



**PIANO STRAORDINARIO PER LA MITIGAZIONE DEL  
RISCHIO IDROGEOLOGICO**  
Art. 2, comma 240, Legge 23 dicembre 2009, n. 191



**ACCORDO DI PROGRAMMA MATTM-REGIONE MARCHE**  
**25 NOVEMBRE 2010**



COMMISSARIO STRAORDINARIO DELEGATO  
DPCM 9 MARZO 2011

Ordinanza 21/12/2012, n. 25/2012

**Intervento FM025A/10 – CUP C39H11000450001**  
**Consolidamento versante con regimentazione acque**  
**in località Sant'Elpidio Morico**  
Versante sud-est riclassif. FRANA R3  
IMPORTO PROGETTO € 200.000,00



**AMMINISTRAZIONE PROVINCIALE DI FERMO**  
**ASSESSORATO GENIO CIVILE E PROTEZIONE CIVILE**



**PROGETTO ESECUTIVO**

AREA DI INTERVENTO

**GRUPPO DI PROGETTAZIONE:**

ing. marco trovarelli  
geom. simone albertini  
geom. andrea ciccolini



**L'INGEGNERE CAPO**  
(Stefano Babini)

**DIREZIONE DEI LAVORI:**

ing. marco trovarelli

**COORDINATORE DELLA SICUREZZA:**

ing. marco trovarelli

**RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:**

ing. stefano babini

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Tav. N.

**3**

Prot.:

Data:

Scala:

File:

Aggiornamenti:

Novembre 2013

# RELAZIONE DI CALCOLO

## BARRIERA PER LA STABILIZZAZIONE DI SCARPATE - MONO ANCORAGGIO

La presente relazione tratta il calcolo e la verifica, di un sistema difensivo concettualmente nuovo, meno costoso fra tutti quelli conosciuti e con il vantaggio, a parità di risorse economiche, di garantire la miglior sicurezza possibile a persone e strutture. Si tratta di un sistema per la stabilizzazione su pendii acclivi e potenzialmente valanghivi, che peraltro, applicato in interventi di sistemazione di bacini montani, ha palesato tutta la sua efficacia ed affidabilità.

Il progetto prevede la sistemazione delle scarpate di valle mediante l'applicazione di questo nuovo schema strutturale tipo "Erdox" in considerazione dell'elevata affidabilità ed efficienza del sistema rispetto ad altri valutati in sede di analisi preliminare con terreno di peso specifico  $g$ , angolo di resistenza al taglio caratteristico  $F'_k$  e coesione efficace caratteristica  $c'_k$  caratterizzati dai seguenti valori:

$$g = 19 \text{ KN/m}^3$$

$$F'_k = 30^\circ$$

$$c'_k = 0 \text{ KN/m}^2$$

### 1. DETERMINAZIONE DELLA SPINTA

La spinta agente sulle strutture deriva quindi dalla spinta attiva del terreno e dal sovraccarico del terreno sovrastante gravante sulla struttura in esame tenendo in considerazione dell'inclinazione del pendio a monte della struttura. La spinta agente sull'opera è stata calcolata secondo le disposizioni riportate dal D.M. 14/01/2008.

La spinta in condizioni sismiche può essere espressa mediante la seguente relazione:

$$E_d = gG_2 \left( \frac{1}{2} g (1+k_v) h^2 K \right) + gQ_1(QhK) - gG_2(2c'_d h K^{1/2})$$

che di fatto rappresenta la spinta del terreno applicata su una parete piana, dove  $g$  indica il peso specifico del terreno,  $h$  l'altezza della barriera e  $K$  il coefficiente di spinta attiva, il quale tiene conto dell'azione sismica,  $Q$  il sovraccarico variabile,  $c'_d$  la coesione efficace di progetto e  $g_i$  sono i coeff. parziali. Tali parametri sono caratterizzati dai seguenti valori:

COMB SISMICA				PARAMETRI SISMICI		
$g$	=	19	$\text{KN/m}^3$	$V_n$	=	>50
$F'_d$	=	25	$^\circ$	$T_r$	=	475
$c'_d$	=	0	$\text{KN/m}^2$	$a_g$	=	1,75
$K$	=	0,44		$F_o$	=	2,44
$Q_{acc.}$	=	2,00	$\text{KN/m}^2$	$S = S_s \times S_t$	=	1,00
$Q_{terreno}$	=	7,75	$\text{KN/m}^2$	$T^*_c$	=	0,34

La spinta in condizioni statiche può essere espressa mediante la seguente relazione:

$$E_d = \gamma G_2 \left( \frac{1}{2} \gamma h^2 K \right) + \gamma Q_1(QhK) - \gamma G_2(2c'_d h K^{1/2})$$

Tali parametri cambiano valore a seconda della combinazione di carico nel modo seguente:

COMB 1				COMB 2			
g	=	19	kN/m <sup>3</sup>	g	=	19	kN/m <sup>3</sup>
F' <sub>d</sub>	=	30	°	F' <sub>d</sub>	=	25	°
c' <sub>d</sub>	=	0,00	kN/m <sup>2</sup>	c' <sub>d</sub>	=	0,00	kN/m <sup>2</sup>
K	=	0,33	--	K	=	0,41	--
Q <sub>acc.</sub>	=	2,00	kN/m <sup>2</sup>	Q <sub>acc.</sub>	=	2,00	kN/m <sup>2</sup>
Q <sub>terreno</sub>	=	7,75	kN/m <sup>2</sup>	Q <sub>terreno</sub>	=	7,75	kN/m <sup>2</sup>

Nel caso della combinazione sismica, la pressione indotta dalla spinta attiva del terreno può essere valutata secondo la seguente relazione:

$$P = \gamma G_2 (\gamma H K^* (1 + k_v)) + \gamma Q_1 (Q K^*) - \gamma G_2 (2 * c'_d K^{1/2})$$

In corrispondenza del baricentro della barriera, la pressione risulta pari a circa:

$$P_b = 15,17 \text{ kN/m}^2$$

mentre in corrispondenza del piede si ottiene un valore di pressione pari a:

$$P_p = 26 \text{ kN/m}^2$$

Nel caso della combinazione fondamentale, la pressione indotta dalla spinta attiva del terreno può essere valutata secondo la seguente relazione

$$P = \gamma G_2 (\gamma H K) + \gamma Q_1 (Q K^*) - \gamma G_2 (2 * c'_d K^{1/2})$$

In corrispondenza del baricentro della barriera, la pressione risulta pari a circa:

COMB1             $P_b = 15.17 \text{ kN/m}^2$

COMB2             $P_b = 15.70 \text{ kN/m}^2$

mentre in corrispondenza del piede si ottiene un valore di pressione pari a:

COMB1             $P_p = 25.46 \text{ kN/m}^2$

COMB2             $P_p = 25.42 \text{ kN/m}^2$

Strutturalmente la barriera viene assimilata ad un reticolo di elementi strutturali, caricati in corrispondenza del baricentro delle travi costituenti la croce di S.Andrea, da forze concentrate che, nel caso più gravoso, hanno intensità pari a:

Per le aste superiori	Comb. Sis.	12.19 KN
	Comb.1	12.53 KN
	Comb. 2	12.56 KN
Per le aste inferiori	Comb. Sis.	25.73 KN
	Comb.1	25.39 KN
	Comb. 2	24.70 KN

La risultante della spinta del terreno risulta dunque essere pari a circa:

Comb. Sis.	75.85 KN
Comb.1	78.83 KN
Comb. 2	74.51 KN

La spinta S rappresenta la sollecitazione massima applicata alla struttura in esame. Su tale valore andranno verificati gli elementi costituenti la barriera ed il relativo sistema di fondazione. La risultante dei carichi agisce parallelamente al pendio.

## 2. DIMENSIONI DELLA STRUTTURA

Altezza struttura:	$h = 2.50 \text{ m}$
Larghezza struttura:	$b = 2.00 \text{ m}$
Lunghezza Gambo:	$l = 6.00 \text{ m}$
Diagonale:	$d = 3.20 \text{ m}$

## 3. VERIFICA DELLA STRUTTURA

Il calcolo si presenta come calcolo di una struttura inflessa, soggetta a carico di punta. A tale riguardo, si ricorda che i limiti imposti dalla normativa, relativi alla snellezza massima nel caso di elementi strutturali soggetti a sollecitazioni dinamiche, devono rientrare nei seguenti termini:

- $l = 150$  per elementi principali;
- $l = 200$  per elementi secondari.

Il metodo dello stato limite ultimo impone che la resistenza di calcolo per sollecitazioni assiali e/o flessionali sia:

$$f_k = 235 \text{ N/mm}^2 \text{ (acciaio S 235)}$$

$$f_k = 275 \text{ N/mm}^2 \text{ (acciaio S 275)}$$

$$f_k = 355 \text{ N/mm}^2 \text{ (acciaio S 355)}$$

Le sollecitazioni utilizzate nella progettazione degli elementi della struttura sono stati ricavati mediante programma di calcolo agli elementi finiti, schematizzando in modo appropriato la struttura in maniera tale che le sollecitazioni ottenute risultino essere il più possibile simili a quelle a cui è soggetta la struttura nelle condizioni di esercizio.

La struttura a croce, è formata da travi tubolari a sezioni quadrata; il puntone è costituito da un elemento tubolare in acciaio, mentre il collegamento fra gli elementi strutturali è garantito dalla presenza di trefoli di collegamento tra la croce e la testa del puntone, nonché da trefoli della rete, la quale deve adagiarsi sulle travi tubolari.

La rete di tamponamento è realizzata con rete tipo a doppia torsione, ancorata mediante ganci alle funi portanti in fune d'acciaio di diam. 10 mm. La rete dovrà essere stesa anche sul terreno di posa della barriera per uno sviluppo di almeno 1.50 m, in modo da garantire il funzionamento a sacco della struttura.

Il carico gravante sulla struttura viene suddiviso in quattro vettori gravanti sulle porzioni inferiore e superiore delle due putrelle costituenti la croce. Il carico viene supposto distribuito in modo lineare.

Si ipotizza che tale struttura sia soggetta a pressoflessione con possibilità di insorgenza di problemi di carico di punta; pertanto, la progettazione strutturale è attenta a tali problematiche. I parametri relativi alla geometria del pendio ed alla spinta sono quelli esposti nelle parti precedenti della trattazione. I parametri relativi alla struttura e al carico, sono i seguenti:

Inclinazione muro :  $a = 0^\circ$

Interasse (Base):  $b = 2.00 \text{ m}$

Altezza: h = 2.50 m

Dal punto di vista strutturale la combinazione più gravosa è la SISMICA

Mentre dal punto di vista geotecnico la combinazione più gravosa è la COMB 2

Le sollecitazioni presenti nella struttura, sono le seguenti:

SFORZO NORMALE	
GAMBO	
Trazione gambo	76,60 kN
ELEMENTO PRINCIPALE	
Trazione tirante complanare orizzontale alto	0,5 kN
Trazione tirante complanare orizzontale basso	0,5 kN
Azione assiale bracci superiore croce	0,5 kN
Azione assiale bracci inferiori croce	0,5 kN
MOMENTO FLETTENTE	
Momento complanare bracci inferiori	20,60 KNm
Momento massimo al nodo centrale	20,60 kNm
TAGLIO	
Taglio complanare bracci superiore	12.60 kN
Taglio complanare bracci inferiori	25.80 kN

La struttura è dimensionata per resistere ad una sollecitazione massima pari a: 76.60 kN

Porzione inferiore

#### **TRAVE QUADRATA 90x90x3 + 2 PIASTRE DI RINFORZO SPESSORE s=10mm**

Peso al metro lineare : p = 8.01 kg/m  
Area sezione trasversale : A = 1020 mm<sup>2</sup>  
Modulo di resistenza elastico : W = 28300 mm<sup>3</sup>  
Modulo di resistenza plastico : Wp = 33000 mm<sup>3</sup>  
Raggio di inerzia minimo : r = 35.3 mm

L'elemento è stato verificato utilizzando il metodo dello stato limite ultimo seguendo quanto riportato nella normativa italiana (NTC2008).

$$M_{N, y, Rd} = M_{pl, Rd} = \frac{(1-N)}{(1-0.5\alpha)} = 0.74$$

Nodo centrale:

## TRAVE QUADRATA 90x90x3 + 2 PIASTRE DI RINFORZO SPESSORE s=10mm

Peso al metro lineare :	p =	8.01 kg/m
Area sezione trasversale :	A =	852 mm <sup>2</sup>
Modulo di resistenza elastico :	We =	27134 mm <sup>3</sup>
Raggio di inerzia minimo :	r =	35.3 mm

L'elemento è stato verificato utilizzando il metodo dello stato limite ultimo seguendo quanto riportato nella normativa italiana (NTC2008). La trave è stata verificata alla resistenza, secondo la seguente relazione:

$$\sigma_{z,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed}^2 \cdot \sigma_{z,Ed}^2 + 3 \tau_{Ed}^2 = 222,82 < 223,81 = \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

## GAMBO

Il gambo centrale è realizzato mediante barre autoperforanti ( $f_y=950 \text{ N/mm}^2$ ) di dimensioni pari a 32.0 mm con uno spessore di 10 mm.

La resistenza a trazione di tale elemento è pari a 383,72 KN superiore a quella di progetto pari a 76.6 KN

## 4. DETERMINAZIONE LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DELLA BARRA

Nel seguito viene dimensionato il diametro di perforazione e la profondità dell'ancoraggio. L'ancoraggio adottato è costituito da una barra in acciaio B450C di diametro pari a 24 mm avente le seguenti caratteristiche:

- $f_{yk}$  tensione caratteristica di snervamento pari a  $450 \text{ N/mm}^2$ ;
- $f_{yd}$  tensione limite di progetto pari a  $391 \text{ N/mm}^2$ ;

Il carico di progetto per il calcolo della lunghezza di ancoraggio si assume pari al massimo carico a trazione pari a 76,60 kN da cui si ricava:

$$N_d/A = 76600 \text{ N}/452,16 \text{ mm}^2 = 169 \text{ N/mm}^2 < 391 \text{ N/mm}^2$$

Per la resistenza allo sfilamento si assumono i seguenti parametri:

- $\tau$  terreni granulari grossolani-MALTA= $0.4 \text{ N/mm}^2$ ;
- $\tau$  acciaio-MALTA= $1.0 \text{ N/mm}^2$ .

Il diametro di perforazione è assunto pari a 60 mm.

### a) Verifica sfilamento bulbo – terreno

$$N_d = \pi \varnothing_{\text{perf}} \tau L$$

dove:

- $\tau$  è la resistenza al taglio nell'interfaccia terreno sciolto -malta iniezione; si trascura la resistenza del primo metro per l'attraversamento del corpo in materiale detritico;
- L è la lunghezza di ancoraggio necessaria nel terreno

Si ha quindi:

$$L1 = \frac{Nd}{\pi \phi_{perf} \tau} = \frac{76600}{3.14 \cdot 60 \cdot 0,4} = 1016 \text{ mm}$$

b) Verifica sfilamento malta di iniezione – acciaio

$$N_d = \pi \phi_{barra} \tau L$$

dove:

$\tau$  è la resistenza al taglio nell'interfaccia acciaio-malta iniezione

$L$  è la lunghezza di ancoraggio necessaria nel terreno

Si ha quindi:

$$L2 = \frac{Nd}{\pi \phi_{barra} \tau} = \frac{76600}{3,14 \cdot 24 \cdot 1,0} = 1016 \text{ mm}$$

Il valore massimo necessario  $L1 = L2 = 1016 \text{ mm}$  deve essere ovviamente sommato allo spessore instabile che potrebbe mobilizzarsi lungo il giunto di discontinuità individuato, posto, come asserito precedentemente pari al massimo a 1000 mm. Si ha dunque, considerando quindi un fattore di sicurezza minimo pari a 1.5 (incertezza sulla reale posizione del piano di scivolamento):

$$La = L1 \cdot 1.5 + St = 1016 \cdot 1.5 + 4000 = 5524 \text{ mm} \approx 6,00 \text{ m}$$

Dove:

- $La$  è la lunghezza complessiva dell'ancoraggio;
- $L1 \text{ terr.}$  è la lunghezza di sicurezza da calcolo;
- $St$  è lo spessore della copertura instabile.

La barriera sarà quindi vincolata con un tirante centrale di diametro pari a 24 mm in acciaio B450C infisso nel terreno per una lunghezza pari a 6,00 m.