ}}$$

○ Energia dissipata in altri fenomeni dissipativi non facilmente identificabili

Nell'urto si innescano altri fenomeni di dissipazione energetica che coinvolgono elementi del sistema diversi da quelli elencati oltre che fenomeni non facilmente quantificabili quali ad esempio la dissipazione termica dovuta all'attrito tra cavi e passacavi, dissipazione plastica dei montanti, contributo alla dissipazione dei pannelli in rete metallica.

Il contributo dell'energia non facilmente determinabile viene pertanto fissato forfetariamente e abbondantemente a favore di sicurezza pari a:

$$E_5 = \mathbf{50 \text{ kJ}}$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301 00 D CV PZ DP04 00 009 E00 Indicazioni degli interventi di messa in sicurezza del versante
	Foglio 26 di 32

In definitiva l'energia assorbibile dal sistema sarà pari a:

$$E_{TOT} = E_1 + E_2 + E_3 + E_4 + E_5 = 2257.2 \text{ kJ} > E_c = 2000 \text{ kJ di riferimento}$$

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per la realizzazione di opere indicate, oltre alle norme indicate nella descrizione degli elementi, si fa espresso riferimento alla seguente normativa:

- **D.M. 14/01/2008** - "Norme tecniche per le costruzioni"
- **Circolare 2 febbraio 2009, n. 617** - "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008»

L'utilizzo di tali normative discende dall'esigenza di ottemperare alle Linee Guida Europee ETAG027, finalizzate all'ottenimento della marcatura CE delle barriere previste in progetto, di ultima generazione e testate nel 2011. Le stesse linee guida prevedono inoltre una valutazione della vita utile delle barriere pari a 25 anni.

Il dimensionamento e la verifica degli elementi costruttivi sono stati condotti secondo gli usuali metodi della Scienza delle Costruzioni. Tenuto conto delle caratteristiche prestazionali delle strutture delle barriere paramassi, le verifiche vengono eseguite allo stato limite ultimo.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali utilizzati devono soddisfare alle caratteristiche fisico-meccaniche impartite dalle normative vigenti ed indicate nei riferimenti del paragrafo precedente.

Si riportano in questa sede, per semplicità, le sole caratteristiche di resistenza dei materiali:

Acciaio per funi (6x36+AM - crociata destra-classe 1770 N/mm²)

Carico rottura minimo per diametro nominale $\Phi 18$ $T_{\Phi 18} = 204,0 \text{ kN}$

Acciaio per profilati, piastre e tubi del tipo S235 EN 10025 (Fe 360 s<40 mm)

Tensione caratteristica a rottura dell'acciaio $f_{tka} = 3600 \text{ da N/cm}^2$

Tensione caratteristica a snervamento dell'acciaio $f_{yka} = 2350 \text{ da N/cm}^2$

coefficiente di sicurezza $\gamma_M = 1,05$

resistenza di calcolo dell'acciaio $f_{yka} / \gamma_M = f_{yda} = 2238 \text{ da N/cm}^2$

resistenza di calcolo di taglio acciaio $f_{yka} / \sqrt{3} \gamma_M = f_{vda} = 1292 \text{ da N/cm}^2$

Acciaio per profilati, piastre e tubi del tipo S275 EN 10025 (Fe 430 s<40 mm)

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301 00 D CV PZ DP04 00 009 E00 Indicazioni degli interventi di messa in sicurezza del versante

Foglio
27 di 32

Tensione caratteristica a rottura dell'acciaio	$f_{tka} = 4300 \text{ da N/cm}^2$
Tensione caratteristica a snervamento dell'acciaio	$f_{yka} = 2750 \text{ da N/cm}^2$
coefficiente di sicurezza	$\gamma_M = 1,05$
resistenza di calcolo dell'acciaio $f_{yka} / \gamma_M =$	$f_{yda} = 2619 \text{ da N/cm}^2$
resistenza di calcolo di taglio acciaio $f_{yka} / \sqrt{3} \gamma_M =$	$f_{vda} = 1512 \text{ da N/cm}^2$
modulo elastico dell'acciaio	$E = 2,06 \text{ E}^{+06} \text{ da N/c m}^2$

Saldature

Tabella 4.2.XII. Coeff. di sicurezza per la verifica delle unioni	$\gamma_{M2} = 1,25$
Tabella 4.2.XIV. Valori dei coefficienti per acciaio	$\beta_1 = 0,70$
	$\beta_2 = 0,85$
Tensione di snervamento caratteristica saldatura	$f_{yk} = 2350 \text{ da N/cm}^2$

DETERMINAZIONE DEI CARICHI DI PROGETTO

Come anticipato a inizio paragrafo, il calcolo degli sforzi sui componenti del kit (pannello di intercettazione, montanti ecc.) si basa sull'energia cinetica che la barriera deve dissipare. Partendo quindi dall'energia cinetica e dalla geometria del kit, si ricavano gli sforzi teorici agenti sui principali componenti del kit. I seguenti calcoli sono realizzati a monte del crash test con lo scopo di pre-dimensionare la barriera e verificare se il kit che si intende testare è idoneo a sopportare gli sforzi in gioco e ad assorbire l'energia cinetica.

Tenuto conto dell'energia cinetica che la barriera deve essere in grado di dissipare, nota la massa m del masso di prova è possibile calcolare la forza F derivante dall'impatto mediante il teorema dell'impulso nel seguente modo:

$$E_k = 1/2 m v^2 = 2000 \text{ kJ essendo}$$

$m = 6300,0 \text{ kg} =$ massa impattante

$v = 25,20 \text{ m/s} =$ velocità di impatto

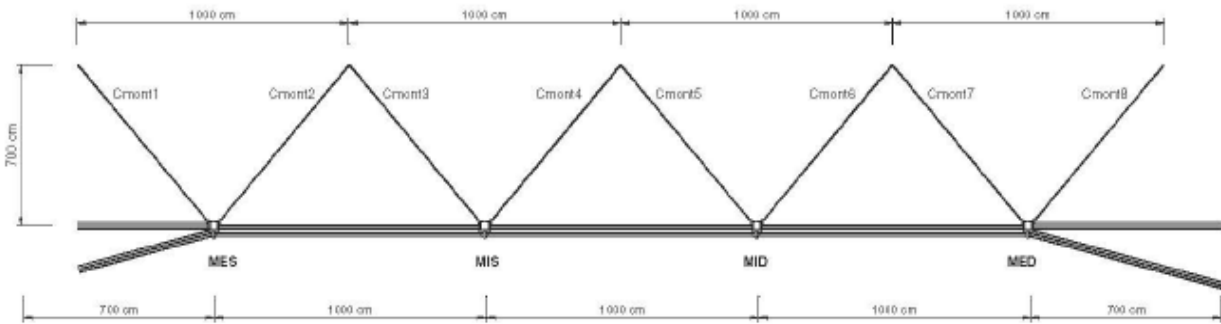
Per il teorema dell'impulso si ha infatti che:

$$F \Delta t = m v \text{ da cui risolvendo in funzione di } F \text{ si ha } F = m v / \Delta t$$

Fissando un intervallo di tempo di impatto $\Delta t = 0,25 \text{ sec}$ (valore desunto dalla letteratura tecnica) e sostituendo i valori numerici si ottiene:

$$F = (6300,0 \times 25,20) / (0,25) = 634,98 \text{ kN}$$

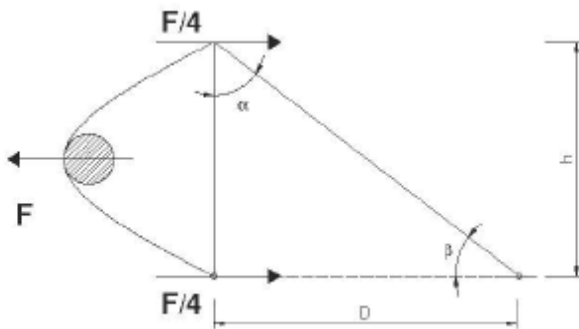
Si vedano le seguenti figure in cui vengono illustrate la geometria della barriera e la scomposizione del carico F sugli elementi:



La barriera di progetto ha forma e dimensione illustrate in figura.

Come detto in premessa, il fenomeno dell'urto è alquanto complesso, per cui dovranno essere forzatamente utilizzate delle notevoli semplificazioni le quali, tuttavia, saranno fatte sempre a favore di sicurezza. Si precisa fin d'ora che, nonostante le semplificazioni che verranno adottate, i risultati delle calcolazioni sono coerenti con quanto rilevabile in letteratura.

Di seguito viene illustrata la deformazione che assume il pannello di intercettazione a seguito dell'urto del masso di progetto m . Ingrandendo il particolare della singola campata impattata si ha:

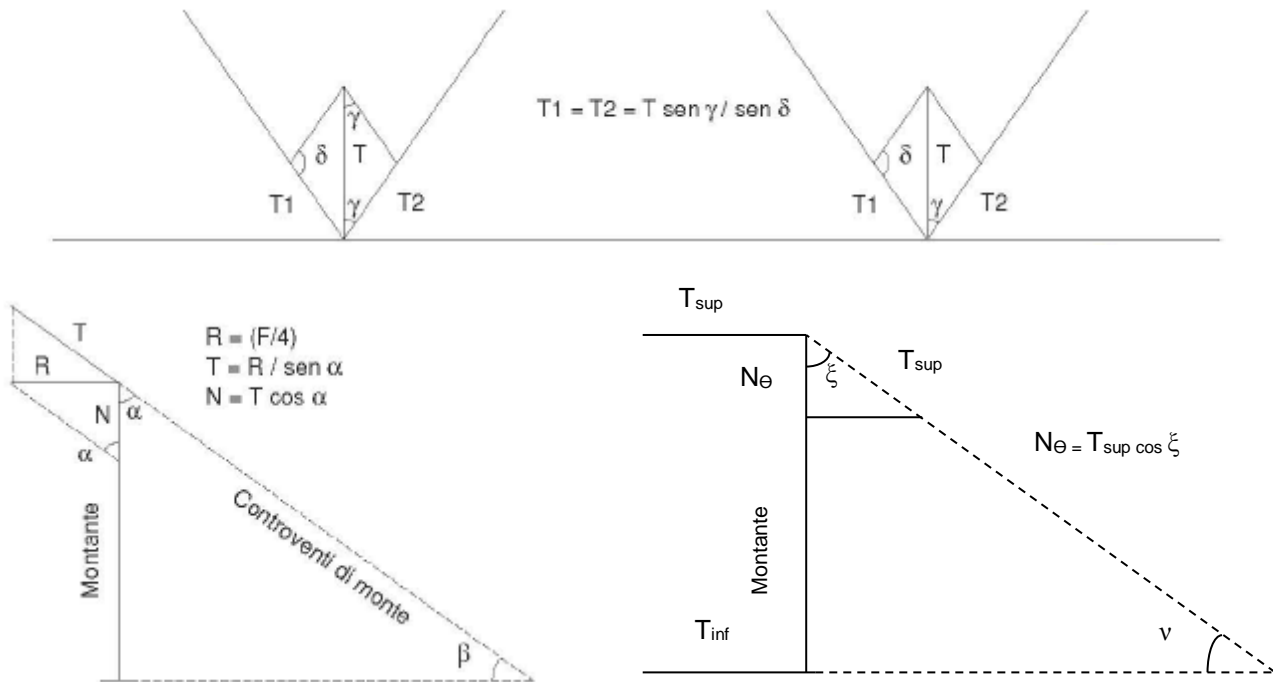


In altre parole, in modo semplificato, il sistema (pannello, le funi longitudinali ecc...) viene schematizzato come una fune equivalente di lunghezza pari all'interasse tra i montanti che, a seguito dell'applicazione di una forza F , assume una deformata avente una freccia f in mezzeria.

Con tale ipotesi, con riferimento alle figure, si hanno le seguenti relazioni generali:

$$H = \frac{FL}{4f} \quad S_{\max} = \sqrt{H^2 + \left(\frac{F}{2}\right)^2} = (\text{sforzo massimo sugli elementi del pannello})$$

La forza F viene assorbita dal pannello di rete principale e, successivamente, trasferita alle funi longitudinali inferiori e superiori. Si può ipotizzare, inoltre, che ogni campata abbia 4 punti di contatto con la struttura in elevazione che ha la funzione di trasferire al terreno i carichi applicati (montanti e controventi). Si veda ora la seguente figura:



Tenuto conto della geometria della barriera illustrata si ha che:

- $h = 5,00 \text{ m}$ = Altezza barriera
 $L = 10,00 \text{ m}$ = Interasse tra. i montanti
 $D = 7,00 \text{ m}$ = Distanza verticale tra ancoraggio e base montante
 $F = 4,00 \text{ m}$ = freccia di calcolo della fune equivalente
 $\alpha = 60,26^\circ$ = $\arctg (D/h)$
 $\beta = 29,74^\circ$ = $\arctg (h/D)$
 $\gamma = 35,54^\circ$ = $\arctg [(L/2)/D]$
 $\delta = 108,92^\circ$ = $180 - 2\gamma$
 $\xi = 60,26^\circ$ = $\arctg (h/DL)$ con $DL = 7,00 \text{ m}$ dist. montante - ancoraggio laterale
 $F = 634,98 \text{ kN}$ = Forza derivante dall'urto
 $H = 396,86 \text{ kN}$ = carico orizzontale
 $S_{max} = 508,23 \text{ kN}$ = carico sul pannello di rete
 $R = 158,75 \text{ kN}$ = $F/4$
 $T = 182,83 \text{ kN}$ = $R / \sin \alpha$ = forza applicata al controvento di monte
 $N_{int} = 90,71 \text{ kN}$ = $T \cos \alpha$ = forza compressione sul montante
 $V = 158,75 \text{ kN}$ = R = taglio applicato alla piastra di base
 $T_M = 112,34 \text{ kN}$ = $T_1 = T_2 = T \sin \gamma / \sin \delta$ = Tiro massimo controvento di monte
 $T_{inf} = 198,43 \text{ kN}$ = $H/2$ = Tiro funi longitudinali inferiori
 $T_{sup} = 198,43 \text{ kN}$ = $H/2$ = Tiro funi longitudinali superiori

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	A301 00 D CV PZ DP04 00 009 E00 Indicazioni degli interventi di messa in sicurezza del versante	Foglio 30 di 32

$$T_L = 30,11 \text{ kN} = T_{\text{sup}} / \sin \xi - T_{\text{sup}} = \text{Tiro controvento laterale}$$

$$N_{\text{est}} = 189,16 \text{ kN} = N_{\text{nt}} + T_{\text{sup}} \cos \xi = \text{forza compressione sul montante esterno}$$

Quindi, riepilogando si ha

$$F_p = 634,98 \text{ kN} = \text{Forza sul pannello di rete} = F$$

$$F_L = 198,43 \text{ kN} = \text{Tiro funi longitudinali superiori e inferiori} = T_{\text{sup}} = T_{\text{inf}}$$

$$T_L = 30,11 \text{ kN} = \text{Tiro su controventi laterali}$$

$$T_M = 112,34 \text{ kN} = \text{Tiro su controventi di monte}$$

$$N = 189,16 \text{ kN} = \text{Carico massimo di espressione sul montante} = N_{\text{est}}$$

$$V = 158,75 \text{ kN} = \text{Taglio massimo applicato alla piastra di base del montante}$$

FORZE SISMICHE

Vista la tipologia delle barriere paramassi e il loro utilizzo è del tutto evidente che la forza sismica (formata dalla quota parte del peso proprio della barriera sommata alla percentuale di carico accidentale) sia trascurabile rispetto alle forze globali che si esplicano sulla struttura in caso di urto del masso.

Considerato, inoltre, che l'analisi del movimento di caduta massi, che porta al dimensionamento delle opere di protezione ed il calcolo delle barriere stesse, è basata su considerazioni di tipo probabilistico, è possibile affermare, con i limiti espressi, che le forze sismiche da applicare alla struttura e, di conseguenza, gli effetti da esse causati, sono da ritenersi trascurabili in quanto assolutamente inferiori rispetto a quelle dovute alla caduta del masso di progetto ed gli effetti da esse procurati possono essere considerati ricompresi fra quelli dovuti al movimento dinamico del blocco roccioso.

VERIFICA DEL PANNELLO IN FUNI

La struttura di intercettazione primaria del kit di barriera paramassi è costituita da rete ad anelli tipo ASM 3-4-350/200. La rete è caratterizzata da maglie di forma circolare (anelli) costituite da un unico filamento in acciaio avvolto più volte su se stesso: Ogni anello è interconnesso con i 4 anelli adiacenti.

Caratteristiche geometriche della rete principale

diametro filo 3 mm

n°7 avvolgimenti e 2 avvolti a spirale con n° 4 punti di contatto

diametro anello 350 mm +1- 4%

Caratteristiche meccaniche dell'acciaio: Resistenza unitaria del filo 1380 N/mm²

Il carico minimo di rottura del singolo anello viene assunto pari a 120 kN.

In base a varie prove eseguite da vari autori (Agostinacchio - Olita 2002), l'impronta d'impatto W può essere assunta pari a 2,50 volte la superficie di ingombro del masso impattante la barriera. Peraltro, poiché le dimensioni di un masso di prova per ciascuna specifica classe di energia di dissipazione di un barriera paramassi sono definiti dalle norme ETAG 27, nel caso della RMC 200/A si ha che $S = \pi D_s^2 / 4 = 1,389 \text{ m}^2$ avendo posto $D_s = 133 \text{ cm}$.

La superficie di impatto, che si ipotizza di forma circolare, sarà pari a :

$$W = 2,50 \times 1,389 = 3,473 \text{ m}^2$$

e di conseguenza il diametro dell'impronta d'impatto $\Delta_{imp} = \sqrt{4 W / \pi} = 210 \text{ cm}$

In riferimento dell'impronta d'impatto Δ_{imp} , avendo gli anelli diametro $\varphi = 35 \text{ cm}$, il numero di anelli in verticale che vengono interessati dall'urto sono:

$$n_v = 210 / 35 = 6,00$$

Dal momento che il carico di rottura per funi componenti gli anelli è:

$$Q = 120 \text{ kN} \quad R_{max} = n_v \times Q = 720,0 \text{ kN} > F_p = 634,98 \text{ kN}$$

VERIFICA DEL MONTANTE

Il montante è realizzato mediante un profilato di acciaio S275 JR EN 10025-2 e EN 10219 sez. HEA 160 (sez. classe 1 essendo $c/t = 22,33 < 30,36 = 33 \epsilon$, avendo indicato con $\epsilon^2 = 0.85$ -NTC 2008 Tabella 4.2.II- Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse) con tubi angolari di sommità ed elementi passafune S235 JR EN 10025-2 incernierato alla base. Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono le seguenti

A [cm ²]	J _x [cm ⁴]	J _y [cm ⁴]	W _x [cm ³]	W _y [cm ³]	i _x [cm]	i _y [cm]	L [cm]
38,8	1673	616	220	77	6,57	3,98	400

Si verifica ora la stabilità del montante soggetto alla compressione $N = 189,16 \text{ kN}$. Il montante è semplicemente incernierato alle estremità e, indicando con $\beta = 1,0$ e con $l = \beta L = 400 \text{ cm}$ si ha

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Ed}} \leq 1 \quad \text{indicando con} \quad N_{b,Ed} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_M} \leq 1$$

dove $N_{Ed} = N = 189,16 \text{ kN}$ è l'azione di compressione di calcolo e $N_{b,Ed}$ è la resistenza all'instabilità nell'asta compressa in cui:

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301 00 D CV PZ DP04 00 009 E00 Indicazioni degli interventi di messa in sicurezza del versante

Foglio
32 di 32

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad \phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \quad \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_{yk}}{N_{cr}}} \quad N_{cr} = \frac{\pi^2 EJ}{l^2}$$

Assunta la curva di instabilità c) il coefficiente di imperfezione $\alpha = 0.49$ e sostituendo i parametri caratteristici della sezione si ha

$$\chi = 0,449556 \quad \phi = 1,418609 \quad \bar{\lambda} = 1,167531 \quad N_{cr} = 78275,83 \text{ daN}$$

Valori che determinano $N_{b,Ed} = 45683,48 \text{ daN} > 18916 \text{ daN} = N_{Ed}$ → Verificato

VERIFICA DEL CONTROVENTO DI MONTE

Il controvento di monte è realizzato con una fune d'acciaio $\Phi 18$ avente carico di rottura minimo che vale:

$$T_{\Phi 18} = 204,0 \text{ kN}$$

Quindi, nota la configurazione geometrica della disposizione dei controventi di monte, si ha che il massimo carico agente, così come calcolato in precedenza vale:

$$T_M = 112,34 \text{ Kn} < T_{\Phi 18} = 204,0 \text{ kN} \rightarrow \text{Verificato}$$

VERIFICA DEL CONTROVENTO LATERALE

Il controvento laterale è realizzato con una fune d'acciaio $\Phi 18$ avente carico di rottura minimo che vale:

$$T_{\Phi 18} = 204,0 \text{ kN}$$

Quindi, nota la configurazione geometrica della disposizione dei controventi laterali, si ha che il massimo carico agente, così come calcolato in precedenza vale:

$$T_L = 30,11 \text{ Kn} < T_{\Phi 18} = 204,0 \text{ kN} \rightarrow \text{Verificato}$$

VERIFICA DELLE FUNI LONGITUDINALI INFERIORI E SUPERIORI

Il controvento laterale è realizzato con una fune d'acciaio $\Phi 18$ avente carico di rottura minimo che vale:

$$T_{\Phi 18} = 204,0 \text{ kN}$$

Quindi, nota la configurazione geometrica della disposizione dei controventi laterali, tenuto conto che ci sono $n=2$ funi per ciascun controvento, si ha che il massimo carico agente, così come calcolato in precedenza vale:

$$T_L = 198,43 \text{ Kn} < T_{\Phi 18} = 508,0 \text{ kN} \rightarrow \text{Verificato}$$