

S.S. 131 di “Carlo Felice”

Adeguamento e messa in sicurezza della S.S. 131

Risoluzione di nodi critici – 1° stralcio

Dal km 158+000 al km 162+700

Adeguamento della S.P. 125

Barriere paramassi

Relazione di calcolo

INDICE

1. INTRODUZIONE.....	3
2. RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI	9
2.1 RIFERIMENTI NORMATIVI.....	9
2.2 RIFERIMENTI PROGETTUALI.....	9
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	10
4. ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO	11
5. VERIFICA FONDAZIONI DEL MONTANTE	12
6. VERIFICA ANCORAGGIO DI MONTE	13
7. VERIFICA ANCORAGGIO LATERALE	14

1. INTRODUZIONE

Il documento ha lo scopo di verificare il sistema di fondazione e di ancoraggio delle barriere paramassi necessarie alla messa in sicurezza della S.P. 125, il cui tracciato si sviluppa a monte dell'attuale statale SS131.

Infatti, nel tratto più settentrionale, la S.P. 125 si sviluppa a mezzacosta lungo un versante che, nella parte più alta presenta pareti sub-verticali, in ammassi rocciosi basaltici, con processi gravitativi riferibili al distacco ed al rotolamento di elementi rocciosi dalle pareti che bordano il *plateaux* basaltico.

La campagna di rilievi geostrutturali e di analisi dei blocchi, effettuata sul fronte roccioso e sull'intero versante a monte della S.P. 125, ha evidenziato la presenza di un'estesa area potenzialmente soggetta a distacchi di blocchi di roccia (cfr. rif. [4]).

Le analisi dei blocchi, effettuata sul fronte roccioso e sull'intero versante a monte della S.P. 125, hanno evidenziato la necessità di adottare barriere paramassi con assorbimento di energia superiore a 500 kJ ed un'altezza di protezione di almeno 3 m.

Hanno inoltre individuato le aree potenzialmente pericolose da proteggere tra la pk 3+350 e la pk 3+800 circa. Nel contempo, dopo una attenta analisi dei luoghi, si è ritenuto necessario estendere ulteriormente l'intervento a sud (tra la pk 3+190 e la pk 3+350) come anche evidenziato dalla cartografia tecnica (PAI) redatta dall'Autorità di Bacino della Regione Sardegna (vedasi Figura 3). Infatti, su tale tratto si rileva la presenza di fronti rocciosi (seppur con altezze di caduta minori), con elementi in condizioni metastabili e numerosi massi erratici lungo il pendio ed in prossimità della strada, sia a valle sia a monte della stessa (vedasi Figura 4).

In definitiva il progetto prevede l'installazione di 9 barriere con uno sviluppo planimetrico complessivo di 680 m (al lordo delle sovrapposizioni) e una altezza utile di protezione pari a 4 m fuori terra:

- tratta A: L= 60 m, 7 montanti, 8 ancoraggi di monte, 4 laterali
- tratta B: L= 50 m, 6 montanti, 7 ancoraggi di monte, 4 laterali
- tratta C: L= 70 m, 8 montanti, 9 ancoraggi di monte, 4 laterali
- tratta D: L= 70 m, 8 montanti, 9 ancoraggi di monte, 4 laterali
- tratta E: L= 80 m, 9 montanti, 10 ancoraggi di monte, 4 laterali
- tratta F: L= 90 m, 10 montanti, 11 ancoraggi di monte, 4 laterali
- tratta G: L= 80 m, 9 montanti, 10 ancoraggi di monte, 4 laterali
- tratta H: L= 90 m, 10 montanti, 11 ancoraggi di monte, 4 laterali
- tratta I: L= 90 m, 10 montanti, 11 ancoraggi di monte, 4 laterali

Le barriere in progetto sono previste collaudate e certificate con una capacità dissipativa di oltre $E_p = 1500$ kJ (classe 4, in accordo a ETAG 027), sicuramente idonee ad intercettare in sicurezza i potenziali blocchi di roccia prima che essi possano raggiungere la sede stradale (vedasi Figura 5).



Figura 1: Parete verticale nei termini basaltici al bordo l'altopiano di Campeda.



Figura 2. Accumuli di blocchi di roccia di dimensioni variabili, posti a differenti quote assolute e distanze dalle scarpate (aree sorgenti), lungo il versante a monte della S.P. 125. Nella terza foto si riconosce una superficie di rottura fresca.

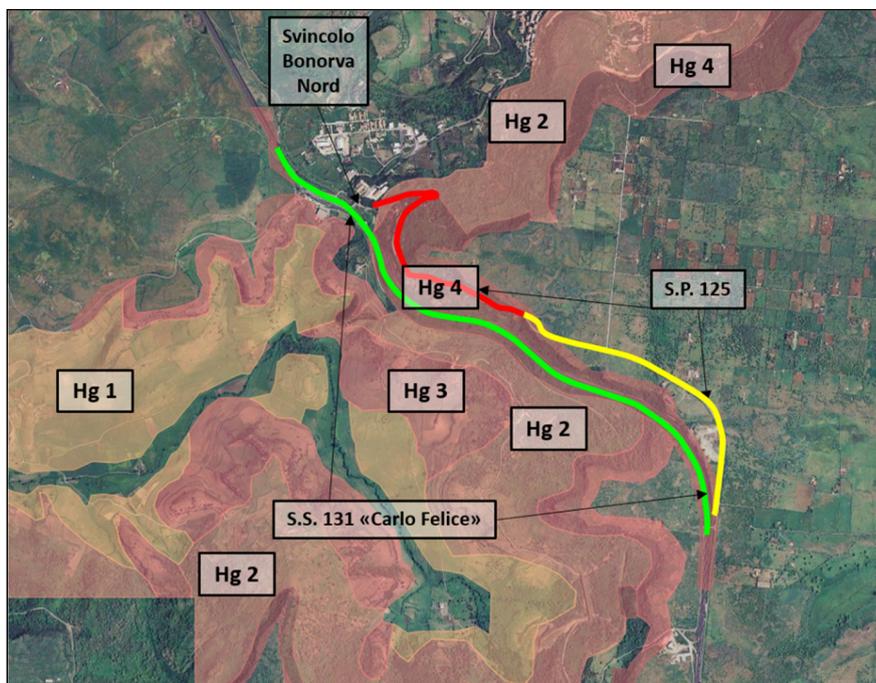


Figura 3: Stralcio della Pericolosità da frana individuata dal P.A.I. della Sardegna (immagine dal Geoportale Regionale).
Le aree colorate sono quelle a differente livello di pericolosità, quelle prive di riempimento non presentano alcuna criticità geomorfologica



Figura 4: Vista dall'alto del tratto sud tra la pk 3+190-3+350 (il giallo indica il punto in cui sono state catturate le immagini con la vista del fronte roccioso potenzialmente instabile e dei massi erratici presenti nell'intorno della strada)

2. RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

2.1 Riferimenti normativi

- [1] D.M. 14/01/2008 – “Norme tecniche per le costruzioni”
- [2] Circolare 2 febbraio 2009 , n. 617 – “Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008»
- [3] A.I.C.A.P. - Ancoraggi nei terreni e nelle rocce: raccomandazioni

2.2 Riferimenti progettuali

- [4] T00_OS13_GEO_RE01_A - *“Adeguamento della S.P. 125 – Barriere paramassi – Relazione geostrutturale e di calcolo”.*
- [5] T00_OS13_GET_PL01_A - *“Adeguamento della S.P. 125 – Barriere paramassi – Planimetria”.*
- [6] T00_OS13_GET_DI01_A - *“Adeguamento della S.P. 125 – Barriere paramassi – Disegni d'insieme e particolari”.*

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

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

- Tensione caratteristica a rottura dell'acciaio $f_{tka} = 430 \text{ MPa}$
- Tensione caratteristica a snervamento dell'acciaio $f_{yka} = 275 \text{ MPa}$

Acciaio per barre GEWI (cl. 500/550)

- Tensione caratteristica a rottura dell'acciaio $f_{tks} = 550 \text{ MPa}$
- Tensione caratteristica a snervamento dell'acciaio $f_{yks} = 500 \text{ MPa}$

Acciaio per funi spiroidale (classe 1570 N/mm² – costruzione 1 x 37 - UNI EN 12385-10)

- Carico rottura minimo per diametro nominale $\Phi 20T_{\Phi 20} = 322 \text{ kN}$

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

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

- Resistenza cubica a compressione caratteristica $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Resistenza monoassiale per carichi di breve durata $f_{ck} = 25 \text{ MPa} = 0,83 \times R_{ck}$

4. ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

L'intervento in esame prevede l'installazione di n. 9 barriere con uno sviluppo planimetrico di 680 metri lineari e una altezza nominale di 4 metri fuori terra. Le barriere in progetto hanno una capacità dissipativa di oltre $E_p = 1500$ kJ (classe 4, in accordo a ETAG 027).

La determinazione dei carichi di progetto avviene considerando i risultati ottenuti durante la prova d'urto a scala reale (Crash Test) di tipo MEL (Maximum Energy Level) eseguita sulla barriera RB 1500, in cui vengono individuati gli sforzi massimi agenti sulle funi convergenti agli ancoraggi di monte e laterali, come indicato nello schema riportato in Figura 6.

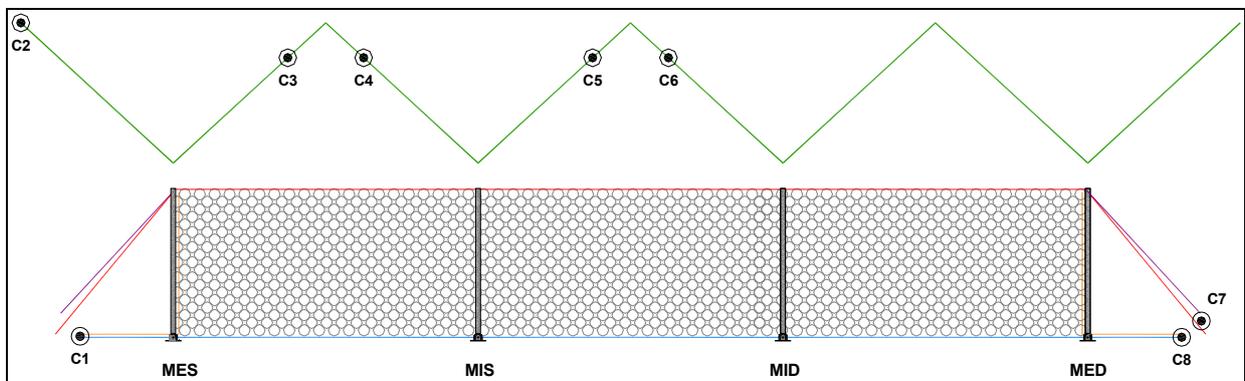


Figura 6: Disposizione delle celle di carico per l'analisi degli sforzi sulle funi durante il crash test

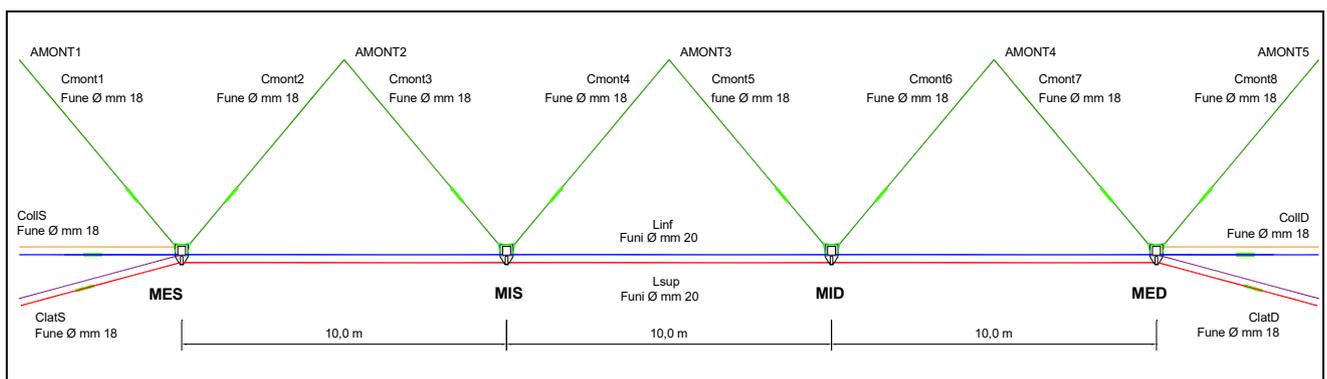


Figura 7: Caratteristiche geometriche della barriera RB 1500

Tenuto conto delle forze di picco registrate dalle celle di carico durante il sopramenzionato crash test, della disposizione delle celle di carico, della conformazione geometrica della barriera, è possibile determinare i carichi massimi (nella peggiore combinazione di carico) agenti sui montanti, sugli ancoraggi laterali e sugli ancoraggi di monte, che vengono riportati nella tabella qui di seguito.

$$T_L = 252,60 \quad \text{kN} = \text{massimo carico su ancoraggi laterali}$$

T_M	=	163,10	kN	=	massimo carico su ancoraggi di monte
N	=	226,26	kN	=	massimo carico di compressione alla base del montante
V	=	157,36	kN	=	massimo carico di taglio alla base del montante

5.VERIFICA FONDAZIONI DEL MONTANTE

A favore di sicurezza si considera che tutte le fondazioni dei montanti siano sollecitate con il massimo carico $N = 226.26$ kN. Si rileva, inoltre, che la base del montante è soggetta anche ad una forza di taglio, che vale $V = 157.36$ kN.

Data la contemporanea presenza dello sforzo normale di compressione e quello di taglio, si può tenere in conto anche della resistenza d'attrito esistente all'interfaccia tra la base del montante e il terreno sottostante (o il plinto in c.a. se esiste).

Assunto, quale angolo d'attrito tra le facce a contatto, il valore minimo $\delta = 15^\circ$ ricavabile in letteratura, la forza d'attrito, opposta a V_M , risulta

$$T_{\text{attr}} = N \operatorname{tg} \delta = 60.63 \text{ kN.}$$

Il valore di calcolo del taglio effettivo agente in fondazione vale quindi

$$V_M = V - T_{\text{attr}} = 96.73 \text{ kN}$$

Le fondazioni del montante verranno realizzate mediante $n_b = 2$ barre in acciaio tipo GEWI aventi diametro $\varnothing 28$ inserite in perforazioni di diametro minimo $D = 70$ mm ciascuno, in modo da formare 2 micropali di lunghezza pari a 4.0 m.

La barra disposta sul lato monte, inoltre, verrà inclinata, verso monte, di un angolo di circa $\zeta = 20^\circ$. La verifica verrà eseguita sulla barra di monte che, a causa della sua inclinazione risulta la più sollecitata. Infatti si tenga conto delle seguenti relazioni che ne determinano le sollecitazioni per la barra più sollecitata:

$$N_b = N/2 \cos \zeta + V_M/2 \operatorname{sen} \zeta = 122.85 \text{ kN}$$

$$V_b = N/2 \operatorname{sen} \zeta + V_M/2 \cos \zeta = 84.14 \text{ kN}$$

Si determina la portata limite mediante la formula (BUSTAMANTE-DOIX, 1985)

$$R_{\text{lim}} = \pi D_p \alpha \tau_{\text{lim}} L = 263.76 \text{ kN}$$

$\alpha \tau_{\text{lim}}$ è la tensione di adesione laterale limite fondazione-terreno (= 300 kPa)

D_p diametro di perforazione pari a 70 mm

L lunghezza utile di aderenza del micropalo pari a 4.0 m per lo strato omogeneo

Quindi la resistenza di progetto vale: $R_d = \frac{R_{\text{lim}}}{\gamma_R \xi} = 134.90 \text{ kN} > N_b = 122.85 \text{ kN}$.

γ_R è il coefficiente parziale riduttivo della resistenza (= 1.15)

ξ è il fattore di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero di profili di indagine (= 1.70)

Verifica sollecitazione delle barre

Si ipotizza, ora, che la piastra di base sia bloccata a terra unicamente mediante 2 tirafondi in barre d'acciaio tipo GEWI avente $\varnothing = 28$ mm e che il taglio venga assorbito esclusivamente dalle barre d'acciaio. Per la barra di monte si avrà uno sforzo di taglio massimo pari a :

$$V_b = 84.14 \text{ kN}$$

Che va associato allo sforzo normale sopra determinato:

$$N_b = 122.85 \text{ kN.}$$

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

$$\sigma_f = N_b / A = 199.4 \text{ MPa}$$

Posto $A = \pi \varnothing^2 / 4 = 6,16 \text{ cm}^2$, la massima tensione tagliante per ogni barra vale:

$$\tau_{\max} = 4 T_B / 3 A_{\text{res}} = 182.1 \text{ MPa}$$

La tensione ideale vale:

$$\sigma_{\text{id}} = \sqrt{(\sigma^2 + 3 \tau_{\max}^2)} = 373.2 \text{ MPa} < f_{yds} = 434.7 \text{ MPa} \text{ (coeff. sicurezza } \theta = 1.16)$$

La verifica è soddisfatta.

6.VERIFICA ANCORAGGIO DI MONTE

Noto il carico $T = T_M = 163.10$ kN, la disposizione delle funi, definita la stratigrafia del terreno, si verifica la resistenza a sfilamento dell'ancoraggio.

Gli ancoraggi di monte verranno realizzati con dei cavallotti in fune d'acciaio spiroidale $\varnothing 20$ inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a $D = 100$ mm e lunghezza $L = 5.0$ m.

Si determina la portata limite:

$$R_{\text{lim}} = \pi D_p \alpha \tau_{\text{lim}} L = 471.00 \text{ kN}$$

$\alpha \tau_{\text{lim}}$ è la tensione di adesione laterale limite fondazione-terreno (= 300 kPa)

D_p diametro di perforazione pari a 100 mm

L lunghezza utile di aderenza del micropalo pari a 5.0 m per lo strato omogeneo

Quindi la resistenza di progetto vale: $Rd = \frac{R_{\text{lim}}}{\gamma_R \xi} = 218.05 \text{ kN} > T_M = 163.10 \text{ kN.}$

γ_R è il coefficiente parziale riduttivo della resistenza (= 1.20)

ξ è il fattore di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero di profili di indagine (= 1.80)

Verifica resistenza fune:

$Q_c = 512.0$ kN = Carico di rottura cavallotto fune d'acciaio spiroidale $\varnothing 20$ (fornito dal produttore)

$T = 163.1$ kN = Carico massimo applicato all'ancoraggio

$\eta = 3.14$ = coefficiente di sicurezza

7. VERIFICA ANCORAGGIO LATERALE

Nota il carico $T = T_L = 252.6$ kN, la disposizione delle funi, definita la stratigrafia del terreno, si verifica la resistenza a sfilamento dell'ancoraggio.

Gli ancoraggi laterali verranno realizzati con dei cavallotti in fune d'acciaio spiroidale $\varnothing 20$ inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a $D = 114$ mm e lunghezza $L = 6.0$ m.

Si determina la portata limite:

$$R_{lim} = \pi D_p \alpha \tau_{lim} L = 644.65 \text{ kN}$$

$\alpha \tau_{lim}$ è la tensione di adesione laterale limite fondazione-terreno (= 300 kPa)

D_p diametro di perforazione pari a 114 mm

L lunghezza utile di aderenza del micropalo pari a 5.0 m per lo strato omogeneo

Quindi la resistenza di progetto vale: $Rd = \frac{R_{lim}}{\gamma_R \xi} = 298.45 \text{ kN} > TL = 252.6 \text{ kN}$.

γ_R è il coefficiente parziale riduttivo della resistenza (= 1.20)

ξ è il fattore di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero di profili di indagine (= 1.80)

Verifica resistenza fune

$Q_c = 512.0$ kN = Carico di rottura cavallotto fune d'acciaio spiroidale $\varnothing 20$ (fornito dal produttore)

$T = 252.6$ kN = Carico massimo applicato all'ancoraggio

$\eta = 2.03$ = coefficiente di sicurezza