

# COMUNE DI MAGLIANO VETERE

## *PROVINCIA DI SALERNO*



Lavori di consolidamento e sistemazione dei costoni rocciosi del Comune di  
Magliano Vetere 2° STRALCIO - Opere di mitigazione di fenomeni di  
caduta massi a Magliano Vetere loc. Nuova Capizzo

## PROGETTO ESECUTIVO

Tav. n. 2

Scala 1:5'000

data 18/04/2017

Elaborato: Relazione di calcolo strutturale

IL PROGETTISTA

---

## **R.F. RELAZIONE SULLE FONDAZIONI**

La presente relazione sulle fondazioni è posta a corredo del progetto "Completamento lavori di consolidamento e sistemazione dei costoni rocciosi del Comune Di Magliano Vetere -SA-.

Esso prevede una serie di interventi, distribuiti nell'area del territorio comunale, finalizzati alla eliminazione del rischio di caduta massi, fino alla realizzazione di barriere paramassi aventi caratteristiche e proprietà tali da assicurare "l'imprigionamento" dei massi in caduta.

La presente relazione è strettamente collegata alle relazioni di calcolo RE1 ed RE2.

In particolare gli interventi indicati nel progetto sono:

**RE1)** Relazione di calcolo barriera paramassi ad elevato assorbimento di energia ed a comportamento elastico ed elasto-plastico.

**RE2)** Relazione di calcolo barriera paramassi di tipo elastico, cosiddetta "verticale", nel senso che è disposta con montanti ortogonali alla pendenza del versante di applicazione.

La prima struttura è costituita da un sistema realizzato con elementi modulari aventi 7.00 m di interasse, costituiti da puntoni di sostegno collegati a monte ed a valle da funi di ancoraggio, disposte nel piano ortogonale allo sviluppo della barriera. Un sistema di reazione e di ancoraggio garantisce l'entrata in azione di un meccanismo di funi che assicura al pannello la tenuta al momento della sollecitazione prodotta dal masso. L'altezza complessiva delle reti di tenuta è di 4,50 m.

Alcuni particolari caratterizzano questo tipo di barriera. Il puntone, ad esempio, è realizzato con un vincolo di cerniera alla base e non vi sono funi diagonali nel piano della rete. Le modalità di funzionamento sono descritte nella RE1, alla quale si rimanda anche per i particolari degli schemi.

La seconda struttura è costituita da un sistema realizzato sempre con elementi modulari aventi interasse dei puntoni di 7,00 m. Questi sono realizzati con profilati metallici HEB 180, disposti con asse ortogonale alla pendenza del terreno e, perciò, impropriamente detti "verticali". Le reti sono, anche in questo caso, vincolate ai puntoni con un sistema di funi, disposte anche in diagonale nel piano della rete. I tiranti di ancoraggio di monte e di valle sono diversi da quelli del caso precedente e sono realizzati con un sistema di cavi a monte che interessa due campi di reti ed è ancorato al terreno in posizione centrale rispetto allo sviluppo della rete stessa.

Le modalità di funzionamento sono descritte nella RE2, alla quale si rimanda anche per i particolari degli schemi.

Dalla relazione geologica, che costituisce parte integrante del progetto, si rileva che sono state effettuate verifiche di stabilità degli ammassi rocciosi costituenti i versanti oggetto degli

interventi; dette verifiche forniscono le indicazioni necessarie per il dimensionamento e le scelte delle barriere paramassi

Nella citata relazione si evidenzia che sono state eseguite verifiche lungo due superfici di scivolamento, di cui una coinvolgente la parte più superficiale dell'ammasso ed una seconda spinta fino a 10-15 m di profondità. Entrambe le condizioni di verifica tengono conto di una forza orizzontale aggiuntiva connessa con la condizione sismica del territorio comunale che ricade in area sismica di seconda categoria, con  $S=9$ .

La verifica lungo il piano di scorrimento superficiale porta a coefficienti di sicurezza 0,24, largamente scarso ed insufficiente, mentre quella effettuata lungo la superficie più profonda fornisce valori del coefficiente di 3,04.

**Quanto sopra ha comportato che : i risultati evidenziano che le principali problematiche sono connesse a fenomeni locali di caduta massi ...., mentre le caratteristiche attrittive e coesive dei terreni investigati garantiscono, con largo margine, la stabilità globale dell'intero versante.**

La relazione geologica indica che la tipologia dei massi che, allo stato attuale, possono costituire un pericolo per il loro distacco e conseguente rotolamento a valle, è caratterizzata da un volume di circa un metro cubo di materiale con peso specifico di 2200-2400 Kg/mc.

Le condizioni di velocità dei massi sono legate alle diverse posizioni e dislivelli delle varie sezioni dei versanti, cosicché sono state individuate le condizioni più gravose per le verifiche degli elementi resistenti (ved. punti seguenti).

Le caratteristiche dei terreni interessati dalle fondazioni delle reti paramassi sono desumibili dalla stessa relazione geologico-tecnica. In particolare si è assunto, ai fini delle verifiche un gamma pari a 2,4 t/mc per substrato carbonatico e 1,9 per detrito carbonatico; l'angolo di attrito è  $35^\circ$  nel primo caso e  $30^\circ$  nel secondo mentre  $c = 2,0$  t/mq.

Gli elementi oggetto delle verifiche strutturali sono riportati in dettaglio nelle specifiche relazioni di calcolo. Vengono di seguito riportate le indicazioni di sintesi, utili per un agevole esame del progetto.

#### **FONDAZIONI CONNESSE CON IL SISTEMA PARAMASSI 1.**

Nella relazione di calcolo REI sono riportate, insieme con tutto il complesso delle verifiche, anche le notazioni di calcolo riferite agli ancoraggi nel terreno. Per comodità di consultazione si riportano dette verifiche.

Le proprietà meccaniche dei terreni sono riportate nella relazione geologico-tecnica che evidenzia la tipologia dei terreni interessati

Nel caso delle reti in esame si sottolinea che, per quanto attiene i puntoni, le sollecitazioni trasmesse al terreno sono assai ridotte, per effetto del meccanismo di vincolo progettato,

realizzato con una cerniera. Il dimensionamento del blocco con funzione di plinto è stato definito sulla scorta di esigenze geometriche legate alle dimensioni delle piastre.

## A) ANCORAGGI DI VALLE

Gli ancoraggi delle funi di controvento dei puntoni di sostegno sono costituiti, come meglio descritti nel paragrafo 1.5 della presente relazione, da una fune a cavallotto infissa nel terreno di fondazione ed annegata in boiaccia cementizia iniettata a pressione.

### A.1.) CALCOLO DELLA LUNGHEZZA DELLE FUNI DI ANCORAGGIO

Le funi degli ancoraggi di valle essendo annegate in boiaccia, a 6 q.li di cemento 325 per metro cubo, additivata con antiritiro ed iniettata in pressione, sviluppano una tensione limite di aderenza fune-boiaccia di intensità pari a:

$$\begin{aligned}\bar{\tau}_{ad} &= 0,5 \text{ N/mm}^2 \\ L_{min} &= T / (2P_f \cdot \bar{\tau}_{ad}) = 2.096 \text{ mm} \\ T &= 92.278 \text{ N} \\ P_f &= \pi D = 44 \text{ mm (fune } \emptyset 14)\end{aligned}$$

Gli ancoraggi dei controventi di valle saranno, quindi, realizzati con 2  $\emptyset 14$  annegate in boiaccia per una lunghezza pari a circa 3 m.

### A.2) VERIFICA ALLO SFILAMENTO DELL'ANCORAGGIO

Il foro per l'ancoraggio delle funi deve essere tale da ospitare le armature con un adeguato copriferro, quindi, si impone che il suo diametro sia almeno pari a tre volte quello delle funi in esso ospitate. La lunghezza del foro, invece, deve essere tale da contrastare la forza di sfilamento.

Dalla relazione geologico-tecnica si ravvisa la presenza in sito di due tipi di formazioni:

a) Substrato carbonatico	$\gamma = 2,4 \text{ t/mq}$	$\emptyset 35 \div 40$	$c = 2 \text{ t/m}^2$
b) Detrito carbonatico	$\gamma = 1,9 \div 1,8 \text{ t/mq}$	$\emptyset 30 \div 35$	$c = 0 \text{ t/m}^2$

Nel substrato carbonatico il diametro del foro si fissa pari a circa  $\emptyset 100 \text{ mm}$ , mentre, nel terreno sciolto a  $\emptyset 150 \text{ mm}$ . In entrambi i casi deve essere verificata la seguente equazione di equilibrio lungo l'asse dell'ancoraggio:

$$P_p \cdot L \cdot \tau / T \geq 3 \quad (\text{D.M 11/03/88})$$

Assegnati i seguenti valori alle grandezze che compaiono nell'espressione:

$$P_p = 314 - 471 \text{ mm (perimetro della perforazione } \varnothing 100 - \varnothing 150)$$

$$L = 3.000 \text{ mm (lunghezza del foro)}$$

$$\tau = 0,3 \text{ N/mm}^2 \text{ (sforzo tangenziale limite roccia-boiaccia iniettata in pressione)}$$

$$T = 92.278 \text{ N}$$

Per il foro  $\varnothing 100$ , di minore diametro, si ottiene:

$$P_p \cdot L \cdot \tau / T = 3,06 > 3 \quad (\text{D.M 11/03/88})$$

La verifica è, quindi, soddisfatta per un foro di lunghezza minima  $L = 3 \text{ m}$

## **B) ANCORAGGI DI MONTE**

### **B.1) CALCOLO DELLA LUNGHEZZA DELLE FUNI DI ANCORAGGIO DEI CONTROVENTI DI MONTE E DIAGONALI**

Le funi degli ancoraggi di monte essendo annegate in boiaccia, a 6 q.li di cemento 325 per metro cubo, additivata con antiritiro ed iniettata in pressione, sviluppano una tensione limite di aderenza fune-boiaccia di intensità pari a:

$$\overline{\tau_{ad}} = 0,5 \text{ N/mm}^2$$

$$L_{min} = T / (2P_f \cdot \overline{\tau_{ad}}) = 2.504 \text{ mm}$$

$$T = 125.190 \text{ N}$$

$$P_f = \pi D = 50 \text{ mm (fune } \varnothing 16)$$

Gli ancoraggi dei controventi di monte saranno, quindi, realizzati con 2  $\varnothing 16$  annegate in boiaccia per una lunghezza pari a circa 3 m.

### **B.2) CALCOLO DELLA LUNGHEZZA DELLE FUNI DI ANCORAGGIO DEL SISTEMA FRENANTE**

Le funi degli ancoraggi dei sistemi frenanti essendo, anch'esse annegate in boiaccia antiritiro iniettata a pressione, sviluppano una tensione limite di aderenza fune-boiaccia di intensità pari a:

$$\begin{aligned} \overline{\tau_{ad}} &= 0,5 \text{ N/mm}^2 \\ L_{\min} &= T / (2P_f \cdot \overline{\tau_{ad}}) = 2.387 \text{ mm} \\ T &= 150.000 \text{ N} \\ P_f &= \pi D = 63 \text{ mm (funi } \varnothing 20) \end{aligned}$$

Gli ancoraggi dei sistemi frenanti saranno, quindi, realizzate con 2  $\varnothing 20$  annegati in boiaccia per una lunghezza pari a circa 3 m.

### B.3 VERIFICA ALLO SFILAMENTO DELL'ANCORAGGIO DI MONTE

Il foro per l'ancoraggio delle funi deve essere tale da ospitare le armature con un adeguato copriferro, quindi, si impone che il suo diametro sia almeno pari a tre volte quello delle funi in esso ospitate. La lunghezza del foro, invece, deve essere tale da contrastare la forza di sfilamento.

Il diametro del foro è, in questo caso, funzione di quello delle funi di ancoraggio dei controventi di monte e diagonali (2  $\varnothing 16$ ) e dei sistemi di frenanti di sommità e di base (2+2  $\varnothing 20$ ) e pertanto, si fissa pari a circa  $\varnothing 250$  mm per il substrato carbonatico e  $\varnothing 300$  mm per il detrito carbonatico.

In entrambi i casi deve essere verificata la seguente equazione di equilibrio lungo l'asse dell'ancoraggio:

$$P_p \cdot L \cdot \tau / T \geq 3 \quad (\text{D.M 11/03/88})$$

Assegnati i seguenti valori alle grandezze che compaiono nell'espressione:

$$\begin{aligned} P_p &= 785 - 942 \text{ mm (perimetro della perforazione } \varnothing 250 - \varnothing 300) \\ L &= 4.000 \text{ mm (lunghezza del foro)} \\ \tau &= 0,3 \text{ N/mm}^2 \text{ (sforzo tangenziale limite roccia-boiaccia iniettata in pressione)} \\ T_{\max} &= 2 \times 150.000 = 300.000 \text{ N} \end{aligned}$$

Per il foro  $\varnothing 250$ , di minore diametro, si ottiene:

$$P_p \cdot L \cdot \tau / T = 3,14 > 3 \quad (\text{D.M 11/03/88})$$

La verifica è, quindi, soddisfatta per un foro di lunghezza minima  $L = 4$  m

### C) FONDAZIONE DEL PUNTONE DI SOSTEGNO

Il puntone di sostegno termina, alla base, con una calotta sferica che rappresenta il vincolo di cerniera omnidirezionale, che si collega al sistema di fondazione con i dettagli costruttivi riportati nella tavola di progetto.

Un blocco di calcestruzzo realizzato con Rck 35 N/mm<sup>2</sup>, ancorato al terreno nel modo dopo descritto, ospita sulla superficie superiore una piastra in acciaio Fe 360, di dimensioni in pianta di 400 mm x 400 mm, di spessore 20 mm. Alla piastra è saldato il raccordo sferico della cerniera.

La piastra dispone di quattro fori, ai vertici della stessa, per il passaggio dei quattro tirafondi in acciaio Feb 44 K, infilati nel terreno.

Le dimensioni del blocco di calcestruzzo sono 600 x 600 mm in pianta, mentre l'altezza è di 200 mm per il caso di terreno con substrato carbonatico e di 500 mm nel caso di terreno formato da detrito carbonatico. La geometria del blocco di calcestruzzo è stata fissata in base alle esigenze geometriche delle piastre, piuttosto che per effetto di vere e proprie sollecitazioni.

I tirafondi sono infilati in fori eseguiti nel terreno, di lunghezza di 1.500 mm e 2.500 mm per i due diversi tipi, annegati in getto di malta a pressione realizzata con 6 q.li di cemento tipo 325. Il carico trasmesso dal puntone, esclusivamente una forza, è risultata pari a 71.521 N. Con tale valore si registra una tensione di contatto della piastra superiore con il calcestruzzo di  $71.521/400 \times 400 = 0,44$  N/mm<sup>2</sup>.

Il valore di un'ipotetica tensione di contatto alla base del blocco con il terreno risulterebbe, aggiungendo il peso del blocco stesso:

$$71.521 + 25000 \cdot (0,60 \cdot 0,60 \cdot 0,50) = 76.021 \text{ N}$$

$$\text{ovvero: } 76.021/600 \cdot 600 = 0,21 \text{ N/mm}^2.$$

La verifica del sistema di collegamento con i tirafondi è riportata di seguito, considerando che lo sforzo trasmesso dal puntone è centrato sulla base della piastra e non è accompagnato da momento, trattandosi di un vincolo sferico.

Nella relazione geologico-tecnica si riscontrano in sito i di due tipi di formazioni di seguito caratterizzati:

a) Substrato carbonatico	$\gamma = 2,4 \text{ t/mq}$	$\emptyset 35 \div 40$	$c = 2 \text{ t/m}^2$
b) Detrito carbonatico	$\gamma = 1,9 \div 1,8 \text{ t/mq}$	$\emptyset 30 \div 35$	$c = 0 \text{ t/m}^2$

In entrambi i casi deve essere verificata la seguente equazione di equilibrio lungo l'asse dei tirafondi:

$$A_f \cdot \tau / T_p \geq 3 \quad (\text{D.M. 11/03/88})$$

Nel substrato carbonatico, in cui il diametro dei fori di ancoraggio dei tirafondi è circa  $\varnothing$  45 mm e la sua lunghezza è  $L = 1,50$  m, si ha:

$$A_f = 183.783 \text{ mm}^2$$

$$\tau = 0,3 \text{ N/mm}^2 \text{ (sforzo tangenziale limite roccia-boiaccia iniettata in pressione)}$$

$$N_p = 71.521 \text{ N}$$

$$T_f = N_p / 4 = 17.880 \text{ N}$$

$$A_f \cdot \tau / T_f = 3,08 > 3$$

Nel detrito carbonatico, in cui il diametro dei fori di ancoraggio dei tirafondi è circa  $\varnothing$  90 mm e la sua lunghezza è  $L = 2,50$  m, si ottiene:

$$A_f = 565.487 \text{ mm}^2$$

$$\tau = 0,3 \text{ N/mm}^2 \text{ (sforzo tangenziale limite roccia-boiaccia iniettata in pressione)}$$

$$N_p = 71.521 \text{ N}$$

$$T_f = N_p / 4 = 17.880 \text{ N}$$

$$A_f \cdot \tau / T_f = 9,49 > 3$$

## **FONDAZIONI CONNESSE CON IL SISTEMA PARAMASSI 2**

### **A) ANCORAGGI DI MONTE**

Gli ancoraggi delle funi di controvento dei puntoni di sostegno sono costituiti, come meglio descritti nel paragrafo 1.6 della presente relazione, da una fune a cavallotto infissa nel terreno di fondazione ed annegata in boiaccia cementizia iniettata a pressione.

#### **A.1) CALCOLO DELLA LUNGHEZZA DELLE FUNI DI ANCORAGGIO**

Le funi degli ancoraggi di monte, essendo annegate in boiaccia, a 6 q.li di cemento 325 per metro cubo, additivata con antritiro ed iniettata in pressione, sviluppano una tensione limite di aderenza fune-boiaccia di intensità pari a:



$$\overline{\tau_{ad}} = 0,5 \text{ N/mm}^2$$

$$L_{\min} = T / (2P_f \cdot \overline{\tau_{ad}}) = 100 \text{ mm}$$

$$T = 4.964 \text{ N}$$

$$P_f = \pi D = 50 \text{ mm (funi } \varnothing 16)$$

Gli ancoraggi dei controventi di valle saranno, quindi, realizzati con 2  $\varnothing 16$  annegate in boiaccia per una lunghezza pari a circa 1,50 m.

## A.2) VERIFICA ALLO SFILAMENTO DELL'ANCORAGGIO

Il foro per l'ancoraggio delle funi deve essere tale da ospitare le armature con un adeguato copriferro, quindi, si impone che il suo diametro sia almeno pari a tre volte quello delle funi in esso ospitate. La lunghezza del foro, invece, deve essere tale da contrastare la forza di sfilamento.

Dalla relazione geologico-tecnica si ravvisa la presenza in sito di due tipi di formazioni:

a) Substrato carbonatico	$\gamma = 2,4 \text{ t/mq}$	$\varnothing 35 \div 40$	$c = 2 \text{ t/m}^2$
b) Detrito carbonatico	$\gamma = 1,9 \div 1,8 \text{ t/mq}$	$\varnothing 30 \div 35$	$c = 0 \text{ t/m}^2$

Nel substrato carbonatico il diametro del foro si fissa pari a circa  $\varnothing 100 \text{ mm}$ , mentre, nel terreno sciolto a  $\varnothing 150 \text{ mm}$ . In entrambi i casi deve essere verificata la seguente equazione di equilibrio lungo l'asse dell'ancoraggio:

$$P_p \cdot L \cdot \tau / T \geq 3 \quad (\text{D.M 11/03/88})$$

Assegnati i seguenti valori alle grandezze che compaiono nell'espressione:

$$P_p = 314 - 471 \text{ mm (perimetro della perforazione } \varnothing 100 - \varnothing 150)$$

$$L = 1.500 \text{ mm (lunghezza del foro)}$$

$$\tau = 0,3 \text{ N/mm}^2 \text{ (sforzo tangenziale limite roccia-boiaccia iniettata in pressione)}$$

$$T = 4.964 \text{ N}$$

Per il foro  $\varnothing 100$ , di minore diametro, si ottiene:

$$P_p \cdot L \cdot \tau / T > 3 \quad (\text{D.M 11/03/88})$$

La verifica è, quindi, soddisfatta per un foro di lunghezza minima  $L = 1,5 \text{ m}$

## **B) FONDAZIONE DEL PUNTONE DI SOSTEGNO**

Il puntone di sostegno termina, alla base, con una piastra, descritta nei punti precedenti e nei grafici, che rappresenta il vincolo che si collega al sistema di fondazione con i dettagli costruttivi riportati nella tavola di progetto.

Un blocco di calcestruzzo realizzato con  $R_{ck} 35 \text{ N/mm}^2$ , ancorato al terreno nel modo dopo descritto, ospita sulla superficie superiore la piastra in acciaio Fe 360, di dimensioni in pianta di  $700 \text{ mm} \times 700 \text{ mm}$ , di spessore  $20 \text{ mm}$ . Alla piastra è saldato il raccordo con il profilo HEB 180.

La piastra dispone di quattro fori, ai vertici della stessa, per il passaggio dei quattro tirafondi in acciaio Fe 44 K, infilati nel terreno.

Le dimensioni del blocco di calcestruzzo sono  $850 \times 850 \text{ mm}$  in pianta, mentre l'altezza è di  $200 \text{ mm}$  per il caso di terreno con substrato carbonatico e di  $500 \text{ mm}$  nel caso di terreno formato da detrito carbonatico. La geometria del blocco di calcestruzzo è stata fissata in base alle esigenze geometriche delle piastre, piuttosto che per effetto di vere e proprie sollecitazioni.

I tirafondi sono infilati in fori eseguiti nel terreno, di lunghezza di  $1.500 \text{ mm}$  e  $2.500 \text{ mm}$  per i due diversi tipi, annegati in getto di malta a pressione realizzata con  $6 \text{ q.li}$  di cemento tipo 325.

Il carico trasmesso dal puntone è rappresentato dagli effetti di una forza applicata in sommità del puntone stesso di  $5921 \text{ N}$  ed una forza di pari valore applicata alla base del puntone.

Con queste azioni alla base del puntone si ha:

$$\text{Forza di taglio} = 2 \times 5.921 = 11.868 \text{ N}$$

$$\text{Momento flett.} = 5.921 \times 3,00 = 17.763 \text{ Nm}$$

E' da rilevare che la direzione della forza non coincide con gli assi  $x$  ed  $y$  del blocco e della piastra, cosicché le verifiche debbono tener conto dell'asse di deviazione della sollecitazione stessa.

A vantaggio di sicurezza, perciò, lo sforzo massimo nei tirafondi è determinato considerando la direzione della diagonale del quadrato della piastra, direzione nella quale sono attivi due soli

tirafondi, di cui uno teso e l'altro compresso. Per quanto attiene il taglio, invece, si fa affidamento su tutti e quattro i tirafondi.

Verifica a taglio :  $11.868 / 4 = 2.967 \text{ N}$

La tensione nel tirafondi si ottiene dividendo tale valore per l'area del ferro; la verifica fornisce valori assolutamente accettabili.

Verifica per effetto del momento flettente:

Sforzo max nel tirafondi :  $17.763 / 0,58 \times 1,41 = 21.720 \text{ N}$

La verifica del sistema di collegamento con i tirafondi può effettuarsi confrontando tale valore con quello compatibile con le caratteristiche del terreno.

Nella relazione geologico-tecnica si riscontrano in sito i di due tipi di formazioni di seguito caratterizzati:

a) Substrato carbonatico  $\gamma = 2,4 \text{ t/mq}$   $\varnothing 35 \div 40$   $c = 2 \text{ t/m}^2$

b) Detrito carbonatico  $\gamma = 1,9 \div 1,8 \text{ t/mq}$   $\varnothing 30 \div 35$   $c = 0 \text{ t/m}^2$

In entrambi i casi deve essere verificata la seguente equazione di equilibrio lungo l'asse dei tirafondi:

$$A_f \cdot \tau \geq 3 \text{ Sf max (D.M. 11/03/88)}$$

Nella quale è stato assunto un coefficiente di sicurezza pari a 3, mentre Sf max è lo sforzo nel tirafondi prima calcolato.

Nel substrato carbonatico, in cui il diametro dei fori di ancoraggio dei tirafondi è circa  $\varnothing 45$  mm e la sua lunghezza e  $L = 1,50 \text{ m}$ , si ha:

$$A_f = 183.783 \text{ mm}^2$$

$$\tau = 0,4 \text{ N/mm}^2 \text{ (sforzo tangenziale limite roccia-boiaccia iniettata in pressione)}$$

$$A_f \cdot \tau = 73.513 \text{ N}$$

Valore che soddisfa la condizione prima indicata dal momento che il rapporto tra questo valore e Sf max è superiore a 3.

Nel detrito carbonatico, in cui il diametro dei fori di ancoraggio dei tirafondi è circa  $\varnothing 90$  mm e la sua lunghezza e  $L = 2,50 \text{ m}$ , si ottiene:

$$A_f = 565.487 \text{ mm}^2$$

$$\tau = 0,3 \text{ N/mm}^2 \text{ (sforzo tangenziale limite roccia-boiaccia iniettata in pressione)}$$

$$A_f \cdot \tau = 169.646 > 3 \text{ Sf max.}$$

La condizione di verifica prima riportata è in assoluto la più gravosa; è stato infatti trascurato

il

contributo benefico del carico verticale che riduce gli sforzi di trazione.

Si riporta anche il calcolo dello sforzo nel tirafondi considerando la direzione y:

$$\text{Sforzo max nel tirafondi (y)} : 17.763 / 0,58 \times 2 = 15.321 \text{ N}$$

valore che soddisfa le condizioni prima esaminate.

## **R.T.      RELAZIONE TECNICA GENERALE**

La presente relazione è posta a corredo del "progetto per il consolidamento e la sistemazione dei costoni rocciosi del Comune di Magliano Vetere", in provincia di Salerno e contiene esclusivamente gli aspetti di carattere strutturale.

Esso prevede una serie di interventi, distribuiti nell'area del territorio comunale, finalizzati alla eliminazione del rischio di caduta massi, fino alla realizzazione di barriere paramassi aventi caratteristiche e proprietà tali da assicurare "l'imprigionamento" dei massi in caduta.

In particolare gli interventi indicati nel progetto sono:

- pulizia generale per l'eliminazione, previa frantumazione, dei materiali che si presentano già in precario stato di equilibrio;
- realizzazione di una stesa di reti addossate ai versanti con la funzione di contenimento e tenuta dei materiali superficiali in potenziale condizione di degrado e caduta, di pezzatura e quantità definita nella relazione geologica;
- costruzione di reti verticali e pseudo-verticali, con proprietà elastiche e sistemi di tenuta tali da garantire la completa frenata di blocchi in caduta.

I primi due tipi di intervento, indicati nelle tavole generali del progetto, non interessano aspetti di carattere strutturale. La realizzazione, invece, delle barriere paramassi è stata oggetto di verifiche per il loro dimensionamento, in relazione alle indicazioni di carattere geologico.

Dalla relazione geologica, che costituisce parte integrante del progetto, si rileva che sono state effettuate verifiche di stabilità degli ammassi rocciosi costituenti i versanti oggetto degli interventi; dette verifiche forniscono le indicazioni necessarie per il dimensionamento e le scelte delle barriere paramassi

Nella citata relazione si evidenzia che sono state eseguite verifiche lungo due superfici di scivolamento, di cui una coinvolgente la parte più superficiale dell'ammasso ed una seconda spinta fino a 10-15 m di profondità. Entrambe le condizioni di verifica tengono conto di una forza orizzontale aggiuntiva connessa con la condizione sismica del territorio comunale che ricade in area sismica di seconda categoria, con  $S=9$ .

La verifica lungo il piano di scorrimento superficiale porta a coefficienti di sicurezza 0,24, largamente scarso ed insufficiente, mentre quella effettuata lungo la superficie più profonda fornisce valori del coefficiente di 3,04.

Quanto sopra ha comportato che : **i risultati evidenziano che le principali problematiche sono connesse a fenomeni locali di caduta massi ...., mentre le caratteristiche attrittive e coesive dei terreni investigati garantiscono, con largo margine, la stabilità globale dell'intero versante.**

La relazione geologica indica che la tipologia dei massi che, allo stato attuale, possono costituire un pericolo per il loro distacco e conseguente rotolamento a valle, è caratterizzata da un volume di circa un metro cubo di materiale con peso specifico di 2200-2400 Kg/mc.

Le condizioni di velocità dei massi sono legate alle diverse posizioni e dislivelli delle varie sezioni dei versanti, cosicché sono state individuate le condizioni più gravose per le verifiche degli elementi resistenti (ved. punti seguenti).

Gli elementi oggetto delle verifiche strutturali sono riportati in dettaglio nelle specifiche relazioni di calcolo. Vengono di seguito riportate le indicazioni di sintesi, utili per un agevole esame del progetto.

### **1) Descrizione sintetica delle opere oggetto delle verifiche**

Il completo sviluppo delle verifiche è riportato nelle due relazioni di calcolo:

**RE1)** Relazione di calcolo barriera paramassi ad elevato assorbimento di energia ed a comportamento elastico ed elasto-plastico.

**RE2)** Relazione di calcolo barriera paramassi di tipo elastico, cosiddetta "verticale", nel senso che è disposta con montanti ortogonali alla pendenza del versante.

**La prima struttura** è costituita da un sistema realizzato con elementi modulari aventi 7.00 m di interasse, costituiti da puntoni di sostegno collegati a monte ed a valle da funi di ancoraggio, disposte nel piano ortogonale allo sviluppo della barriera. Un sistema di reazione e di ancoraggio garantisce l'entrata in azione di un meccanismo di funi che assicura al pannello di rete la tenuta al momento della sollecitazione prodotta dal masso. L'altezza complessiva delle reti di tenuta è di 5,00 m.

Alcuni particolari caratterizzano questo tipo di barriera. Il puntone, ad esempio, è realizzato con un vincolo di cerniera alla base e non vi sono funi diagonali nel piano della rete. Le modalità di funzionamento sono descritte nella RE1, alla quale si rimanda anche per i particolari degli schemi.

Gli elementi che costituiscono il sistema in questione sono:

- a) Puntoni di sostegno
- b) Struttura di collegamento
- c) Struttura di reazione (ancoraggi)
- d) Struttura di intercettazione (pannelli di rete)
- e) Sistema frenante

**La seconda struttura** è costituita da un sistema realizzato sempre con elementi modulari aventi interasse dei puntoni di 7,00 m. Questi sono realizzati con profilati metallici HEB 180, disposti

con asse ortogonale alla pendenza del terreno e, perciò, impropriamente detti "verticali". Le reti sono, anche in questo caso, vincolate ai puntoni con un sistema di funi, disposte anche in diagonale nel piano della rete. I tiranti di ancoraggio di monte e di valle sono diversi da quelli del caso precedente e sono realizzati con un sistema di cavi a monte che interessa due campi di reti ed è ancorato al terreno in posizione centrale rispetto allo sviluppo della rete stessa.

Le modalità di funzionamento sono descritte nella RE2, alla quale si rimanda anche per i particolari degli schemi.

Gli elementi che compongono questo tipo di barriera paramassi sono di seguito elencati e sono stati studiati nel dettaglio della RE2:

- 1) Puntoni di sostegno
- 2) Pannelli di rete
- 3) Funi di sommità e di base
- 4) Smorzatori d'impatto
- 5) Ancoraggi della base dei puntoni
- 6) Ancoraggi d'attacco delle funi
- 7) Funi di controvento di monte e laterali

## **2) Materiali utilizzati per le strutture**

Per la realizzazione degli elementi di cui alle relazioni di calcolo RE1 e RE2 sono stati previsti i seguenti materiali, riportati anche nell'apposita tabella sinottica in ciascuna delle tavole esecutive:

- Calcestruzzo per elementi di fondazione e blocchi di ancoraggio  $R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$ ;
- Acciaio per armatura degli elementi in c.a. Fe 44 k
- Acciaio per elementi metallici (tubi e profilati) Fe 360
- Acciaio per piastre Fe 360
- Bulloni ad alta resistenza classe 8.8.
- Piastre d'attrito in acciaio speciale al carbonio C70

Le funi ed i fili della rete debbono avere diametro e caratteristiche indicate in dettaglio nelle tavole di progetto e nella relazione illustrativa dei materiali.

## **3) Valori dei carichi assunti**

I carichi assunti per le verifiche dei vari elementi resistenti sono stati stabiliti con riferimento alle indicazioni riportate in premessa e collegate alle indicazioni della relazione geologica.

Nelle due relazioni di calcolo sono esplicitamente determinate tutte le caratteristiche di progetto e di verifica, per ciascun elemento resistente, determinate sulla scorta dell'ipotesi richiesta di considerare la caduta di massi di circa un metro cubo, del peso specifico di 2200-2400 Kg/mc.

#### **4) Azioni sismiche**

Il territorio comunale ricade in zona sismica di 2<sup>a</sup> categoria, con  $S=9$ . Tale condizione è stata presa in considerazione per le verifiche di stabilità globale degli ammassi, di cui alla relazione geologico-tecnica, nella quale è stata considerata una forza aggiuntiva orizzontale in sede di valutazione delle condizioni di verifica.

Nell'ambito delle verifiche delle barriere paramassi, come è indicato nelle due relazioni di calcolo, la condizione di sismicità delle aree non interviene in nessuna delle valutazioni delle azioni agenti sugli elementi resistenti.

#### **5) Schemi strutturali e criteri**

Gli schemi di calcolo adottati per la verifica dei vari elementi resistenti sono stati definiti dalle modalità di funzionamento delle due tipologie di barriera contenute nel progetto, di cui si è detto anche nei punti precedenti.

Per ciascuno degli elementi sono state individuate le caratteristiche della sollecitazione più gravose connesse con le condizioni di funzionamento.

Gli schemi elementari di calcolo sono riportati, con appositi schemi, nelle singole relazioni di calcolo. Essi considerano ed esaminano tutti i componenti del complesso reti-puntone-tiranti, le cui verifiche sono state eseguite con il metodo delle tensioni ammissibili.

**Dalla relazione RE1** relativa al sistema paramassi elasto-plastico sono desumibili i criteri adottati per il calcolo e le verifiche dei vari elementi costruttivi. In questa relazione si esaminano:

a) **Puntone di sostegno:** formati da elementi tubolari in acciaio, alti 4,50 m e posti ad interasse di 4,50 m. Alla sommità vi è il sistema di aggancio delle funi di controvento di monte, dei diagonali di monte e di valle, nonché il sistema di sostegno e sgancio dei pannelli. Alla base del tubo vi è la calotta sferica del giunto, costituente un vincolo di cerniera omnidirezionale, che collega il puntone alla fondazione, trasmettendo solo sforzo assiale.

b) **Struttura di collegamento:** formata dalle funi di controvento del puntone di sostegno e dalla fune corrente di posizionamento tesa ad assicurare il perfetto posizionamento dei pannelli di



rete rispetto ai puntoni di sostegno. Alle estremità della barriera paramassi il puntone di sostegno è collegato ad una fune di controvento laterale ancorata a circa 4,00 m da esso.

c) Struttura di intercettazione (pannelli): La struttura di intercettazione è costituita da pannelli di rete, di altezza 5,00 m e lunghezza 7,00m, con fune di orditura con diametro  $\varnothing$  10,0 mm a maglia quadrata 250x250 mm. Tali funi terminano con un'asola al cui interno scorre la fune perimetrale del pannello di rete con diametro  $\varnothing$  16,0 mm.

Allo scopo di trattenere anche gli elementi rocciosi di minore dimensione, i pannelli sono rivestiti, sul lato di monte, con una rete in filo metallico, a doppia torsione in maglia esagonale. In corrispondenza degli spigoli superiori del pannello la fune perimetrale forma due cappi i quali, prima di essere collegati al sistema frenante, passano intorno ai perni a rottura prestabilita.

d) Struttura di reazione (ancoraggi): gli ancoraggi di valle sono formati da un cavalletto in fune metallica ancorata in un foro cementato con boiaccia a 6 q.li di cemento 325 per metro cubo, con additivo antiritiro, iniettata a pressione. Gli ancoraggi di monte svolgono la doppia funzione di ancorare al terreno i controventi di monte e diagonali ed il sistema frenante della struttura di intercettazione. La fondazione dei controventi è realizzata con un cavalletto di due funi metalliche ed un asola per il collegamento alle strutture fuori terra, mentre quella del sistema frenante è formata da due cavallotti finiti con una redancia pesante da fusione a doppio foro; il tutto è cementato in un unico foro con boiaccia a 6 q.li di cemento 325 per metro cubo, con additivo antiritiro, iniettata a pressione.

e) Sistema frenante: Al fine di contenere le sollecitazioni indotte sulla struttura da un masso di roccia dotato di un'energia tale da superare il valore critico, che provoca la rottura del perno speciale con prefissate caratteristiche di resistenza a rottura, la barriera paramassi è attrezzata di un sistema frenante in grado di dissipare tale energia. Ogni elemento frenante dovrà essere tale da sviluppare una forza pari a 75 kN.

Il sistema è costituito da una fune di attrito, con diametro  $\varnothing$  16,0 mm e lunghezza utile 10,0 m (totale 11,50 m) avvolta su una puleggia di rinvio e pressata su una piastra di attrito intermedia a mezzo di due piastre serrate con bulloni M14 di classe 8.8.

**Dalla relazione RE2** si desumono i criteri adottati per il calcolo degli elementi costituenti il sistema paramassi elastico di seguito descritti:

- a) Puntoni di sostegno: formati da profilati HEB 180 disposti ad interasse di 7,00 m. Questi sono collegati per il tramite di piastre (ved. particolari) al sistema di fondazione.
- b) Pannelli di rete: formati da una maglia 200 mm x 200 mm, di dimensioni 7,00 m x 4,00 m, con una fune perimetrale e una fune di orditura.
- c) Funi correnti di sommità e di base: la fune di sommità, in corrispondenza di ciascun puntone, passa tra un profilo ed un tubo saldato al puntone; quella di base passa all'interno di semianelli.
- d) Ancoraggi alla base del puntone: costituisce l'elemento di fondazione realizzato in calcestruzzo armato (ved. part.) collegato al puntone tramite piastra ed al suolo con tirafondi in acciaio.

Le normative considerate sono:

- **Legge n. 1086 del 5/11/71:** Norme per la disciplina delle opere in c.a. normale e precompresso e a struttura metallica.
- **D.M. 9/01/96 :** Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in c.a., normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- **Ministero LL.PP. Circolare n.252 del 15/10/96:** Istruzione per l'applicazione delle Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in c.a., normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al DM 9/01/96.
- **D.M. 16/01/96:** "Norme tecniche relative ai criteri per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi".
- **Legge n. 64 del 2/02/74:** "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- **D.M. 16/01/96:** "Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- **D.M. 11/03/88:** "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni.....".
- **Ministero LL.PP del 24/09/88:** "Istruzioni riguardanti i criteri generali di progettazione delle opere di fondazione".
- **Raccomandazioni A.G.I. (1977):** Programmazione ed esecuzione di indagini geotecniche".
- **Norme CNR-UNI:** "Prove e misure di caratteristiche fisiche dei terreni".
- **Raccomandazioni A.I.C.A.P.(1983):** Ancoraggi nei terreni e nelle rocce".
- **Raccomandazioni A.G.I. (1984):** "Pali di fondazione".

## **R.M. RELAZIONE ILLUSTRATIVA DEI MATERIALI**

La presente relazione illustrativa dei materiali è posta a corredo del "progetto per il consolidamento e la sistemazione dei costoni rocciosi del Comune di Magliano Vetere", in provincia di Salerno e contiene esclusivamente gli aspetti di carattere strutturale.

Nella premessa della relazione tecnica generale sono richiamati i principali aspetti connessi con le indicazioni del progetto strutturale. Esso riguarda essenzialmente i particolari costruttivi di due tipologie di reti paramassi, descritte nelle relazioni di calcolo RE1 e RE2.

**RE1)** Relazione di calcolo barriera paramassi ad elevato assorbimento di energia ed a comportamento elastico ed elasto-plastico.

**RE2)** Relazione di calcolo barriera paramassi di tipo elastico, cosiddetta "verticale", nel senso che è disposta con montanti ortogonali alla pendenza del versante.

La prima struttura è costituita da un sistema realizzato con elementi modulari aventi 7.00 m di interasse, costituiti da puntoni di sostegno collegati a monte ed a valle da funi tirantate di ancoraggio, disposte nel piano ortogonale allo sviluppo della barriera. Un sistema di reazione e di ancoraggio garantisce l'entrata in azione di un meccanismo di funi che assicura al pannello di rete la tenuta al momento della sollecitazione prodotta dal masso. L'altezza complessiva delle reti di tenuta è di 4,50 m.

Alcuni particolari caratterizzano questo tipo di barriera. Il puntone, ad esempio, è realizzato con un vincolo di cerniera alla base e non vi sono funi diagonali nel piano della rete. Le modalità di funzionamento sono descritte nella RE1, alla quale si rimanda anche per i particolari degli schemi.

La seconda struttura è costituita da un sistema realizzato sempre con elementi modulari aventi interasse dei puntoni di 7,00 m. Questi sono realizzati con profilati metallici HEB 180, disposti con asse ortogonale alla pendenza del terreno e, perciò, impropriamente detti "verticali". Le reti sono, anche in questo caso, vincolate ai puntoni con un sistema di funi, disposte anche in diagonale nel piano della rete. I tiranti di ancoraggio di monte e di valle sono diversi da quelli del caso precedente e sono realizzati con un sistema di cavi a monte che interessa due campi di reti ed è ancorato al terreno in posizione centrale rispetto allo sviluppo della rete stessa.

Le modalità di funzionamento sono descritte nella RE2, alla quale si rimanda anche per i particolari degli schemi.

Dalla relazione geologica, che costituisce parte integrante del progetto, si rileva che sono state effettuate verifiche di stabilità degli ammassi rocciosi costituenti i versanti oggetto degli interventi; dette verifiche forniscono le indicazioni necessarie per il dimensionamento e le scelte delle barriere paramassi.

Nella citata relazione si evidenzia che sono state eseguite verifiche lungo due superfici di scivolamento, di cui una coinvolgente la parte più superficiale dell'ammasso ed una seconda

spinta fino a 10-15 m di profondità. Entrambe le condizioni di verifica tengono conto di una forza orizzontale aggiuntiva connessa con la condizione sismica del territorio comunale che ricade in area sismica di seconda categoria, con  $S=9$ .

La verifica lungo il piano di scorrimento superficiale porta a coefficienti di sicurezza 0,24, largamente scarso ed insufficiente, mentre quella effettuata lungo la superficie più profonda fornisce valori del coefficiente di 3,04.

Quanto sopra ha comportato che : **i risultati evidenziano che le principali problematiche sono connesse a fenomeni locali di caduta massi ...., mentre le caratteristiche attritive e coesive dei terreni investigati garantiscono, con largo margine, la stabilità globale dell'intero versante.**

La relazione geologica indica che la tipologia dei massi che, allo stato attuale, possono costituire un pericolo per il loro distacco e conseguente rotolamento a valle, è caratterizzata da un volume di circa un metro cubo di materiale con peso specifico di 2200-2400 Kg/mc.

Le condizioni di velocità dei massi sono legate alle diverse posizioni e dislivelli delle varie sezioni dei versanti, cosicché sono state individuate le condizioni più gravose per le verifiche degli elementi resistenti (ved. punti seguenti).

Gli elementi oggetto delle verifiche strutturali sono riportati in dettaglio nelle specifiche relazioni di calcolo. Vengono di seguito riportate le indicazioni di sintesi, utili per un agevole esame del progetto.

### **1) Materiali prescritti per la costruzione delle strutture**

Per la realizzazione degli elementi di cui alle relazioni di calcolo RE1 e RE2 sono stati previsti i seguenti materiali, riportati anche nell'apposita tabella sinottica in ciascuna delle tavole esecutive:

- Calcestruzzo per elementi di fondazione	Rck $\geq$ 35 N/mm <sup>2</sup> ;
- Acciaio ad aderenza migliorata	Fe B 44 k
- Acciaio liscio	Fe B 22 K
- Acciaio per elementi metallici (tubi e profilati)	Fe 360
- Acciaio per piastre	Fe 360
- Piastra di attrito in acciaio al carbonio	C 70
- Bulloni ad alta resistenza classe 8.8.	

N.B. Le caratteristiche delle funi e delle reti, nonché la resistenza a rottura per trazione sono indicate con dettaglio nel punto corrispondente delle relazioni di calcolo RE1 e RE2.

## **2) Valori dei carichi assunti**

I carichi assunti per le verifiche dei vari elementi resistenti sono stati stabiliti con riferimento alle indicazioni riportate in premessa e collegate alle indicazioni della relazione geologica.

Nelle due relazioni di calcolo sono esplicitamente determinate tutte le caratteristiche di progetto e di verifica, per ciascun elemento resistente, determinate sulla scorta dell'ipotesi richiesta di considerare la caduta di massi di circa un metro cubo, del peso specifico di 2200-2400 Kg/mc.

## **3) Azioni sismiche**

Il territorio comunale ricade in zona sismica di 2<sup>a</sup> categoria, con S=9. Tale condizione è stata presa in considerazione per le verifiche di stabilità globale degli ammassi, di cui alla relazione geologico-tecnica, nella quale è stata considerata una forza aggiuntiva orizzontale in sede di valutazione delle condizioni di verifica.

Nell'ambito delle verifiche delle barriere paramassi, come è indicato nelle due relazioni di calcolo, la condizione di sismicità delle aree non interviene in nessuna delle valutazioni delle azioni agenti sugli elementi resistenti.

## **4) Schemi strutturali e criteri**

Gli schemi di calcolo adottati per la verifica dei vari elementi resistenti sono stati definiti dalle modalità di funzionamento delle due tipologie di barriera contenute nel progetto.

Per ciascuno degli elementi sono state individuate le caratteristiche della sollecitazione più gravosa connesse con le condizioni di funzionamento.

Gli schemi elementari di calcolo sono riportati, con appositi schemi, nelle singole relazioni di calcolo. Essi considerano ed esaminano tutti i componenti del complesso reti-puntoni-tirantile cui verifiche sono state eseguite con il metodo delle tensioni ammissibili.

Le normative considerate sono:

- **Legge n. 1086 del 5/11/71**: Norme per la disciplina delle opere in c.a. normale e precompresso e a struttura metallica.
- **D.M. 9/01/96** : Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in c.a., normale e precompresso e per le strutture metalliche".

- **Ministero LL.PP. Circolare n.252 del 15/10/96:** Istruzione per l'applicazione delle Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in c.a., normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al DM 9/01/96.
- **D.M. 16/01/96:** "Norme tecniche relative ai criteri per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi".
- **Legge n. 64 del 2/02/74:** "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- D.M. 16/01/96:** "Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- D.M. 11/03/88:** "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni.....".
- **Ministero LL.PP del 24/09/88:** "Istruzioni riguardanti i criteri generali di progettazione delle opere di fondazione".
- **Raccomandazioni A.G.I. (1977):** Programmazione ed esecuzione di indagini geotecniche".
- **Norme CNR-UNI:** "Prove e misure di caratteristiche fisiche dei terreni".
- **Raccomandazioni A.I.C.A.P.(1983):** Ancoraggi nei terreni e nelle rocce".
- **Raccomandazioni A.G.I. (1984):** "Pali di fondazione".

## INDICE RELAZIONE RE1

### BARRIERA PARAMASSI AD ELEVATO ASSORBIMENTO DI ENERGIA ED A COMPORTAMENTO ELASTICO-PLASTICO

1. DESCRIZIONE
  - 1.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE
  - 1.2 PUNTONI DI SOSTEGNO
  - 1.3 STRUTTURA DI COLLEGAMENTO
  - 1.4 STRUTTURA DI INTERCETTAZIONE "PANNELLI DI RETE"
  - 1.5 STRUTTURA DI REAZIONE "ANCORAGGI"
  - 1.6 SISTEMA FRENANTE
  
2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
  - 2.1 PUNTONI DI SOSTEGNO
  - 2.2 STRUTTURA DI COLLEGAMENTO, DI REAZIONE E DI INTERCETTAZIONE
  - 2.3 SISTEMA FRENANTE
  
3. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI
  - 3.1 CALCOLO DELLE MASSIME SOLLECITAZIONI NEL PUNTONE DI SOSTEGNO E NEL SISTEMA DI COLLEGAMENTO
    - 3.1.1 DIMENSIONI GEOMETRICHE DELLA STRUTTURA
    - 3.1.2 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI
  - 3.2 CALCOLO DELLE MASSIME SOLLECITAZIONI NELLA STRUTTURA DI REAZIONE "ANCORAGGI"
  - 3.3 CALCOLO DELLE MASSIME SOLLECITAZIONI DEL SISTEMA FRENANTE, DELLE FUNI DI COLLEGAMENTO DI SOMMITA' E DI BASE DEL PANNELLO DI RETE E DELLA STRUTTURA DI REAZIONE "ANCORAGGIO DI MONTE"
  
4. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI
  - 4.1 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE FUNI
  - 4.2 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEL PUNTONE DI SOSTEGNO
  
5. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE FONDAZIONI
  - 5.1 ANCORAGGI DI VALLE
    - 5.1.1 CALCOLO DELLA LUNGHEZZA DELLE FUNI DI ANCORAGGIO
    - 5.1.2 VERIFICA ALLO SFILAMENTO DELL'ANCORAGGIO
  - 5.2 ANCORAGGI DI MONTE
    - 5.2.1 CALCOLO DELLA LUNGHEZZA DELLE FUNI DI ANCORAGGIO DEI CONTROVENTI DI MONTE E DIAGONALI
    - 5.2.2 CALCOLO DELLA LUNGHEZZA DELLE FUNI DI ANCORAGGIO DEL SISTEMA FRENANTE
    - 5.2.3 VERIFICA ALLO SFILAMENTO DELL'ANCORAGGIO DI MONTE
  
- 5.3 FONDAZIONE DEL PUNTONE DI SOSTEGNO
  
6. ENERGIA DISSIPATA

## **RE1) BARRIERA PARAMASSI AD ELEVATO ASSORBIMENTO DI ENERGIA ED A COMPORTAMENTO ELASTICO-PLASTICO**

Da quanto si evince dalla Relazione Geologico-Tecnica, il versante roccioso in esame, pur presentando caratteristiche tali da garantire una sostanziale stabilità globale, per effetto delle discontinuità nel sistema di fratturazione principale e secondario è interessato da locali fenomeni di caduta massi.

### **1. DESCRIZIONE**

Al fine di evitare che volumi di roccia, di cospicue dimensioni ed elevata velocità di spostamento, possano investire le abitazioni e le infrastrutture poste a valle del versante montuoso in esame, è necessaria la messa in opera di barriera paramassi ad elevato assorbimento di energia.

Questo tipo di barriera paramassi è caratterizzata da un comportamento elasto-plastico esplicito in due distinte condizioni di funzionamento, la prima in campo elastico, anteriore al verificarsi di un impatto cosiddetto "critico" che provoca il passaggio alla seconda fase in cui si manifesta la plasticizzazione, ovvero la rottura di alcuni elementi strutturali. Anche in quest'ultima fase questo tipo di barriera paramassi è capace di svolgere la sua funzione di trattenimento dei blocchi di roccia staccatisi dal versante.

La barriera paramassi elasto-plastica è una struttura modulare costituita, nelle sue parti essenziali, da:

1. Puntoni di sostegno;
2. Struttura di collegamento;
3. Struttura di reazione "ancoraggi";
4. Struttura di intercettazione "pannelli di rete";
5. Sistema frenante.

#### **1.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE**

Le caratteristiche geometriche delle barriere paramassi ad elevato assorbimento di energia, presa in considerazione nella presente "Relazione di calcolo e verifiche" sono:

- Altezza di intercettazione 4,50 m.
- Pannello di rete con altezza 5,00 m. e lunghezza 7,00 m. (35,00 mq.)



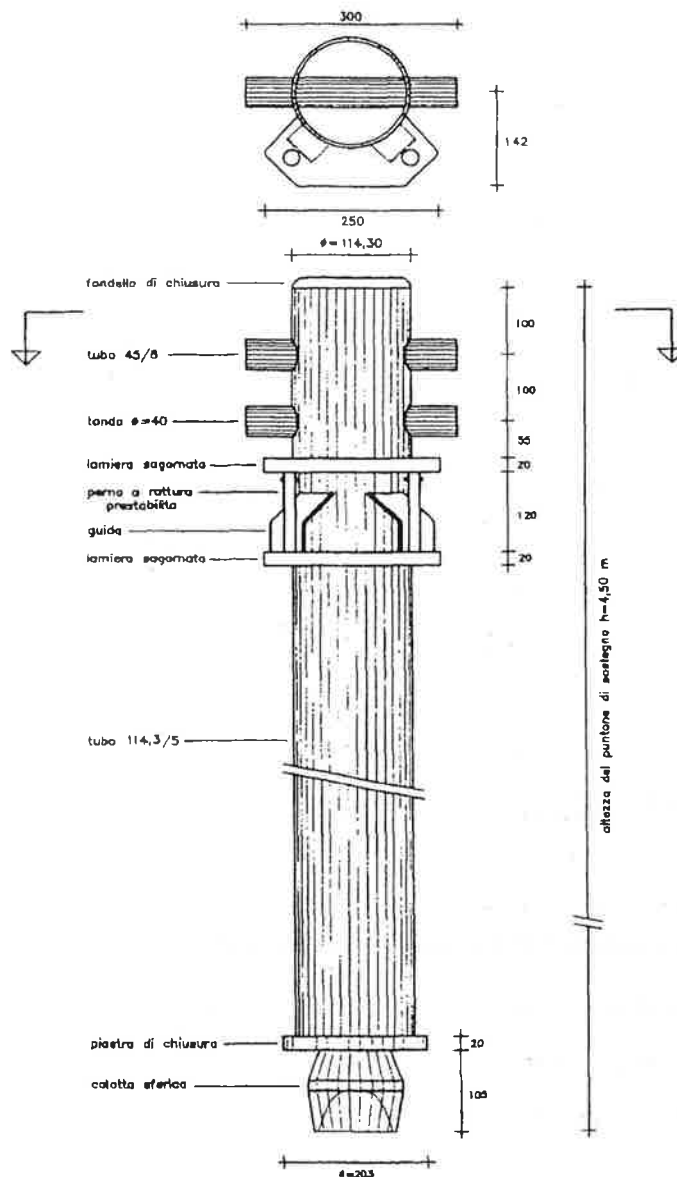
- Interasse tra i puntone di sostegno 7,00 m.

## 1.2 PUNTONI DI SOSTEGNO

I puntone di sostegno sono formati da elementi tubolari in acciaio alti 4,50 m e disposti ad un interasse di 7,00 m.

Alla sommità del tubo è posto il sistema di aggancio delle funi di controvento di monte, diagonali di monte e di valle, nonché il sistema di sostegno e sgancio del pannello di rete. Tale sistema è formato da due lamiere sagomate parallele e da due perni passanti verticali a rottura prestabilita.

Alla base del tubo è posta la calotta sferica del giunto anidirezionale che collega il puntone di sostegno alla sua fondazione.

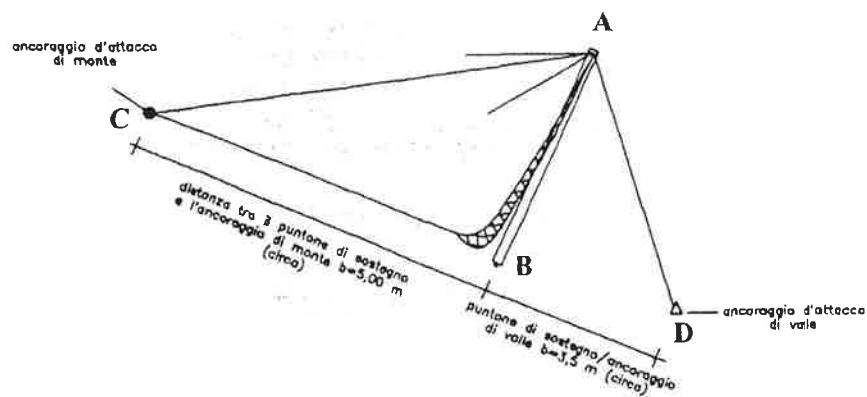
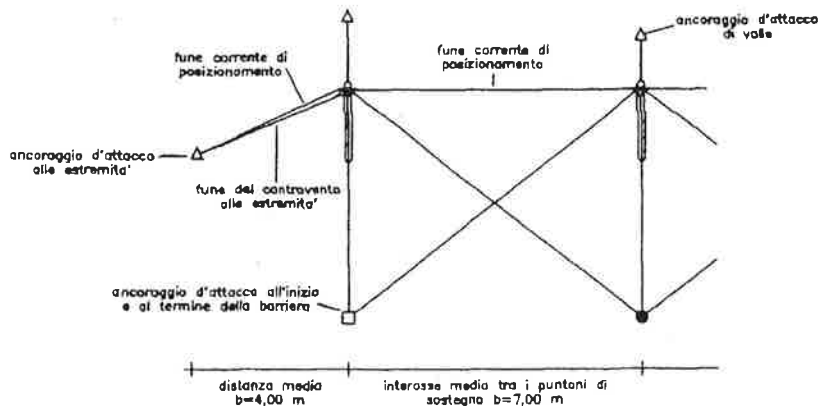
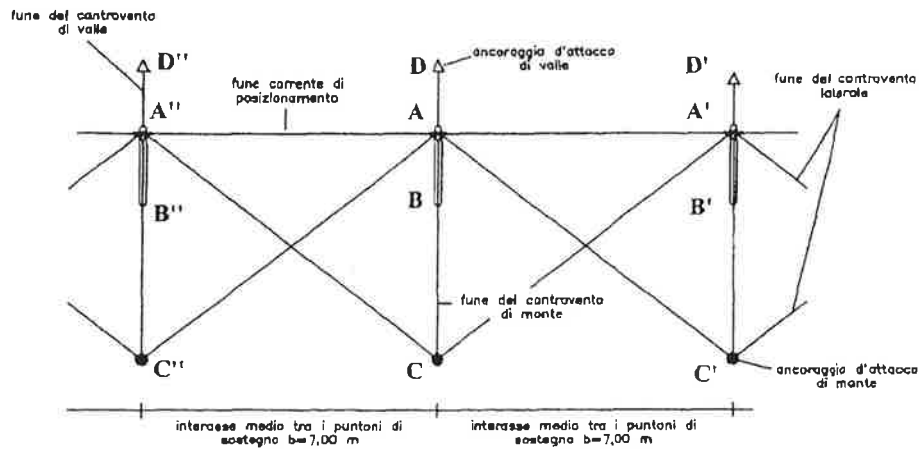


### 1.3 STRUTTURA DI COLLEGAMENTO

La struttura di collegamento è formata dalle funi di controvento del puntone di sostegno e dalla fune corrente di posizionamento tesa ad assicurare il perfetto posizionamento dei pannelli di rete rispetto ai puntoni di sostegno.

Alle estremità della barriera paramassi il puntone di sostegno è collegato ad una fune di controvento laterale ancorata a circa 4,00 m da esso.

Schema di funzionamento

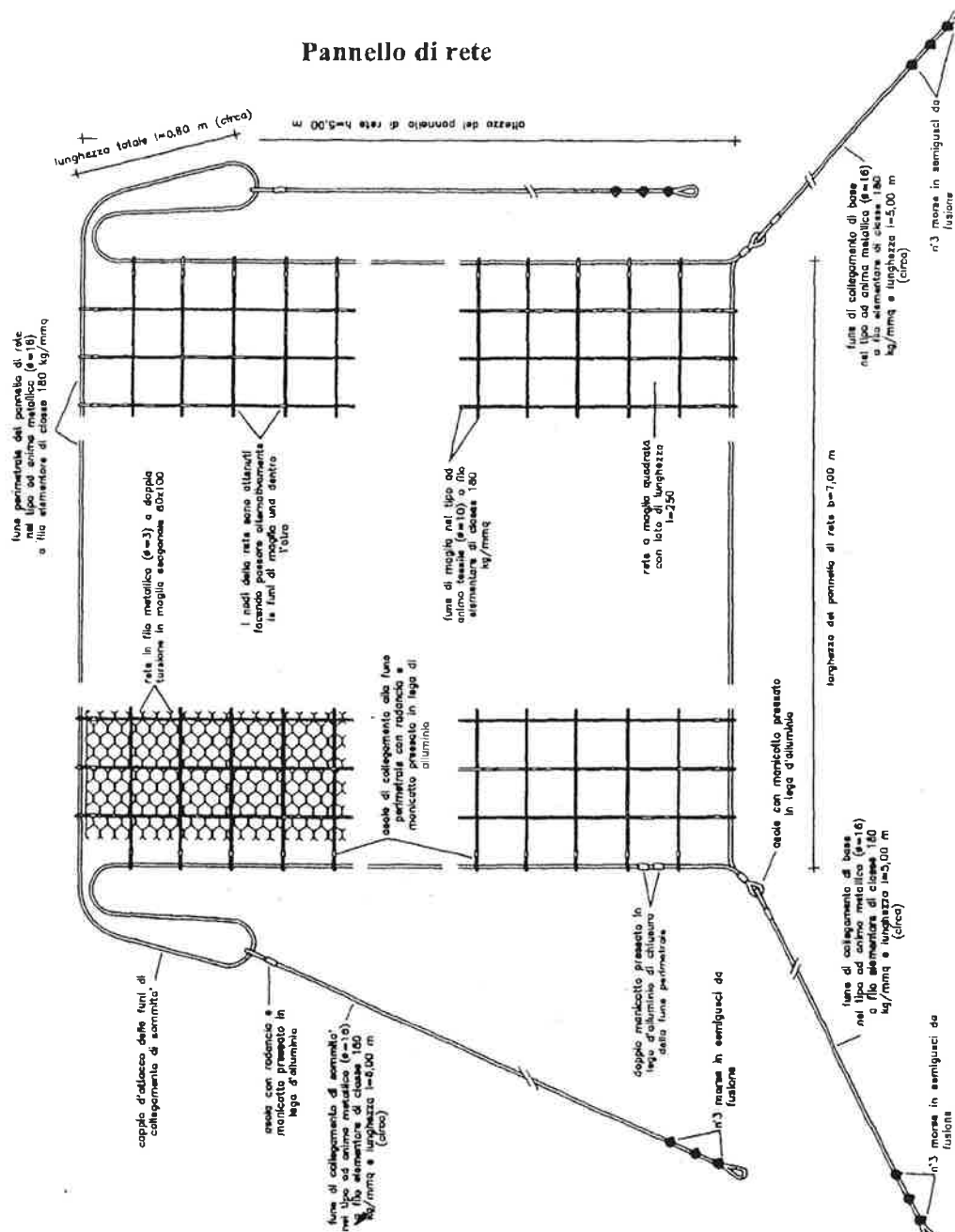


## 1.4 STRUTTURA DI INTERCETTAZIONE "PANNELLI DI RETE"

La struttura di intercettazione è costituita da pannelli di rete, di altezza 5,00 m e lunghezza 7,00m, con fune di orditura con diametro  $\varnothing$  10,0 mm a maglia quadrata 250x250 mm. Tali funi terminano con un'asola al cui interno scorre la fune perimetrale del pannello di rete con diametro  $\varnothing$  16,0 mm.

Allo scopo di trattenere anche gli elementi rocciosi di minore dimensione, i pannelli sono rivestiti, sul lato di monte, con una rete in filo metallico, a doppia torsione in maglia esagonale.

In corrispondenza degli spigoli superiori del pannello la fune perimetrale forma due cappi i quali, prima di essere collegati al sistema frenante, passano intorno ai perni a rottura prestabilita.



## 1.5 STRUTTURA DI REAZIONE "ANCORAGGI"

Gli ancoraggi di valle sono formati da un cavalletto in fune metallica ancorata in un foro cementato con boiaccia a 6 q.li di cemento 325 per metro cubo, con additivo antiritiro, iniettata a pressione.

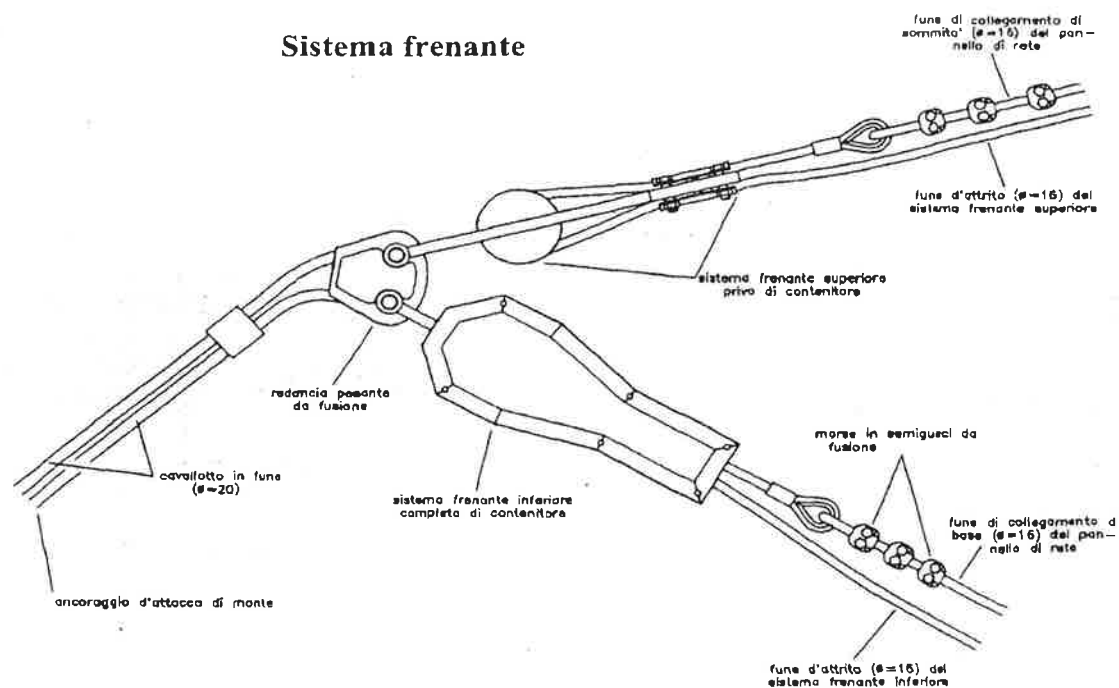
Gli ancoraggi di monte svolgono la doppia funzione di ancorare al terreno i controventi di monte e diagonali ed il sistema frenante della struttura di intercettazione.

La fondazione dei controventi è realizzata con un cavalletto di due funi metalliche ed un asola per il collegamento alle strutture fuori terra, mentre quella del sistema frenante è formata da due cavallotti finiti con una redancia pesante da fusione a doppio foro; il tutto è cementato in un unico foro con boiaccia a 6 q.li di cemento 325 per metro cubo, con additivo antiritiro, iniettata a pressione.

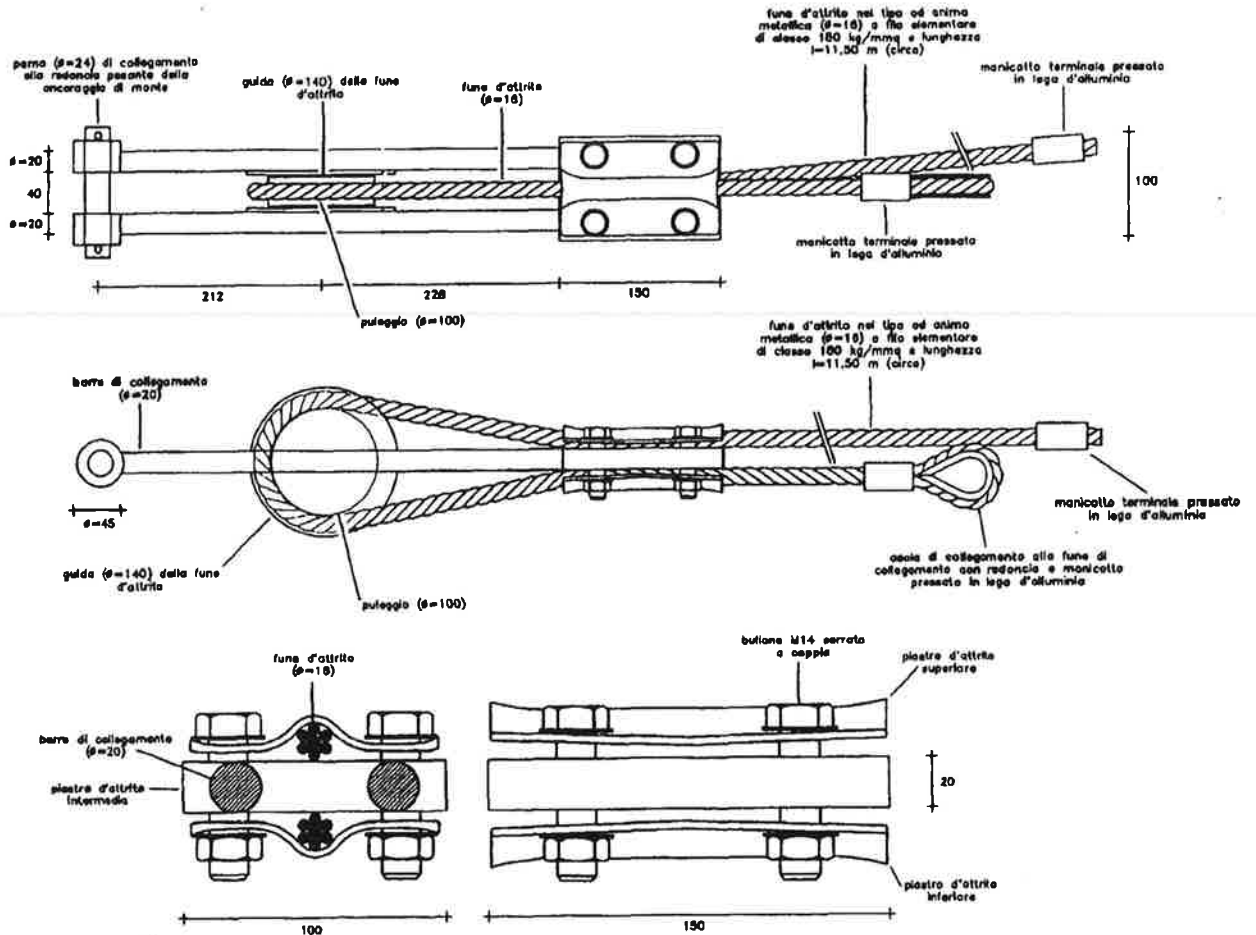
## 1.6 SISTEMA FRENANTE

Al fine di contenere le sollecitazioni indotte sulla struttura da un masso di roccia dotato di un'energia tale da superare il valore critico, che provoca la rottura del perno speciale con prefissate caratteristiche di resistenza a rottura, la barriera paramassi è attrezzata di un sistema frenante in grado di dissipare tale energia. Ogni elemento frenante dovrà essere tale da sviluppare una forza pari a 75 kN.

Il sistema è costituito da una fune di attrito, con diametro  $\varnothing$  16,0 mm e lunghezza utile 10,0 m (totale 11,50 m) avvolta su una puleggia di rinvio e pressata su una piastra di attrito intermedia a mezzo di due piastre serrate con bulloni M14 di classe 8.8.



## Particolari del sistema frenante



## 2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 2.1 PUNTONI DI SOSTEGNO

- Tubo in acciaio Fe 360
 

$f_t \geq 360$	$[N/mm^2] \equiv [Mpa]$	Tensione di rottura a trazione
$f_y \geq 235$	$[N/mm^2] \equiv [Mpa]$	Tensione di snervamento
$\sigma_{d amm} = 160$	$[N/mm^2] \equiv [Mpa]$	Tensione ammissibile
$\epsilon_t \geq 24$		Allungamento % a rottura
- Piastre in acciaio Fe 360
 

$340 \leq f_t \leq 470$	$[N/mm^2] \equiv [Mpa]$	Tensione di rottura a trazione
$f_y \geq 235$	$[N/mm^2] \equiv [Mpa]$	Tensione di snervamento
Kv	$-20^\circ + 20^\circ C \geq 27 [J]$	Resilienza
$\epsilon_t \geq 24$		Allungamento % a rottura
- Calcestruzzo
 

Rck $\geq 35$	$[N/mm^2] \equiv [Mpa]$	Tensione a compressione
---------------	-------------------------	-------------------------
- Boiaccia a 6 q.li di cemento 325 per metro cubo, con additivo antiritiro

- Acciaio Fe B 44 k:  
 Barre ad aderenza migliorata
 

$f_t \geq 540$	$[N/mm^2] \equiv [Mpa]$	Tensione di rottura a trazione
$f_y \geq 430$	$[N/mm^2] \equiv [Mpa]$	Tensione di snervamento
$\sigma_{d\text{ amm}} = 220$	$[N/mm^2] \equiv [Mpa]$	Tensione ammissibile
$A_5 \geq 12$		Allungamento % a rottura
  
- Acciaio Fe B 22 k:  
 Barre tonde lisce
 

$f_t \geq 335$	$[N/mm^2] \equiv [Mpa]$	Tensione di rottura a trazione
$f_y \geq 215$	$[N/mm^2] \equiv [Mpa]$	Tensione di snervamento
$\sigma_{d\text{ amm}} = 110$	$[N/mm^2] \equiv [Mpa]$	Tensione ammissibile
$A_5 \geq 24$		Allungamento % a rottura

## 2.2 STRUTTURA DI COLLEGAMENTO, DI REAZIONE E DI INTERCETTAZIONE

- Rete in filo metallico (acciaio dolce ricotto 39,0/51,0 kg/mm<sup>2</sup>)  
 con zincature (zincatura pesante UNI 8018)  
 e diametro  $\varnothing$  3,0 mm (J.d.P. n° 17)  
 a doppia torsione in maglia esagonale 80x100 mm
  
- Fune ad anima tessile per la maglia dei pannelli della rete d'intercettazione  
 $\varnothing$  10 mm  $N_t \geq 63$  kN Resistenza a rottura per trazione
  
- Fune ad anima metallica
 

$\varnothing$ 12 mm	$N_t \geq 96$ kN	Resistenza a rottura per trazione
$\varnothing$ 14 mm	$N_t \geq 131$ kN	Resistenza a rottura per trazione
$\varnothing$ 16 mm	$N_t \geq 170$ kN	Resistenza a rottura per trazione
$\varnothing$ 18 mm	$N_t \geq 266$ kN	Resistenza a rottura per trazione

## 2.3 SISTEMA FRENANTE

- Piastra d'attrito in acciaio speciale al carbonio C 70  
 $f_y \geq 550$   $[N/mm^2] \equiv [Mpa]$  Tensione di snervamento
  
- Piastre in acciaio Fe 360
 

$340 \leq f_t \leq 470$	$[N/mm^2] \equiv [Mpa]$	Tensione di rottura a trazione
$f_y \geq 235$	$[N/mm^2] \equiv [Mpa]$	Tensione di snervamento
Kv	$-20^\circ \div +20^\circ$ C $\geq 27$ [J]	Resilienza
$\epsilon_t \geq 24$		Allungamento % a rottura
  
- Fune ad anima metallica  
 $\varnothing$  16 mm  $N_t \geq 170$  kN Resistenza a rottura per trazione
  
- Bulloni ad alta resistenza di classe 8.8 in materiale rispondente UNI EN 20898/1
 

$f_t \geq 800$	$[N/mm^2] \equiv [Mpa]$	Tensione di rottura a trazione
$f_y \geq 640$	$[N/mm^2] \equiv [Mpa]$	Tensione di snervamento
$\sigma_{b\text{ amm}} = 373$	$[N/mm^2] \equiv [Mpa]$	Tensione normale ammissibile
$\tau_{b\text{ amm}} = 264$	$[N/mm^2] \equiv [Mpa]$	Tensione tangenziale ammissibile
$f_{d,N} = f_t \cdot 0,7 = 560$	$[N/mm^2] \equiv [Mpa]$	Resistenza di calcolo a trazione
$f_{d,V} = f_{d,N} / \sqrt{2} = 396$	$[N/mm^2] \equiv [Mpa]$	Resistenza di calcolo a taglio
  
- Dadi ad alta resistenza di classe 8 in materiale rispondente UNI 3740/4<sup>a</sup>

### 3. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

La barriera paramassi elasto-plastica è provvista di un sistema di sgancio del pannello di rete, dal puntone di sostegno, a seguito della rottura di un perno speciale, con prefissate caratteristiche di resistenza a rottura, provocata dall'urto di un masso con energia superiore ad un valore di soglia detto "critico".

Pertanto, il calcolo delle sollecitazioni negli elementi che compongono la barriera paramassi è stato effettuato nelle due distinte condizioni di funzionamento:

- I) prima dello sgancio – fase in cui lavorano tutti gli elementi della barriera;
- II) a sgancio avvenuto – fase in cui ad essere sollecitate sono solo i pannelli di rete con i relativi sistemi frenanti. In questa fase si ottiene la massima disposizione di energia, per effetto dell'attrito delle funi nei morsetti dei sistemi frenanti ( $E_{dissipata} = \text{Corsa}_{funi} \times F_{frenante}$ ).

#### 3.1 CALCOLO DELLE MASSIME SOLLECITAZIONI NEL PUNTONE DI SOSTEGNO E NEL SISTEMA DI COLLEGAMENTO

Le sollecitazioni massime per il puntone di sostegno e per l'intero sistema di collegamento, costituito dai tiranti di valle e di monte e dalle diagonali di monte, si ottengono al verificarsi dell'impatto critico, ovvero quando la forza d'impatto del masso roccioso nella rete è tale da provocare la rottura del perno speciale con caratteristiche prestabilite di resistenza a rottura.

Quindi, la prima variabile da fissare è la massima resistenza apposta dal perno a rottura prestabilita, superata la quale, la barriera entra nella seconda fase del suo comportamento, chiudendo "a sacco" il pannello di rete intorno al masso e smorzando l'energia cinetica da esso posseduta con l'entrata in funzione del sistema frenante.

Il perno utilizzato è un tondo liscio in acciaio Fe B 22 K con diametro nominale  $\varnothing 12$  mm (diametro effettivo  $\varnothing 11,76$  mm;  $A_f = 108$  mm<sup>2</sup>) con tensione caratteristica di rottura per trazione  $f_{tk} = 335$  [N/mm<sup>2</sup>] e resistenza a rottura per taglio  $\tau_{tk} = 236$  [N/mm<sup>2</sup>].

La forza di taglio tale da tranciare il perno è pertanto, stimata in  $T = 23$  kN.

Un'altra variabile da determinare per procedere al calcolo delle sollecitazioni è l'angolo formato dalla fune di bordo del pannello di rete con il piano dei puntoni di sostegno, al momento dell'impatto del masso. Questo dipende dalla posizione del punto di contatto, dalla deformazione lasca della fune perimetrale del pannello di rete, dovuta alla lunghezza del cappio ( $l = 0,80$  m), e dalla deformazione elastica della stessa fune.

Nel caso in esame, per l'angolo  $\alpha$ , verrà adottato il valore minimo, ovvero  $\alpha = 10^\circ$  ottenuto solo dalla deformazione lasca, ed il valore massimo  $\alpha = 37^\circ$  ottenuto sommando tutti i contributi di deformazione. Con  $\alpha = 10^\circ$  si otterranno le massime sollecitazioni nel controvento di valle e nel

suo sistema di ancoraggio, mentre con  $\alpha = 37^\circ$  si otterranno le massime sollecitazioni nei controventi di monte e diagonali di monte, nel puntone di sostegno e nella sua struttura di fondazione.

Nel seguito, si farà riferimento ad un masso con forza impattante  $F_c$  e punto di azione il centro del pannello di rete, in quanto, la variabilità del punto di azione del masso sarà preso in considerazione con la doppia condizione di variazione dell'angolo  $\alpha$ .

### 3.1.1 DIMENSIONI GEOMETRICHE DELLA STRUTTURA

$$AB = 4,50 \text{ m.}$$

$$BC = 5,00 \text{ m.}$$

$$BD = 3,50 \text{ m.}$$

$$AA' = 7,00 \text{ m.}$$

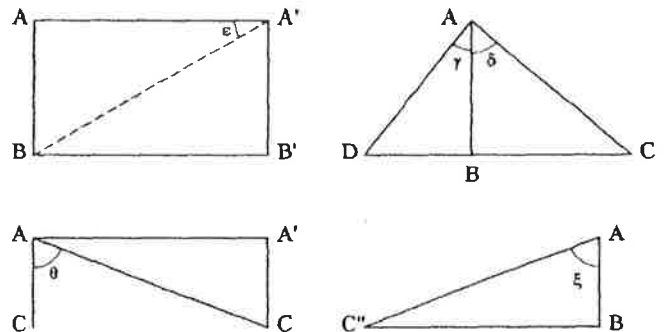
$$\delta = \text{arctag } BC/AB = 48,01^\circ$$

$$\varepsilon = \text{arctag } AB/AA' = 32,74^\circ$$

$$\theta = \text{arctag } AA'/BC = 54,46^\circ$$

$$\gamma = \text{arctag } BD/AB = 37,87^\circ$$

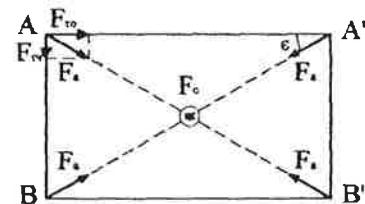
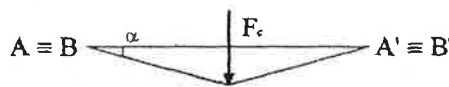
$$\xi = \text{arctag } BC''/AB = \text{arctag } BC/(\cos \theta \times AB) = 62,38^\circ$$



### 3.1.2 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

La forza  $F_c$  per effetto della rete del sistema di intercettazione si trasmette ai quattro vertici del pannello, dove la stessa rete è vincolata e può reagire all'urto.

$$F_a = F_c/4 \times \text{sen } \alpha$$



Le componenti di  $F_a$  che agiscono nella fune perimetrale del pannello sono così ottenute:

$$F_{to} = F_a \cos \varepsilon$$

$$F_{tv} = F_a \text{sen } \varepsilon$$



$$\begin{aligned} F_{rv} &= 10.288 \text{ N} \\ F_c &= 13.213 \text{ N} \end{aligned}$$

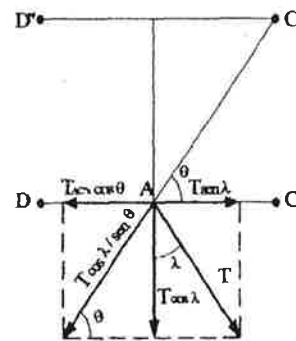
Per  $\alpha = 37^\circ$  e  $T = 23.000 \text{ N}$

$$\begin{aligned} \lambda &= 37,80^\circ \\ F_a &= 27.056 \text{ N} \\ \mathbf{F_{cm}} &= \mathbf{37.389 \text{ N}} \\ F_{cmv} &= 25.013 \text{ N} \\ F_{ro} &= 22.757 \text{ N} \\ F_{rv} &= 14.632 \text{ N} \\ \mathbf{F_c} &= \mathbf{65.129 \text{ N}} \end{aligned}$$

A questo punto è finalmente determinabile lo stato di sollecitazione massima a cui sono soggetti i controventi di valle e le diagonali di monte.

Sempre dalle equazioni di equilibrio nel piano ortogonale al puntone si ha:

$$\begin{aligned} T_{AC''_o} &= T \cos \lambda / \sin \theta \\ T_{AD_o} &= T \sin \lambda + T_{AC''_o} \cos \theta = \\ T_{AD_o} &= T (\sin \lambda + \cos \lambda \cos \theta / \sin \theta) = \\ T_{AD_o} &= T (\sin \lambda + \cos \lambda / \operatorname{tg} \theta) \end{aligned}$$

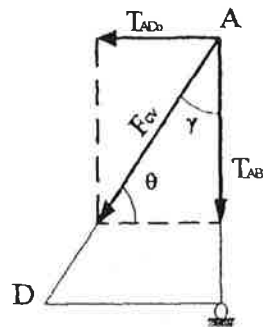


Dall'equilibrio nel piano ortogonale alla barriera paramassi e passante per il puntone si ha:

$$\begin{aligned} F_{cv} &= T_{AD_o} / \sin \gamma \\ T_{AB1} &= T_{cv} \cos \gamma \end{aligned}$$

Per  $\alpha = 10^\circ$  e  $T = 13.000 \text{ N}$

$$\begin{aligned} T_{AD_o} &= 28.011 \text{ N} \\ T_{AC''_o} &= 19.364 \text{ N} \\ \mathbf{F_{cv}} &= \mathbf{46.139 \text{ N}} \\ T_{AB1} &= 36.422 \text{ N} \end{aligned}$$



Per  $\alpha = 37^\circ$  e  $T = 23.000 \text{ N}$

$$\begin{aligned} T_{AD_o} &= 27.079 \text{ N} \\ T_{AC''_o} &= 22.334 \text{ N} \\ F_{cv} &= 44.112 \text{ N} \\ T_{AB1} &= 34.822 \text{ N} \end{aligned}$$

Il calcolo della massima sollecitazione che deve sopportare il controvento diagonale di monte, si effettua impostando le equazioni dell'equilibrio nel piano verticale contenente il controvento stesso.

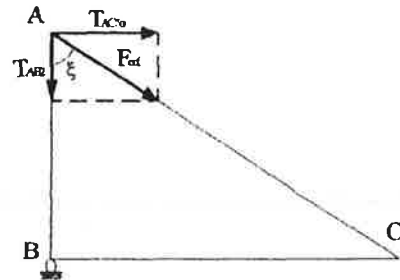
$$\begin{aligned} F_{cd} &= T_{AC'} / \sin \xi \\ T_{AB2} &= F_{cd} \cos \xi \end{aligned}$$

Per  $\alpha = 10^\circ$  e  $T = 23.000$  N

$$\begin{aligned} F_{cd} &= 21.854 \text{ N} \\ T_{AB2} &= 10.132 \text{ N} \end{aligned}$$

Per  $\alpha = 37^\circ$  e  $T = 23.000$  N

$$\begin{aligned} F_{cd} &= 25.206 \text{ N} \\ T_{AB2} &= 11.686 \text{ N} \end{aligned}$$



L'azione di compressione a cui è soggetto il puntone di sostegno, per effetto dell'impatto di una forza  $F_c$  in un pannello di rete, è ottenuta sommando le componenti delle azioni sui controventi di monte, di valle e diagonale di monte.

$$N_p = F_{cvv} + T_{ab1} + T_{ab2}$$

Per  $\alpha = 10^\circ$  e  $T = 23.000$  N

$$N_p = 64.141 \text{ N}$$

Per  $\alpha = 37^\circ$  e  $T = 23.000$  N

$$N_p = \underline{71.521 \text{ N}}$$

### 3.2 CALCOLO DELLE MASSIME SOLLECITAZIONI NELLA STRUTTURA DI REAZIONE "ANCORAGGI"

La struttura di ancoraggio dei controventi dei puntoni di sostegno è sottoposta alle sollecitazioni massime al verificarsi dell'impatto critico, ovvero alla rottura del perno che fa sganciare il pannello di rete dalla sommità del puntone.

Quindi, imponendo l'equilibrio lungo l'asse dei controventi si ha:

$$\begin{aligned} \text{- per il controvento di valle} \quad R_v = F_{cv} \quad & \text{per } \alpha = 10^\circ \quad R_v = \underline{46.139 \text{ N}} \\ & \text{per } \alpha = 37^\circ \quad R_v = 44.112 \text{ N} \end{aligned}$$

- per il controvento di monte	$R_M = F_{cm}$	per $\alpha = 10^\circ$	$R_M = 26.288 \text{ N}$
		per $\alpha = 37^\circ$	$R_M = \underline{37.389 \text{ N}}$
- per il controvento diagonale	$R_D = F_{cd}$	per $\alpha = 10^\circ$	$R_D = 21.854 \text{ N}$
		per $\alpha = 37^\circ$	$R_D = \underline{25.206 \text{ N}}$

Mentre nella struttura di ancoraggio del controvento di valle converge solo quest'ultimo, in quella di monte, confluiscono sia i controventi di monte e diagonale che le funi di sommità e di base del pannello di rete, per il tramite del sistema frenante. Sarà, quindi, necessario verificare se la massima sollecitazione si riscontra prima o dopo del verificarsi dell'evento critico.

L'azione massima nella prima fase del comportamento della barriera paramassi è pari a:

$$R_1 = R_M + R_D$$

$$\begin{aligned} \text{per } \alpha = 10^\circ & R_1 = 48.142 \text{ N} \\ \text{per } \alpha = 37^\circ & R_1 = \underline{62.595 \text{ N}} \end{aligned}$$

### 3.3 CALCOLO DELLE MASSIME SOLLECITAZIONI DEL SISTEMA FRENANTE, DELLE FUNI DI COLLEGAMENTO DI SOMMITÀ' E DI BASE DEL PANNELLO DI RETE E DELLA STRUTTURA DI REAZIONE "ANCORAGGIO DI MONTE"

Dopo lo sgancio del pannello di rete per effetto della recisione del perno a rottura prestabilita, il puntone di sostegno e la struttura di collegamento risultano scarichi, mentre, sono sollecitate le funi di collegamento, di sommità e di base, del pannello di rete. Queste ultime possono essere sottoposte ad una sollecitazione massima pari alla forza frenante nominale del sistema di dissipazione di energia.

Tale forza frenante dipende, a sua volta, oltre che dalle caratteristiche proprie del sistema frenante utilizzato, dalla coppia di serraggio dei bulloni della piastra di attrito su cui è vincolata la fune di attrito che collega il pannello di rete al sistema frenante.

Il sistema frenante, in precedenza illustrato e descritto (ved. par. 1.6 della presente relazione), dovrà essere tale da lavorare in sicurezza sviluppando una forza frenante pari a 75.000 N.

A seguito di questa ipotesi le massime sollecitazioni che possono interessare le funi di collegamento, di sommità e di base, del pannello di rete saranno:

$$F_{fs} = F_{fb} = \underline{75.000 \text{ N}}$$

mentre al sistema di ancoraggio di monte sarà trasferita un'azione di intensità pari a :

$$R_2 = F_{fs} + F_{fb} = \underline{150.000} \text{ N} > R_1 = 62.595 \text{ N}$$

maggiore di quella ottenuta nella prima fase di funzionamento della barriera elasto-plastica.

#### **4. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI**

Prima di procedere al dimensionamento degli elementi della barriera paramassi, è utile osservare che le sollecitazioni fin qui calcolate derivano dall'applicazione del carico su un solo pannello di rete, quando gli elementi strutturali esaminati possono essere sollecitati dai carichi agenti sui due pannelli limitrofi. Quindi, tutte le azioni fin ora calcolate vanno raddoppiate per tenere in conto l'effetto del verificarsi contemporaneo di due eventi critici, se si esamina il puntone di sostegno e le relative strutture di collegamento agli ancoraggi, ovvero di due azioni tali da superare l'evento critico, se si considerano le funi sommitali e di base del pannello di rete ed il sistema frenante ed il suo ancoraggio.

Data però, la bassissima probabilità che tali eventi si verificano, i coefficienti di sicurezza, adottati per il dimensionamento delle strutture, saranno considerati validi se maggiori dell'unità, nel campo delle tensioni ammissibili e circa pari a due se rapportati alle tensioni di rottura.

#### 4.1 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE FUNI

Il dimensionamento e la conseguente verifica delle funi utilizzate nella realizzazione della barriera paramassi, a partire dalle massime sollecitazioni calcolate, è sintetizzato nel seguente quadro sinottico.

Elemento strutturale	Sollecitazione massima		Ø (mm)	coeff. di sicurezza
	1ª fase [kN]	2ª fase [kN]		
Perimetrale del pannello di rete	$F_{ro} = 22,757$	$F_{ro} = 75 \cos \epsilon / (\cos \epsilon + \sin \epsilon) = 45,649$	12	2,10
Controvento di monte	$2 F_{cm} = 74,478$	-	16	2,27
Controvento di valle	$2 F_{cv} = 92,278$	-	16	1,84
Controvento diagonale	$2 F_{cd} = 50,412$	-	12	1,90
Ancoraggio dei controventi diagonali e di monte	$2 R_D + 2 R_M = 125,190$	-	2 x 16	2,71
Ancoraggio del controvento di valle	$2 R_v = 92,278$	-	2 x 14	2,84
Collegamento sommità e di base	$F_{cm} = 37,389$	$F_{fs} = F_{fb} = 75,000$	16	2,27
Ancoraggio dei collegamenti di sommità e di base	$F_{cm} + F_{cd}/4 = 53,671$	$R_2 = 150,000$	2 x 20	3,55

#### 4.2 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEL PUNTONE DI SOSTEGNO

Il puntone di sostegno è soggetto alla sollecitazione massima di compressione assiale calcolata di intensità pari a:

$$N_p = 71,521 \text{ kN}$$

$$A_{min} = v \cdot N_p / \sigma_{damm} = 671 \text{ mm}^2 \cong 7 \text{ cm}^2 \quad (v = 1,5 \text{ coefficiente adimensionale utilizzato per le verifiche di sicurezza statiche})$$

Sarà verificato un profilato cavo chiuso circolare, in acciaio, formato a freddo le cui caratteristiche sono sintetizzate nella seguente tabella riepilogativa:

D Diametro esterno	S Spessore di parete	A Asse della sezione	L $\equiv$ L <sub>0</sub> Lunghezza profilo $\equiv$ Lunghezza libera di inflexione	i Raggio di inerzia	J Momento d'inerzia	$\lambda = L_0/i$ snellezza	$\omega^*$ coeff. di carico di punta	M Massa lineica
[mm]	[mm]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm <sup>4</sup> ]			[kg/m]
114,3	5,0	17,2	450	3,87	257	116	1,96	17,2

\* "Prospetto 7 - IIa - Coefficiente  $\omega$  per acciaio Fe 360 (curva a)" pag. 33 CNR UNI 10011

Stabilite le dimensioni del puntone di sostegno, e noto lo sforzo assiale massimo a cui esso è sottoposto, si può procedere alla verifica di sicurezza che, nel caso in esame, va eseguita per carico di punta. Nell'ipotesi di sezione trasversale uniformemente compressa e utilizzando il metodo delle tensione ammissibile, si dovrà verificare:

$$a) \sigma_c / \sigma \geq \nu = 1,5$$

in cui:

$$\sigma_c = N_c / A \quad \text{dove } N_c \text{ è la forza che genera l'inflexione laterale dell'asta}$$

$$\sigma = N_p / A \quad \text{tensione media assiale}$$

$$b) \omega \cdot N_p / A \leq \sigma_{d \text{ amm}} = 160 \text{ N/mm}^2$$

Verifica a)

Per il calcolo della tensione critica  $\sigma_c$  si è utilizzato il "Prospetto 7 - I - valori  $\sigma_c / f_y$ " a pag. 31 CNR UNI 10011, relativamente alla curva  $\alpha$ .

$$\lambda_c = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93 \quad (\text{snellezza limite del comportamento in fase puramente elastica})$$

$$E = 206.000 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{modulo di elasticità longitudinale})$$

$$\sigma_c = 120 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma = 42 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c / \sigma = 2,86 \geq \nu = 1,5 \quad \text{la verifica è soddisfatta.}$$

Verifica b)

$$N_p = 71.521 \text{ N}$$

$$A = 1.720 \text{ mm}^2$$

$$\omega = 1,96$$

$$\omega \cdot N_p / A = 82 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{d \text{ amm}} = 160 \text{ N/mm}^2$$

Il puntone di sostegno così dimensionato risulta verificato.

## 5. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE FONDAZIONI

### 5.1 ANCORAGGI DI VALLE

Gli ancoraggi delle funi di controvento dei puntoni di sostegno sono costituiti, come meglio descritti nel paragrafo 1.5 della presente relazione, da una fune a cavallotto infissa nel terreno di fondazione ed annegata in boiaccia cementizia iniettata a pressione.

#### 5.1.1 CALCOLO DELLA LUNGHEZZA DELLE FUNI DI ANCORAGGIO

Le funi degli ancoraggi di valle essendo annegate in boiaccia, a 6 q.li di cemento 325 per metro cubo, additivata con antiritiro ed iniettata in pressione, sviluppano una tensione limite di aderenza fune-boiaccia di intensità pari a:

$$\overline{\tau_{ad}} = 0,5 \text{ N/mm}^2$$

$$L_{min} = T / (2P_f \cdot \overline{\tau_{ad}}) = 2.096 \text{ mm}$$

$$T = 92.278 \text{ N}$$

$$P_f = \pi D = 44 \text{ mm (fune } \varnothing 14)$$

Gli ancoraggi dei controventi di valle saranno, quindi, realizzati con 2  $\varnothing 14$  annegate in boiaccia per una lunghezza pari a circa 3 m.

#### 5.1.2 VERIFICA ALLO SFILAMENTO DELL'ANCORAGGIO

Il foro per l'ancoraggio delle funi deve essere tale da ospitare le armature con un adeguato copriferro, quindi, si impone che il suo diametro sia almeno pari a tre volte quello delle funi in esso ospitate. La lunghezza del foro, invece, deve essere tale da contrastare la forza di sfilamento.

Dalla relazione geologico-tecnica si ravvisa la presenza in sito di due tipi di formazioni:

a) Substrato carbonatico	$\gamma = 2,4 \text{ t/m}^3$	$\varnothing 35 \div 40$	$c = 2 \text{ t/m}^2$
--------------------------	------------------------------	--------------------------	-----------------------

b) Detrito carbonatico	$\gamma = 1,9 \div 1,8 \text{ t/m}^3$	$\varnothing 30 \div 35$	$c = 0 \text{ t/m}^2$
------------------------	---------------------------------------	--------------------------	-----------------------

Nel substrato carbonatico il diametro del foro si fissa pari a circa  $\varnothing 100$  mm, mentre, nel terreno sciolto a  $\varnothing 150$  mm. In entrambi i casi deve essere verificata la seguente equazione di equilibrio lungo l'asse dell'ancoraggio:

$$P_p \cdot L \cdot \tau / T \geq 3 \quad (\text{D.M 11/03/88})$$

Assegnati i seguenti valori alle grandezze che compaiono nell'espressione:

$$P_p = 314 - 471 \text{ mm (perimetro della perforazione } \varnothing 100 - \varnothing 150)$$

$$L = 3.000 \text{ mm (lunghezza del foro)}$$

$$\tau = 0,3 \text{ N/mm}^2 \text{ (sforzo tangenziale limite roccia-boiaccia iniettata in pressione)}$$

$$T = 92.278 \text{ N}$$

Per il foro  $\varnothing 100$ , di minore diametro, si ottiene:

$$P_p \cdot L \cdot \tau / T = 3,06 > 3 \quad (\text{D.M 11/03/88})$$

La verifica è, quindi, soddisfatta per un foro di lunghezza minima  $L = 3 \text{ m}$

## 5.2. ANCORAGGI DI MONTE

### 5.2.1 CALCOLO DELLA LUNGHEZZA DELLE FUNI DI ANCORAGGIO DEI CONTROVENTI DI MONTE E DIAGONALI

Le funi degli ancoraggi di monte essendo annegate in boiaccia, a 6 q.li di cemento 325 per metro cubo, additivata con antiritiro ed iniettata in pressione, sviluppano una tensione limite di aderenza fune-boiaccia di intensità pari a:

$$\overline{\tau_{ad}} = 0,5 \text{ N/mm}^2$$

$$L_{min} = T / (2P_f \cdot \overline{\tau_{ad}}) = 2.504 \text{ mm}$$

$$T = 125.190 \text{ N}$$

$$P_f = \pi D = 50 \text{ mm (fune } \varnothing 16)$$

Gli ancoraggi dei controventi di monte saranno, quindi, realizzati con 2  $\varnothing 16$  annegate in boiaccia per una lunghezza pari a circa 3 m.



### 5.2.2 CALCOLO DELLA LUNGHEZZA DELLE FUNI DI ANCORAGGIO DEL SISTEMA FRENANTE

Le funi degli ancoraggi dei sistemi frenanti essendo, anch'esse annegate in boiaccia antiritiro iniettata a pressione, sviluppano una tensione limite di aderenza fune-boiaccia di intensità pari a:

$$\bar{\tau}_{ad} = 0,5 \text{ N/mm}^2$$

$$L_{min} = T / (2P_f \cdot \bar{\tau}_{ad}) = 2.387 \text{ mm}$$

$$T = 150.000 \text{ N}$$

$$P_f = \pi D = 63 \text{ mm (fune } \varnothing 20)$$

Gli ancoraggi dei sistemi frenanti saranno, quindi, realizzate con 2  $\varnothing 20$  annegati in boiaccia per una lunghezza pari a circa 3 m.

### 5.2.3 VERIFICA ALLO SFILAMENTO DELL'ANCORAGGIO DI MONTE

Il foro per l'ancoraggio delle funi deve essere tale da ospitare le armature con un adeguato copriferro, quindi, si impone che il suo diametro sia almeno pari a tre volte quello delle funi in esso ospitate. La lunghezza del foro, invece, deve essere tale da contrastare la forza di sfilamento.

Il diametro del foro è, in questo caso, funzione di quello delle funi di ancoraggio dei controventi di monte e diagonali (2  $\varnothing 16$ ) e dei sistemi di frenanti di sommità e di base (2+2  $\varnothing 20$ ) e pertanto, si fissa pari a circa  $\varnothing 250$  mm per il substrato carbonatico e  $\varnothing 300$  mm per il detrito carbonatico.

In entrambi i casi deve essere verificata la seguente equazione di equilibrio lungo l'asse dell'ancoraggio:

$$P_p \cdot L \cdot \tau / T \geq 3 \quad (\text{D.M 11/03/88})$$

Assegnati i seguenti valori alle grandezze che compaiono nell'espressione:

$$P_p = 785 - 942 \text{ mm (perimetro della perforazione } \varnothing 250 - \varnothing 300)$$

$$L = 4.000 \text{ mm (lunghezza del foro)}$$

$$\tau = 0,3 \text{ N/mm}^2 \text{ (sforzo tangenziale limite roccia-boiaccia iniettata in pressione)}$$

$$T_{max} = 2 \times 150.000 = 300.000 \text{ N}$$

Per il foro  $\varnothing 250$ , di minore diametro, si ottiene:

$$P_p \cdot L \cdot \tau / T = 3,14 > 3 \quad (\text{D.M 11/03/88})$$

La verifica è, quindi, soddisfatta per un foro di lunghezza minima  $L = 4 \text{ m}$

### 5.3 FONDAZIONE DEL PUNTONE DI SOSTEGNO

Il puntone di sostegno termina, alla base, con una calotta sferica che rappresenta il vincolo di cerniera omnidirezionale, che si collega al sistema di fondazione con i dettagli costruttivi riportati nella tavola di progetto.

Un blocco di calcestruzzo realizzato con  $R_{ck} 35 \text{ N/mm}^2$ , ancorato al terreno nel modo dopo descritto, ospita sulla superficie superiore una piastra in acciaio Fe 360, di dimensioni in pianta di  $400 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$ , di spessore  $20 \text{ mm}$ . Alla piastra è saldato il raccordo sferico della cerniera.

La piastra dispone di quattro fori, ai vertici della stessa, per il passaggio dei quattro tirafondi in acciaio Feb 44 K, infilati nel terreno.

Le dimensioni del blocco di calcestruzzo sono  $600 \times 600 \text{ mm}$  in pianta, mentre l'altezza è di  $200 \text{ mm}$  per il caso di terreno con substrato carbonatico e di  $500 \text{ mm}$  nel caso di terreno formato da detrito carbonatico. La geometria del blocco di calcestruzzo è stata fissata in base alle esigenze geometriche delle piastre, piuttosto che per effetto di vere e proprie sollecitazioni.

I tirafondi sono infilati in fori eseguiti nel terreno, di lunghezza di  $1.500 \text{ mm}$  e  $2.500 \text{ mm}$  per i due diversi tipi, annegati in getto di malta a pressione realizzata con  $6 \text{ q.li}$  di cemento tipo 325.

Il carico trasmesso dal puntone, esclusivamente una forza, è risultata pari a  $71.521 \text{ N}$ . Con tale valore si registra una tensione di contatto della piastra superiore con il calcestruzzo di  $71.521/400 \times 400 = 0,44 \text{ N/mm}^2$ .

Il valore di un'ipotetica tensione di contatto alla base del blocco con il terreno risulterebbe, aggiungendo il peso del blocco stesso:

$$71.521 + 25000 \cdot (0,60 \cdot 0,60 \cdot 0,50) = 76.021 \text{ N}$$

$$\text{ovvero: } 76.021/600 \cdot 600 = 0,21 \text{ N/mm}^2$$

La verifica del sistema di collegamento con i tirafondi è riportata di seguito, considerando che lo sforzo trasmesso dal puntone è centrato sulla base della piastra e non è accompagnato da momento, trattandosi di un vincolo sferico.

Nella relazione geologico-tecnica si riscontrano in sito i di due tipi di formazioni di seguito caratterizzati:

a) Substrato carbonatico	$\gamma = 2,4 \text{ t/m}^3$	$\text{Ø } 35 + 40$	$c = 2 \text{ t/m}^2$
b) Detrito carbonatico	$\gamma = 1,9 + 1,8 \text{ t/m}^3$	$\text{Ø } 30 + 35$	$c = 0 \text{ t/m}^2$

In entrambi i casi deve essere verificata la seguente equazione di equilibrio lungo l'asse dei tirafondi:

$$A_f \cdot \tau / T_p \geq 3 \quad (\text{D.M. 11/03/88})$$

Nel substrato carbonatico, in cui il diametro dei fori di ancoraggio dei tirafondi è circa  $\text{Ø } 45 \text{ mm}$  e la sua lunghezza e  $L = 1,50 \text{ m}$ , si ha:

$$A_f = 183.783 \text{ mm}^2$$

$$\tau = 0,3 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{sforzo tangenziale limite roccia-boiacca iniettata in pressione})$$

$$N_p = 71.521 \text{ N}$$

$$T_f = N_p / 4 = 17.880 \text{ N}$$

$$A_f \cdot \tau / T_f = 3,08 > 3$$

Nel detrito carbonatico, in cui il diametro dei fori di ancoraggio dei tirafondi è circa  $\text{Ø } 90 \text{ mm}$  e la sua lunghezza e  $L = 2,50 \text{ m}$ , si ottiene:

$$A_f = 565.487 \text{ mm}^2$$

$$\tau = 0,3 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{sforzo tangenziale limite roccia-boiacca iniettata in pressione})$$

$$N_p = 71.521 \text{ N}$$

$$T_f = N_p / 4 = 17.880 \text{ N}$$

$$A_f \cdot \tau / T_f = 9,49 > 3$$

## 6. ENERGIA DISSIPATA

L'energia contenuta in un masso di roccia che, staccandosi dal versante, investe la barriera paramassi è da quest'ultima dissipata per effetto della deformazione della maglia del pannello di rete e dalla deformazione della struttura di sostegno, nella prima fase di funzionamento, e dall'entrata in funzione del sistema frenante, nella seconda fase di funzionamento.

La massima energia di calcolo che la barriera paramassi di progetto è in grado di dissipare, si ottiene considerando la seconda fase con l'entrata in funzione del sistema frenante, senza includere - a vantaggio di sicurezza - la deformazione propria della maglia.

La massima energia di dissipazione vale:

$$E_{\max} = S_c \times Fr \times n = 10 \times 75 \times 4 = 3.000 \text{ kJ}$$

- E = Energia massima (espressa in kJ);
- $S_c$  = corsa massima della fune di attrito (misurata in m);
- Fr = forza frenante (espressa in kN);
- n = numero di apparecchi frenanti.

Introducendo un coefficiente cautelativo pari a 2, si trova il valore dell'energia dissipabile dal sistema di progetto di 1.500 kJ.

## INDICE RELAZIONE RE2

### BARRIERA PARAMASSI ORTOGONALE AL VERSANTE

1. DESCRIZIONE
  - 1.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE
  - 1.2 PUNTONI DI SOSTEGNO
  - 1.3 STRUTTURA DI CONTROVENTO DI MONTE E LATERALE
  - 1.4 STRUTTURA DI INTERCETTAZIONE "PANNELLI DI RETE E FUNI DI SOMMITA' E DI BASE"
  - 1.5 SMORZATORI D'IMPATTO
  - 1.6 STRUTTURA DI ANCORAGGIO
  
2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
  - 2.1 PUNTONI DI SOSTEGNO
  - 2.2 STRUTTURA DI CONTROVENTO, DI INTERCETTAZIONE E DI ANCORAGGIO
  - 2.3 SMORZATORI D'IMPATTO
  
3. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI
  - 3.1 DIMENSIONI GEOMETRICHE DELLA STRUTTURA
  - 3.2 DEFINIZIONE DEL CARICO MASSIMO AL QUALE PUO' ESSERE SOTTOPOSTA LA BARRIERA PARAMASSI
  - 3.3 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI MASSIME
    - 3.3.1 CORRENTE DI SOMMITA' E DI BASE
    - 3.3.2 CONTROVENTI DI MONTE
    - 3.3.3 CONTROVENTI LATERALI
    - 3.3.4 PUNTONE DI SOSTEGNO
  
4. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI
  - 4.1 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE FUNI
  - 4.2 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEL PUNTONE DI SOSTEGNO
  
5. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE FONDAZIONI
  - 5.1 ANCORAGGI DI MONTE
    - 5.1.1 CALCOLO DELLA LUNGHEZZA DELLE FUNI DI ANCORAGGIO DEI CONTROVENTI DI MONTE E DIAGONALI
    - 5.1.2 VERIFICA ALLO SFILAMENTO DELL'ANCORAGGIO DI MONTE
  - 5.2 FONDAZIONE DEL PUNTONE DI SOSTEGNO

## **RE2) BARRIERA PARAMASSI ORTOGONALE AL VERSANTE**

La presente relazione riporta le notazioni di calcolo relative alla barriera paramassi di tipo elastico, definita nei suoi dettagli progettuali secondo le indicazioni della relazione geologico-tecnica.

La relazione richiama, per quanto non riportato, le relazioni generali e la relazione illustrativa dei materiali.

### **1. DESCRIZIONE**

In due zone del costone roccioso, a monte dell'abitato della frazione Capizzo di Magliano Vetere, è prevista l'adozione di una barriera paramassi a comportamento pressoché elastico ed a basso assorbimento di energia.

Una prima barriera paramassi sarà realizzata a valle di un'altra struttura paramassi esistente e su di un tratto di versante con pendenza di circa il 36%, una seconda barriera sarà, invece, realizzata ad Est di Capizzo su una parte convessa del versante, a pendenza di circa 57%, a monte della Stazione di misura 1

Entrambe le barriere sono realizzate con identico sistema, riportato nel calcolo nella presente relazione e descritto nelle tavole dei particolari.

La struttura è posta in opera in posizione perpendicolare al versante ed è costituita da:

1. Puntoni di sostegno;
2. Struttura di controvento di monte e laterale;
3. Struttura di intercettazione "pannelli di rete e correnti di sommità e di base";
4. Smorzatori d'impatto;
5. Struttura di ancoraggio.

Pur essendo composta da elementi strutturali che si ripetono, questa barriera paramassi non è una struttura a comportamento modulare. Infatti sia i pannelli che i correnti di sommità e di base, ai quali la rete è collegata, sono continui per tutto lo sviluppo della struttura paramassi.

E' stato, quindi, fissato il numero di campi di rete da montare in sequenza per procedere al calcolo delle sollecitazioni, al dimensionamento ed alla verifica degli elementi strutturali. Le reti sono, perciò, condizionate dal rispetto del numero dei campi di progetto, fissato in tre per una lunghezza di 21,00 m.

## 1.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Per le considerazioni fatte nel precedente paragrafo, si stabiliscono le seguenti caratteristiche geometriche, poste a base della presente "Relazione di calcolo e verifiche":

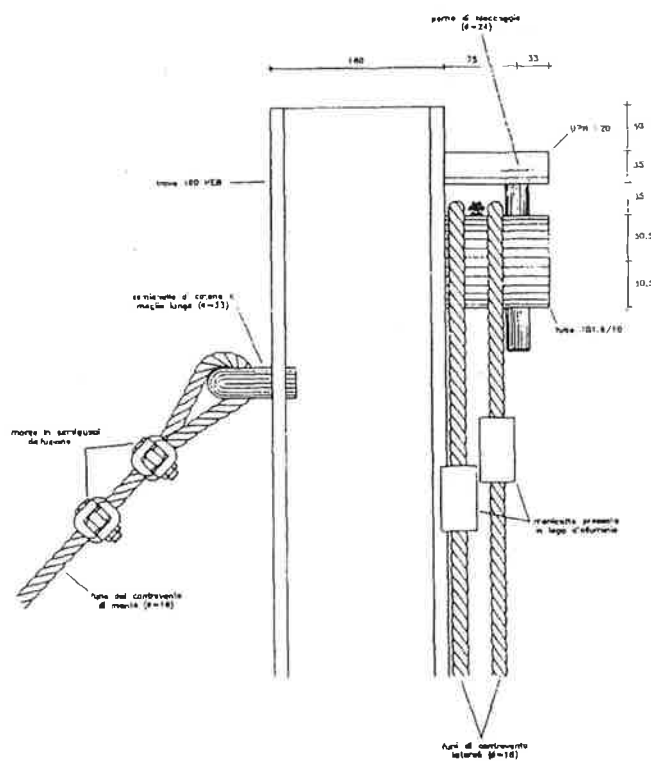
- Altezza di intercettazione 3,00 m;
- Interasse tra i puntoni di sostegno 7,00 m;
- Numero di campi in sequenza posto pari a 3.

Non si è ritenuto di dimensionare la barriera paramassi con un numero di campi maggiore di tre, in quanto, per effetto dell'urto di un masso la struttura di intercettazione sarebbe soggetta ad un allungamento non accettabile.

## 1.2 PUNTONI DI SOSTEGNO

I puntoni di sostegno alti 3,15 m e disposti ad un interasse di 7,00 m, sono costituiti da profilati in acciaio a doppio T ad ali lunghe parallele HE della serie normale B (HEB 180). La trave forma la parte superiore del sostegno. Alla trave sono saldati, in sommità sul lato di valle, un profilo UPN 120 con lunghezza 108 mm ed un tubo (101,60/10 mm) con lunghezza 108 mm e, alla base, due profilati a L 90x90x12 mm distanziati di 14 mm. Sempre alla sommità, ma sul lato monte, alla trave è saldato un semianello di catena con diametro 33 mm per l'attacco delle funi di controvento.

### Particolare della sommità del puntone di sostegno



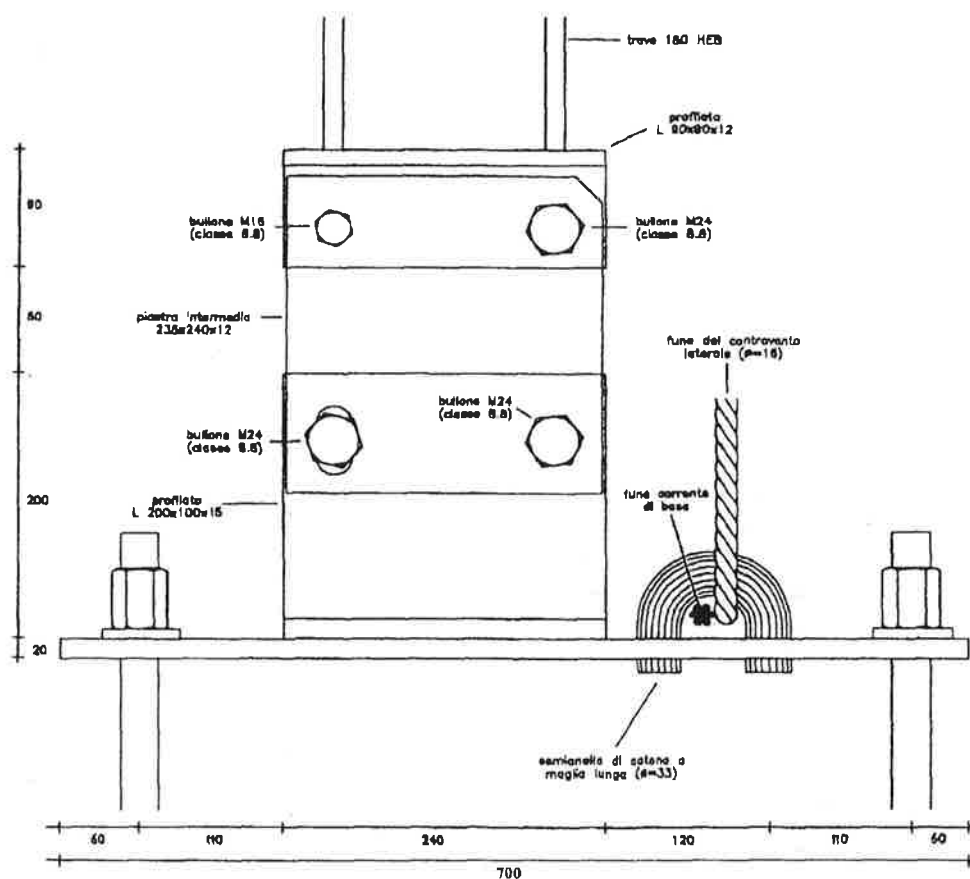
Una piastra intermedia forma il collegamento tra la trave HEB 180 e la base del puntone. Quest'ultima è formata da una piastra su cui sono saldati due profili a L 200x100x15 mm, un profilo 120x120x12 e due semianelli di catena con diametro 33mm.

Il collegamento tra la piastra intermedia tra la trave HEB e la base del puntone è ottenuto con l'impiego di 4 bulloni M24 (classe 8.8) e 1 bullone M16, di lunghezza 50,00 mm.

Questo sistema serve a consentire alla trave di ruotare di circa 20°, grazie alla presenza di un foro ellittico con dimensione fissata. Quando la sollecitazione indotta lo dovesse richiedere, il cedimento del bullone debole M 16 consente alla trave di ruotare ulteriormente.

La base del puntone è collegata al suolo con quattro tirafondi, con la interposizione di un idoneo blocco di calcestruzzo.

### Particolare della base del puntone di sostegno



### 1.3 STRUTTURA DI CONTROVENTO DI MONTE E LATERALE

I controventi in oggetto sono costituiti dalle funi disposte nel piano che contiene i puntoni, per quanto attiene quelli laterali che sono – più precisamente – le funi diagonali. Le funi di controvento



di monte sono invece quelle che collegano il puntone al terreno. Queste funi dispongono di appositi anelli smorzatori d'impatto. Si rimanda ai particolari per i dettagli costruttivi e tecnologici.

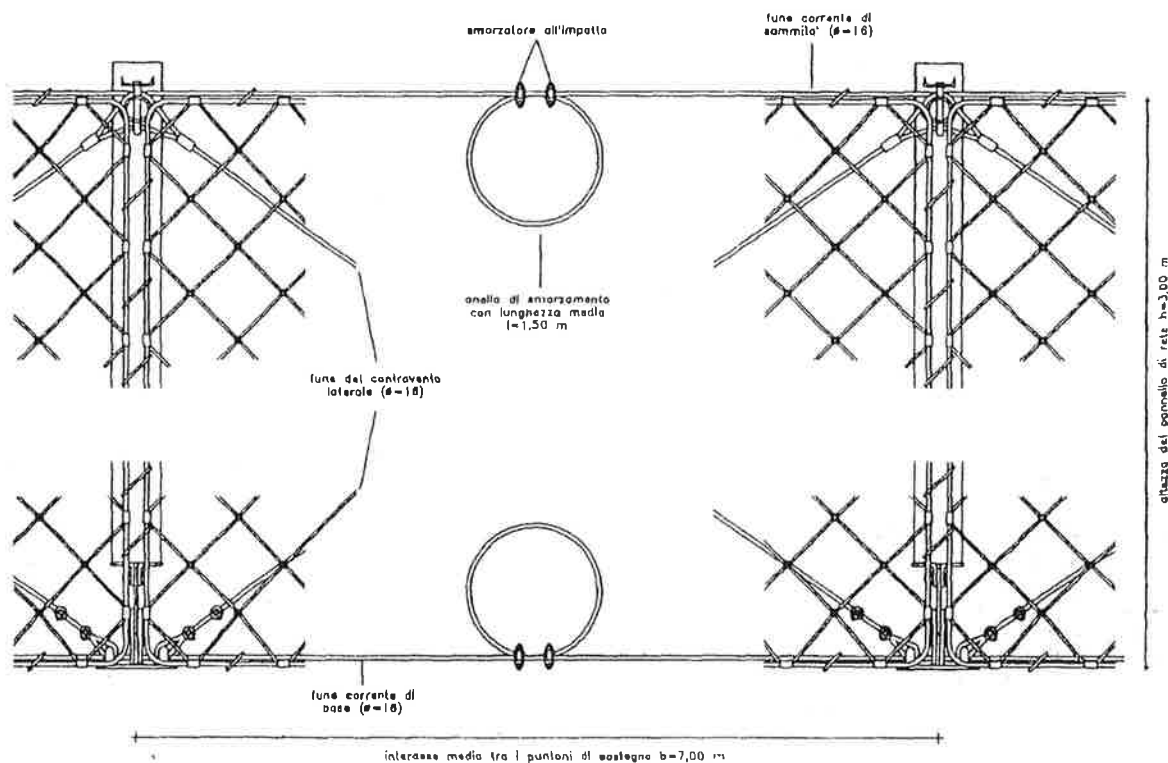
#### 1.4 STRUTTURA DI INTERCETTAZIONE "PANNELLI DI RETE E FUNI DI SOMMITÀ E DI BASE"

I pannelli di rete sono del tipo a maglia quadrata ed hanno altezza 4,00 m e lunghezza 7,00 m e sono formati da una fune perimetrale del diametro di 16 mm, chiusa alle estremità con manicotti, e da una fune di orditura continua del diametro di 8 mm.

I pannelli di rete sono uniti tra loro ed alle funi correnti di sommità e di base con una fune di giunzione. Al di sopra del pannello di rete è disposta una rete a doppia torsione collegata al pannello. Funi correnti di sommità e di base del diametro di 16 mm formano la struttura dei pannelli di rete.

La fune corrente di sommità, in corrispondenza di ciascun puntone, è contenuta tra un profilato UPN 120 ed un tubo, saldati alla sommità del puntone.

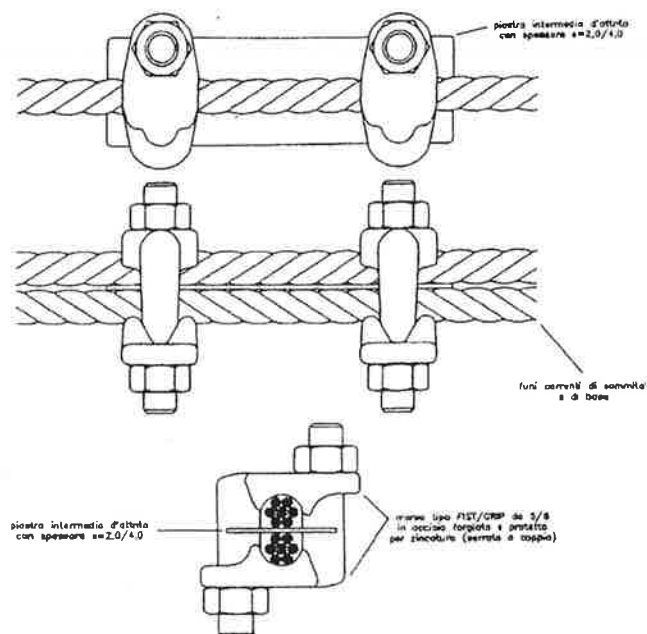
Diversamente dalla fune di sommità, alle estremità della barriera, la fune corrente di base è direttamente collegata agli ancoraggi di attacco.



## 1.5 SMORZATORI D'IMPATTO

Il sistema è dotato di appositi smorzatori d'impatto, illustrati nei grafici di progetto, e realizzati con una piastra d'attrito sagomata sulla quale è pressato un anello di fune.

### Particolare del morsetto ad attrito



## 1.6 SISTEMA DI ANCORAGGIO

Gli ancoraggi sono realizzati secondo le indicazioni del progetto. Quelli posti alla base dei puntoni sono ottenuti con barre di acciaio, in numero di 4, di lunghezza stabilita e collegati alle piastre tramite dadi e filettatura. Un blocco di calcestruzzo è previsto per formare un sistema di regolazione delle basi.

Gli ancoraggi delle funi sono realizzati secondo gli schemi riportati nelle tavole. Sono previsti ancoraggi di monte posizionati in mezzeria ai pannelli di rete, mentre gli ancoraggi alle estremità sono posizionati nel piano individuato dalla barriera. La lunghezza degli ancoraggi è stabilita in funzione delle caratteristiche del terreno.

## 2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 2.1 PUNTONI DI SOSTEGNO

- Profilato in acciaio Fe 360
  - 1) ad ali larghe parallele HE serie normale B
    - $f_t \geq 360$  [N/mm<sup>2</sup>]  $\equiv$  [Mpa] Tensione di rottura a trazione
    - $f_y \geq 235$  [N/mm<sup>2</sup>]  $\equiv$  [Mpa] Tensione di snervamento
    - $\sigma_{d\text{ amm}} = 160$  [N/mm<sup>2</sup>]  $\equiv$  [Mpa] Tensione ammissibile
    - 2) angolari a lati uguali accoppiati a T  $\epsilon_t \geq 26$  Allungamento % a rottura
    - 3) angolari a lati disuguali accoppiati a T
- Piastre in acciaio Fe 360
  - $340 \leq f_t \leq 470$  [N/mm<sup>2</sup>]  $\equiv$  [Mpa] Tensione di rottura a trazione
  - $f_y \geq 235$  [N/mm<sup>2</sup>]  $\equiv$  [Mpa] Tensione di snervamento
  - Kv -20° ÷ +20° C  $\geq 27$  [J] Resilienza
  - $\epsilon_t \geq 24$  Allungamento % a rottura
- Calcestruzzo Rck  $\geq 35$  [N/mm<sup>2</sup>]  $\equiv$  [Mpa] Tensione a compressione
- Boiacca a 6 q.li di cemento 325 per metro cubo, con additivo antiritiro
- Acciaio Fe B 44 k:
  - Barre ad aderenza migliorata
    - $f_t \geq 540$  [N/mm<sup>2</sup>]  $\equiv$  [Mpa] Tensione di rottura a trazione
    - $f_y \geq 430$  [N/mm<sup>2</sup>]  $\equiv$  [Mpa] Tensione di snervamento
    - $\sigma_{d\text{ amm}} = 220$  [N/mm<sup>2</sup>]  $\equiv$  [Mpa] Tensione ammissibile
    - $A_5 \geq 12$  Allungamento % a rottura
- Bulloni del tipo M ad alta resistenza di classe 8.8 in materiale rispondente UNI EN 20898/1
  - $f_t \geq 800$  [N/mm<sup>2</sup>]  $\equiv$  [Mpa] Tensione di rottura a trazione
  - $f_y \geq 640$  [N/mm<sup>2</sup>]  $\equiv$  [Mpa] Tensione di snervamento
  - $\sigma_{b\text{ amm}} = 373$  [N/mm<sup>2</sup>]  $\equiv$  [Mpa] Tensione normale ammissibile
  - $\tau_{b\text{ amm}} = 264$  [N/mm<sup>2</sup>]  $\equiv$  [Mpa] Tensione tangenziale ammissibile
  - $f_{d,N} = f_z \cdot 0,7 = 560$  [N/mm<sup>2</sup>]  $\equiv$  [Mpa] Resistenza di calcolo a trazione
  - $f_{d,V} = f_{d,N} / \sqrt{2} = 396$  [N/mm<sup>2</sup>]  $\equiv$  [Mpa] Resistenza di calcolo a taglio
- Dadi del tipo M ad alta resistenza di classe 8 in materiale rispondente UNI 3740/4<sup>a</sup> ed UNI 5587/65

### 2.2 STRUTTURA DI CONTROVENTO, DI INTERCETTAZIONE E DI ANCORAGGIO

- Rete in filo metallico (acciaio dolce ricotto 39,0/51,0 kg/mm<sup>2</sup>)  
con zincature (zincatura pesante UNI 8018)  
e diametro  $\varnothing$  3,0 mm (J.d.P. n° 17)  
a doppia torsione in maglia esagonale 80x100 mm

- Funne ad anima tessile per la maglia dei pannelli della rete d'intercettazione  
 $\varnothing$  8 mm  $N_t \geq 40$  kN Resistenza a rottura per trazione
- Funne ad anima metallica  
 $\varnothing$  12 mm  $N_t \geq 96$  kN Resistenza a rottura per trazione  
 $\varnothing$  14 mm  $N_t \geq 131$  kN Resistenza a rottura per trazione  
 $\varnothing$  16 mm  $N_t \geq 170$  kN Resistenza a rottura per trazione  
 $\varnothing$  18 mm  $N_t \geq 266$  kN Resistenza a rottura per trazione
- Boiaccia a 6 q.li di cemento 325 per metro cubo, con additivo antiritiro

### 2.3 SMORZATORI D'IMPATTO

- Piastra d'attrito in acciaio speciale al carbonio C 70  
 $f_y \geq 550$  [N/mm<sup>2</sup>]  $\equiv$  [Mpa] Tensione di snervamento
- Piastre in acciaio Fe 360  
 $340 \leq f_t \leq 470$  [N/mm<sup>2</sup>]  $\equiv$  [Mpa] Tensione di rottura a trazione  
 $f_y \geq 235$  [N/mm<sup>2</sup>]  $\equiv$  [Mpa] Tensione di snervamento  
Kv -20° ÷ +20° C  $\geq 27$  [J] Resilienza  
 $\epsilon_t \geq 24$  Allungamento % a rottura
- Funne ad anima metallica  
 $\varnothing$  16 mm  $N_t \geq 170$  kN Resistenza a rottura per trazione
- Bulloni ad alta resistenza di classe 8.8 in materiale rispondente UNI EN 20898/1  
 $f_t \geq 800$  [N/mm<sup>2</sup>]  $\equiv$  [Mpa] Tensione di rottura a trazione  
 $f_y \geq 640$  [N/mm<sup>2</sup>]  $\equiv$  [Mpa] Tensione di snervamento  
 $\sigma_{b\text{ ammm}} = 373$  [N/mm<sup>2</sup>]  $\equiv$  [Mpa] Tensione normale ammissibile  
 $\tau_{b\text{ ammm}} = 264$  [N/mm<sup>2</sup>]  $\equiv$  [Mpa] Tensione tangenziale ammissibile  
 $f_{d,N} = f_z \cdot 0,7 = 560$  [N/mm<sup>2</sup>]  $\equiv$  [Mpa] Resistenza di calcolo a trazione  
 $f_{d,v} = f_{d,N} / \sqrt{2} = 396$  [N/mm<sup>2</sup>]  $\equiv$  [Mpa] Resistenza di calcolo a taglio
- Dadi ad alta resistenza di classe 8 in materiale rispondente UNI 3740/4<sup>a</sup>
- Morse tipo FIST/GRIP da 5/8 in acciaio forgiato e protetto per zincatura

### 3. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

La barriera paramassi in esame, se sottoposta all'urto di un masso, per dissipare l'energia in esso contenuta, è soggetta all'allungamento del sistema di intercettazione. Questo allungamento è dovuto, oltre che alla deformazione elastica del pannello di rete e delle funi correnti, all'allungamento degli smorzatori d'impatto, posti sulle funi del corrente inferiore e superiore.

L'allungamento dipendente dalla deformazione elastica è assolutamente trascurabile se rapportato a quello degli smorzatori d'impatto, in numero di tre sul corrente di sommità e tre su quello di base, i quali sviluppano un allungamento massimo di circa 1,30 m ciascuno.

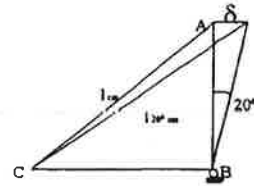
Come è già stato accennato nel precedente paragrafo 1.2, il puntone di sostegno è progettato per ruotare di  $20^\circ$  rispetto al perno M24 di collegamento alla fondazione. Questo spostamento è reso possibile per la presenza dei due smorzatori d'impatto realizzati sui controventi di monte, i quali, allungandosi fanno traslare verso valle la parte sommitale del puntone di sostegno.

$$\delta_{\max} = h \times \sin 20^\circ = 975 \text{ mm}$$

$$l_{\min \text{ cm}} = 6.030 \text{ mm}$$

$$l_{20^\circ \text{ cm}} = 6717 \text{ mm}$$

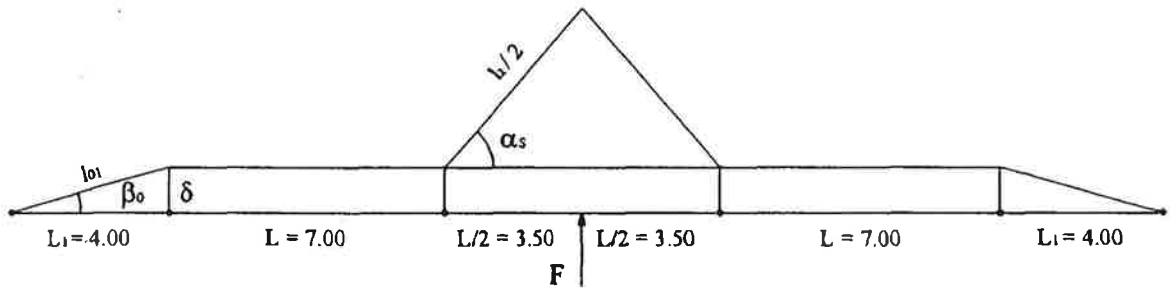
$$l_{\max \text{ cm}} = 7330 \text{ mm (smorzatori a fondo corsa)}$$



Nell'ipotesi che il masso di roccia colpisca la struttura d'intercettazione al centro del pannello di rete, così da ottenere il massimo angolo tra il piano della barriera e quello della rete deformata, ovvero quello dei correnti di aggancio dei pannelli, si ottengono le massime sollecitazioni negli elementi strutturali.

Se per effetto dell'impatto di un masso sulla barriera, un puntone di sostegno ruotando si sposta in avanti, entrano in funzione le funi dei controventi laterali ed anche tutti gli altri puntoni ruotano in avanti dello stesso angolo.

### CORRENTE DI SOMMITA'



$$\beta_0 = \arctg \delta / L_1$$

$$l_{01} = L_1 / \cos \beta_0 = 4.117 \text{ mm}$$

$$\beta_v = \arctg H / l_{01} = 36,06^\circ$$

$$l_1 = l_{01} / \cos \beta_v = 5.094 \text{ mm}$$

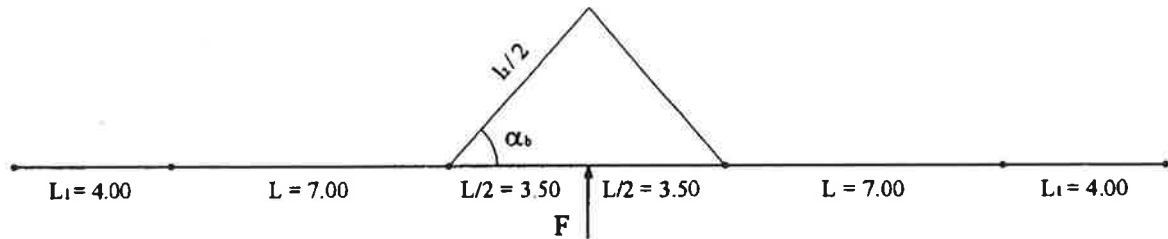
$$L_{\text{tot tesa}} = 31.000 \text{ mm}$$

$$L_{\text{tot allung.}} = 34.900 \text{ mm}$$

$$l_2 / 2 = 5.356 \text{ mm}$$

$$\alpha_s = \arccos L / l_2 = 49,20^\circ$$

## CORRENTE DI BASE



$$l_2 / 2 = 5.450 \text{ mm}$$

$$\alpha_b = \arccos L / l_2 = 50,04^\circ$$

### 3.1 DIMENSIONI GEOMETRICHE DELLA STRUTTURA

$$AB = 3,00 \text{ m}$$

$$AA' = 7,00 \text{ m}$$

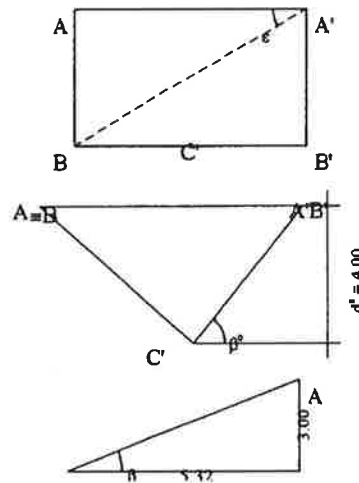
$$d_o = 4,00 \text{ m}$$

$$BC = d_o / \sin \beta_o = 5,32 \text{ m}$$

$$\varepsilon = \arctg AB / AA' = 23,20^\circ$$

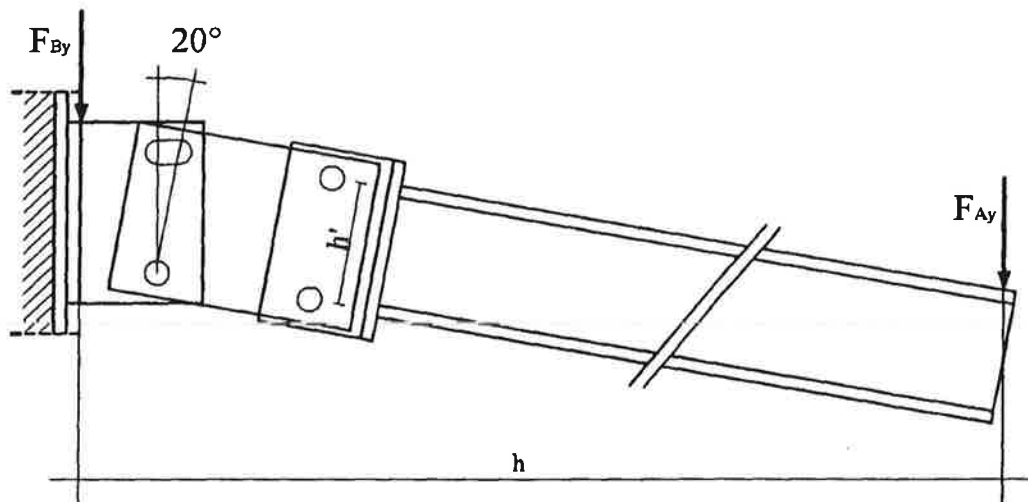
$$\beta_o = \arctg 2 d_o / AA' = 48,81^\circ$$

$$\beta = \arctg AB / BC = 29,44^\circ$$



### 3.2 DEFINIZIONE DEL CARICO MASSIMO AL QUALE PUO' ESSERE SOTTOPOSTA LA BARRIERA PARAMASSI

La forza dovuta all'impatto di un masso sulla rete di intercettazione si trasmette dalle funi dei correnti di sommità e di base alla struttura di sostegno della barriera paramassi, attraverso quattro forze  $F_A = F_{A'}$  ed  $F_B = F_{B'}$  nella direzione della forza d'impatto. Queste azioni sono funzione rispettivamente degli angoli  $\alpha_s = 49,20^\circ$  ed  $\alpha_b = 50,04^\circ$ .



La forza  $F$  massima che la barriera paramassi può sopportare è quella che provoca la rottura del bullone M 16 che, come si è precedentemente descritto al punto 1.2, rappresenta l'elemento fragile. Tale azione, che provoca il tranciamento del bullone M 16 di classe 8.8, è:

$$T = A_{res} \times \tau_k = 70.964 \text{ N}$$

$$\text{con } \tau_k = 452 \text{ N/mm}^2$$

Per l'equilibrio alla rotazione intorno al bullone M 24 si ottiene:

$$F_{Ay} \times h = T \times h'$$

$$F_{Ay} = 4.482 \text{ N}$$

$$\text{Ponendo } h = 2.850 \text{ mm ed } h' = 180 \text{ mm}$$

Al piede del puntone si ha:

$$F_{By} = F_{Ay} \times \alpha_b / \alpha_s = 4.558 \text{ N}$$

La massima azione che la barriera paramassi può sopportare è:

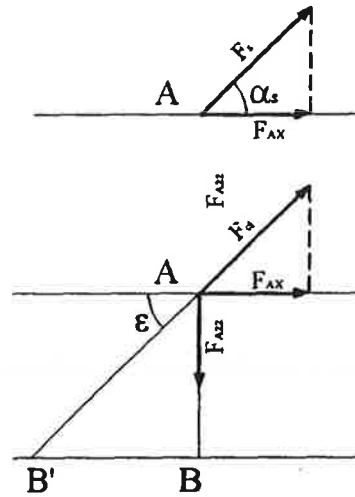
$$F = 2 \times F_{Ay} + 2 \times F_{By} = 18.080 \text{ N}$$

### 3.3 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI MASSIME

#### 3.3.1 CORRENTI DI SOMMITA' E DI BASE

$$F_{Ax} = F_s \cos \alpha_s = 3.869 \text{ N}$$

$$F_{cl} = F_{Ax} / \cos \varepsilon = 4.318 \text{ N}$$



La componente verticale della  $F_{cl}$  rappresenta un'ulteriore sollecitazione di compressione da affidare al puntone di sostegno.

$$F_{AZ2} = F_{cl} \sin \varepsilon = 1.701 \text{ N}$$

### 3.3.4 PUNTONE DI SOSTEGNO

Il puntone di sostegno del sistema di intercettazione dei massi di roccia, sarà soggetto, in testa, alla forza di trazione della fune corrente di sommità ed all'azione di compressione provocata dai due tiranti di monte e dal controvento laterale in trazione.

$$F_s = 5.921 \text{ N}$$

$$N = F_{AZ1} + F_{AZ2} = 3.423 \text{ N}$$

La sezione soggetta alle massime sollecitazioni, si trova a contatto con i profilati ad L (90x90x12) di attacco della piastra intermedia, ovvero a circa 2.850 mm di distanza dal punto in cui agisce la forza  $F_s$ .

Le caratteristiche in questa sezione, nella quale verrà effettuata la verifica delle dimensioni del profilato HEB, sono:

$$T = F_s = 5.921 \text{ N}$$

$$N = 3.423 \text{ N}$$

$$M = T \times h = 16.875 \text{ Nm}$$



#### 4. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

##### 4.1 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE FUNI

Il dimensionamento e la conseguente verifica delle funi utilizzate nella realizzazione della barriera paramassi, a partire dalle massime sollecitazioni calcolate, è sintetizzato nel seguente quadro sinottico.

Elemento strutturale	Sollecitazione massima [kN]	Ø (mm)
Correnti di sommità e di base	5,921	16
Controvento di monte	4,003	16
Controventi laterali	4,518	16
Ancoraggio dei controventi di monte	$2 \times F_{cm} \sin\beta_{l(20^\circ)} = 4,964$	2 x 16

##### 4.2 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEL PUNTONE DI SOSTEGNO

Il puntone di sostegno è soggetto alla sollecitazione massima di seguito elencate:

$$T = F_s = 5.921 \text{ N}$$

$$N = 3.423 \text{ N}$$

$$M = T \times h = 16.875 \text{ Nm}$$

Per tanto, la verifica a presso flessione deviata fornisce i seguenti risultati derivati dall'applicazione del criterio di Henky-V.Mises

$$\sigma_{eq} = 83 \text{ N/mm}^2 < 160 \text{ N/mm}^2$$

#### 5. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE FONDAZIONI

##### 5.1 ANCORAGGI DI MONTE

Gli ancoraggi delle funi di controvento dei puntoni di sostegno sono costituiti, come meglio descritti nel paragrafo 1.6 della presente relazione, da una fune a cavallotto infissa nel terreno di fondazione ed annegata in boiaccia cementizia iniettata a pressione.

### 5.1.1 CALCOLO DELLA LUNGHEZZA DELLE FUNI DI ANCORAGGIO

Le funi degli ancoraggi di monte essendo annegate in boiaccia, a 6 q.li di cemento 325 per metro cubo, additivata con antiritiro ed iniettata in pressione, sviluppano una tensione limite di aderenza fune-boiaccia di intensità pari a:

$$\overline{\tau_{ad}} = 0,5 \text{ N/mm}^2$$

$$L_{min} = T / (2P_f \cdot \overline{\tau_{ad}}) = 100 \text{ mm}$$

$$T = 4.964 \text{ N}$$

$$P_f = \pi D = 50 \text{ mm (fune } \varnothing 16)$$

Gli ancoraggi dei controventi di valle saranno, quindi, realizzati con 2  $\varnothing 16$  annegate in boiaccia per una lunghezza pari a circa 1,50 m.

### 5.1.2 VERIFICA ALLO SFILAMENTO DELL'ANCORAGGIO

Il foro per l'ancoraggio delle funi deve essere tale da ospitare le armature con un adeguato copriferro, quindi, si impone che il suo diametro sia almeno pari a tre volte quello delle funi in esso ospitate. La lunghezza del foro, invece, deve essere tale da contrastare la forza di sfilamento.

Dalla relazione geologico-tecnica si ravvisa la presenza in sito di due tipi di formazioni:

- |                          |                                       |                          |                       |
|--------------------------|---------------------------------------|--------------------------|-----------------------|
| a) Substrato carbonatico | $\gamma = 2,4 \text{ t/m}^3$          | $\varnothing 35 \div 40$ | $c = 2 \text{ t/m}^2$ |
| b) Detrito carbonatico   | $\gamma = 1,9 \div 1,8 \text{ t/m}^3$ | $\varnothing 30 \div 35$ | $c = 0 \text{ t/m}^2$ |

Nel substrato carbonatico il diametro del foro si fissa pari a circa  $\varnothing 100$  mm, mentre, nel terreno sciolto a  $\varnothing 150$  mm. In entrambi i casi deve essere verificata la seguente equazione di equilibrio lungo l'asse dell'ancoraggio:

$$P_p \cdot L \cdot \tau / T \geq 3 \quad (\text{D.M 11/03/88})$$

Assegnati i seguenti valori alle grandezze che compaiono nell'espressione:

$$P_p = 314 - 471 \text{ mm (perimetro della perforazione } \varnothing 100 - \varnothing 150)$$

$$L = 1.500 \text{ mm (lunghezza del foro)}$$

$$\tau = 0,3 \text{ N/mm}^2 \text{ (sforzo tangenziale limite roccia-boiacca iniettata in pressione)}$$

$$T = 4.964 \text{ N}$$

Per il foro  $\varnothing 100$ , di minore diametro, si ottiene:

$$P_p \cdot L \cdot \tau / T > 3 \quad (\text{D.M 11/03/88})$$

La verifica è, quindi, soddisfatta per un foro di lunghezza minima  $L = 1,5 \text{ m}$

## 5.2 FONDAZIONE DEL PUNTONE DI SOSTEGNO

Il puntone di sostegno termina, alla base, con una piastra, descritta nei punti precedenti e nei grafici, che rappresenta il vincolo che si collega al sistema di fondazione con i dettagli costruttivi riportati nella tavola di progetto.

Un blocco di calcestruzzo realizzato con  $R_{ck} 35 \text{ N/mm}^2$ , ancorato al terreno nel modo dopo descritto, ospita sulla superficie superiore la piastra in acciaio Fe 360, di dimensioni in pianta di  $700 \text{ mm} \times 700 \text{ mm}$ , di spessore  $20 \text{ mm}$ . Alla piastra è saldato il raccordo con il profilo HEB 180.

La piastra dispone di quattro fori, ai vertici della stessa, per il passaggio dei quattro tirafondi in acciaio FeB 44 K, infilati nel terreno.

Le dimensioni del blocco di calcestruzzo sono  $850 \times 850 \text{ mm}$  in pianta, mentre l'altezza è di  $200 \text{ mm}$  per il caso di terreno con substrato carbonatico e di  $500 \text{ mm}$  nel caso di terreno formato da detrito carbonatico. La geometria del blocco di calcestruzzo è stata fissata in base alle esigenze geometriche delle piastre, piuttosto che per effetto di vere e proprie sollecitazioni.

I tirafondi sono infilati in fori eseguiti nel terreno, di lunghezza di  $1.500 \text{ mm}$  e  $2.500 \text{ mm}$  per i due diversi tipi, annegati in getto di malta a pressione realizzata con  $6 \text{ q.li}$  di cemento tipo 325.

Il carico trasmesso dal puntone è rappresentato dagli effetti di una forza applicata in sommità del puntone stesso di  $5921 \text{ N}$  ed una forza di pari valore applicata alla base del puntone.

Con queste azioni alla base del puntone si ha:

$$\text{Forza di taglio} = 2 \times 5.921 = 11.868 \text{ N}$$

$$\text{Momento flett.} = 5.921 \times 3,00 = 17.763 \text{ Nm}$$

E' da rilevare che la direzione della forza non coincide con gli assi  $x$  ed  $y$  del blocco e della piastra, cosicché le verifiche debbono tener conto dell'asse di deviazione della sollecitazione stessa.

A vantaggio di sicurezza, perciò, lo sforzo massimo nei tirafondi è determinato considerando la direzione della diagonale del quadrato della piastra, direzione nella quale sono attivi due soli

tirafondi, di cui uno teso e l'altro compresso. Per quanto attiene il taglio, invece, si fa affidamento su tutti e quattro i tirafondi.

Verifica a taglio :  $11.868 / 4 = 2.967 \text{ N}$

La tensione nei tirafondi si ottiene dividendo tale valore per l'area del ferro; la verifica fornisce valori assolutamente accettabili.

Verifica per effetto del momento flettente:

Sforzo max nei tirafondi :  $17.763 / 0,58 \times 1,41 = 21.720 \text{ N}$

La verifica del sistema di collegamento con i tirafondi può effettuarsi confrontando tale valore con quello compatibile con le caratteristiche del terreno.

Nella relazione geologico-tecnica si riscontrano in sito i di due tipi di formazioni di seguito caratterizzati:

a) Substrato carbonatico  $\gamma = 2,4 \text{ t/m}^3$   $\varnothing 35 \div 40$   $c = 2 \text{ t/m}^2$

b) Detrito carbonatico  $\gamma = 1,9 \div 1,8 \text{ t/m}^3$   $\varnothing 30 \div 35$   $c = 0 \text{ t/m}^2$

In entrambi i casi deve essere verificata la seguente equazione di equilibrio lungo l'asse dei tirafondi:

$$A_1 \cdot \tau \geq 3 \text{ Sf max (D.M. 11/03/88)}$$

Nella quale è stato assunto un coefficiente di sicurezza pari a 3, mentre Sf max è lo sforzo nei tirafondi prima calcolato.

Nel substrato carbonatico, in cui il diametro dei fori di ancoraggio dei tirafondi è circa  $\varnothing 45 \text{ mm}$  e la sua lunghezza e  $L = 1,50 \text{ m}$ , si ha:

$$A_1 = 183.783 \text{ mm}^2$$

$$\tau = 0,4 \text{ N/mm}^2 \text{ (sforzo tangenziale limite roccia-boiaccia iniettata in pressione)}$$

$$A_1 \cdot \tau = 73.513 \text{ N}$$

Valore che soddisfa la condizione prima indicata dal momento che il rapporto tra questo valore e Sf max è superiore a 3.

Nel detrito carbonatico, in cui il diametro dei fori di ancoraggio dei tirafondi è circa  $\varnothing 90 \text{ mm}$  e la sua lunghezza e  $L = 2,50 \text{ m}$ , si ottiene:

$$A_1 = 565.487 \text{ mm}^2$$

$$\tau = 0,3 \text{ N/mm}^2 \text{ (sforzo tangenziale limite roccia-boiaccia iniettata in pressione)}$$

$$A_1 \cdot \tau = 169.646 > 3 \text{ Sf max.}$$

La condizione di verifica prima riportata è in assoluto la più gravosa; è stato infatti trascurato il contributo benefico del carico verticale che riduce gli sforzi di trazione.

Si riporta anche il calcolo dello sforzo nel tirafondi considerando la direzione y:

$$\text{Sforzo max nel tirafondi (y) : } 17.763 / 0,58 \times 2 = 15.321 \text{ N}$$

valore che soddisfa le condizioni prima esaminate.