

Oggetto:

**LAVORI DI REALIZZAZIONE DI MURO DI
CONTENIMENTO AL PIEDE DELLA
SCARPATA DI MONTE LUNGO LA SP. 370
DIR.B "LITORANEA DELLE 5 TERRE"
TRATTO MONTEROSSO-LOC.LORETO IN
COMUNE DI MONTEROSSO AL MARE**

Ubicazione dell'intervento:
**Comune di Monterosso al Mare
Strada Provinciale SP.370 dir B - Loc. Loreto**

R01

Data: Ottobre 2017



di architettura e ingegneria

NICOLA BRIZZI Ingegnere
Via Don Minzoni n.9, 19020 Riccò del Golfo
di Spezia (SP)
Tel.0187 768100
Partita I.V.A. 01311310112
E-mail: info@fabricalab.eu

RELAZIONE TECNICA

INDICE GENERALE

1	PREMESSA	2
2	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE	4
2.1	MATERIALI PER STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO	4
2.2	RETE METALLICA	5
2.3	FUNI DI CONTENIMENTO	5
2.4	BARRE PER CHIODATURE	5
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
4	STIMA DELLA PERICOLOSITA' SISMICA	7
4.1	VALUTAZIONE DEI COEFFICIENTI SISMICI ORIZZONTALE E VERTICALE	8
5	CENNI GEOTECNICI	9
6	RAFFORZAMENTO CORTICALE	11
6.1	METODO DI CALCOLO	11
6.2	METODO DI VERIFICA DELLE CHIODATURE	12
6.3	METODO DI VERIFICA DELLA LUNGHEZZA DEI CHIODI	14
6.4	METODO DI VERIFICA DELLA RETE	16
6.4.1	VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO	16
6.4.2	VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO	17
6.5	VERIFICA DEL SISTEMA DI RAFFORZAMENTO CORTICALE	18

1 PREMESSA

DATI GENERALI

Localizzazione dell'intervento	Strada Provinciale SP.370 dir B – Comune di Monterosso
Committente	Amministrazione Provinciale della Spezia
Identificativi catastali	-
Professionista incaricato	Ing. NICOLA BRIZZI, iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia della Spezia con il numero A-1000, con studio nel Comune di Riccò del Golfo di Spezia, Loc. San Benedetto, via Don Minzoni 9. Tel. 0187-768100

L'intervento in questione riguarda il progetto per la sistemazione definitiva di un tratto di viabilità lungo la Strada Provinciale SP.370 nel Comune di Monterosso in prossimità dell'autosilo "Parcheggio Loreto P-2".

Nello specifico si tratta di finalizzare l'intervento eseguito a seguito degli eventi alluvionali del 14 Novembre 2014 che hanno determinato il crollo dal costone roccioso a monte della sede stradale di un ammasso di blocchi di arenaria misto a terra sulla carreggiata, interrompendo così l'accesso al centro abitato di Monterosso.

A seguito di suddetto evento è stato progettato ed eseguito un intervento di disaggio del materiale instabile presente sulla scarpata ed un sistema di consolidamento della stessa mediante reti corticali adagiate sulla scarpata rimodellata contenute da un reticolo di funi di acciaio ancorato al substrato sano tramite chiodature passive.

Per la definitiva sistemazione della viabilità è richiesto allo scrivente la progettazione di un intervento mirato alla sistemazione del muretto di sottoscarpa danneggiato durante l'evento franoso di cui sopra.

A seguito del sopralluogo eseguito in data 03/10/2017 si è potuto constatare come poco più a monte dell'area d'intervento sia in atto un nuovo movimento franoso che interessa la porzione superficiale di copertura detritica del versante. Si evidenzia infatti come le reti posizionate in interventi eseguiti in passato siano deformate e ricolme di materiale che progressivamente si è spostato a valle lungo la superficie di scivolamento del pendio.

In aggiunta al progetto di ripristino del muretto di sottoscarpa è stato quindi richiesto di progettare una nuova copertura della scarpata.

Pertanto, alla luce di quanto sopra esposto, l'oggetto della presente relazione sarà l'intervento di ripristino del muretto sottoscarpa e la realizzazione di una nuova copertura della scarpata stessa.

Nello specifico lungo il tratto di versante localizzato, in corrispondenza del corpo di frana, il progetto prevede la realizzazione dei seguenti interventi:

- Pulizia della vegetazione e taglio degli alberi.
- Svuotamento ed eliminazione delle reti esistenti.
- Disaggio della coltre detritica fino al raggiungimento dello strato superficiale roccioso.
- Consolidamento dello strato roccioso superficiale allentato, atto a contenere il distacco di materiale dal fronte.
- Ripristino al piede del versante del muretto di sottoscarpa in calcestruzzo armato.

Con intervento di consolidamento dello strato roccioso si intende la realizzazione di un rafforzamento corticale da eseguire con reti metalliche e chiodatura sistematica della parete con una maglia di ancoraggi, di tipo passivo, che ha principalmente lo scopo di contenere tutti i fenomeni di micro crollo che coinvolgono la superficie del versante migliorando così la stabilità superficiale della parete.

Tale genesi viene indicata con il termine di "dissesto corticale".

Il dissesto corticale tipicamente interessa la parte più superficiale dell'ammasso in quanto risulta maggiormente esposta a fenomeni di degrado dovuti a ghiaccio, dilatazione termica, azione divaricatrice degli apparati radicali delle piante e alterazione.

Nello specifico l'intervento in progetto sarà eseguito attraverso le seguenti macro fasi:

- Esecuzione di chiodature a maglia romboidale di lato 3 m da realizzare con barre tipo Dywidag di diametro 32 mm, lunghezza pari a 4.00 m o comunque tali da garantire alle barre un ancoraggio nella roccia sana per una profondità di almeno 2.50 m, alloggiate in fori eseguiti nella roccia a roto percussione di diametro minimo 60 mm opportunamente cementate per iniezione in pressione ($p_{min}= 4.0$ bar) con boiaccia di cemento di classe minima C25/30.
- Posizionamento di un rivestimento di tipo flessibile in teli di rete in filo con nodi a doppia torsione, maglia del reticolo di forma esagonale 8x10 cm.
- Posa in opera, a cavallo del ciglio, di una fune di sostegno in sommità, una fune di contenimento al piede e di funi d'orditura disposte incrociate di diametro 16 mm, atte a creare un reticolo di contenimento di maglia 3.0 x 3.0 m, con la funzione di rinforzare il rivestimento e di realizzare un collegamento fra il rivestimento e le chiodature della parete.

Per quanto riguarda la sistemazione del muretto di sottoscarpa che corre lungo il ciglio di monte della strada Provinciale SP.370 consiste nell'innalzamento della quota della testa del muro al fine di creare, tra paramento interno del muro e versante, un'area per il contenimento dell'eventuale materiale non trattenuto dalle reti, limitando così eventuali versamenti di materiale lungo la viabilità.

L'innalzamento del muro sarà di circa 50 cm da realizzare in calcestruzzo C25/30 e barre in acciaio ad aderenza migliorata del tipo B450C. Il collegamento tra la nuova e vecchia struttura dovrà essere realizzata mediante inghisaggi con resine epossidiche bicomponenti realizzati con barre di armatura ad aderenza migliorata.

Il calcolo degli elementi strutturali è eseguito in accordo con il **D.M. 14/01/2008**.

I criteri di calcolo utilizzati per gli elementi strutturali si basano sul metodo semiprobabilistico agli stati limite, in osservanza alle normative vigenti.

2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE

Nella esecuzione delle opere in oggetto è previsto l'impiego dei seguenti materiali.

2.1 MATERIALI PER STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO

- INERTI:

Sabbia lavata e ben granata	granul. mm	1 ÷ 5
Ghiaietto vagliato	granul. mm	5 ÷ 25
Ghiaia vagliata	granul. mm	25 ÷ 30

- ACQUA:

Potabile o priva di sali (solfuri e/o cloruri)

- CEMENTO:

Classe 325 oppure 425

(Le caratteristiche devono essere quelle previste dal D.M. 14 Gennaio 2008).

- CALCESTRUZZO:

Calcestruzzo di cemento a base di inerti di varia pezzatura privi di impurità (organiche e saline in genere), provenienti da materiali lapidei di idonee caratteristiche di resistenza, non provenienti da rocce decomposte e scevre da parti friabili.

I conglomerati cementizi da impiegarsi nelle strutture saranno dosati come appresso indicato:

Sabbia lavata	m ³ 0,45	per m ³ di calcestruzzo
Ghiaietto vagliato	m ³ 0,60	per m ³ di calcestruzzo
Ghiaia vagliata	m ³ 0,15	per m ³ di calcestruzzo
Cemento 325 (425)	Kg 350	per m ³ di calcestruzzo
Diametro massimo aggregato	mm 20	
Rapporto acqua/cemento	a/c < 0,50	

RESISTENZA CARATTERISTICA A COMPRESSIONE DEL CONGLOMERATO:

Calcestruzzo per magrone di sottofondazione:	C12/15 [R _{ck} = 150 daN/cm ²].
Calcestruzzo per opere di fondazione:	C25/30 [R _{ck} = 300 daN/cm ²]
Calcestruzzo per opere in elevazione interne	C25/30 [R _{ck} = 300 daN/cm ²]

- ACCIAIO PER STRUTTURE IN C.A.:

Acciaio in barre per c.a.	B450C [f _{yk} = 450 N/mm ²]
Acciaio in reti per c.a..	B450C [f _{yk} = 450 N/mm ²]

2.2 RETE METALLICA

Rete metallica a doppia torsione a maglia esagonale tipo 8x10 cm in accordo con le UNI EN 10223-3, tessuta con trafilato di ferro, conforme alle UNI EN 102223-3 per le caratteristiche meccaniche e UNI EN 10218 per le tolleranze sui diametri, con carico di rottura compreso tra 350 e 550 N/mm² e allungamento minimo pari al 10% con un diametro pari a 3.00 mm, galvanizzato con lega eutettica di Zinco – Alluminio (5%) – Cerio – Lantanio conforme alla EN 10244 – Classe A con un quantitativo non inferiore a 255 gr/m².

2.3 FUNI DI CONTENIMENTO

Funi di contenimento in acciaio conforme alle norme UNI EN 10264-2 e UNI ISO 2408, con resistenza nominale dei fili elementari di acciaio non inferiore a 1770 N/mm² e con carico di rottura minimo di 84.1KN.

2.4 BARRE PER CHIODATURE

Barre tipo Dywidag di diametro 32 mm

Tipo	B 550 B
Tensione caratteristica di snervamento	500 N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	550 N/mm ²
Allungamento a rottura	5%

3 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- **D.M. 14 Gennaio 2008** - "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni;
- **Circolare Esplicativa n. 617 del 2 Febbraio 2009** - "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni in zone sismiche di cui al Decreto Ministeriale del 14 Gennaio 2008 ".

4 STIMA DELLA PERICOLOSITA' SISMICA

In riferimento alla classificazione sismica dell'area oggetto di intervento si ritiene utile precisare quanto segue.

La nuova classificazione sismica del territorio della Regione Liguria adottata con D.G.R.216/ del 17/03/2017 formulata sulla base di studi condotti dal Servizio Sismico Nazionale (SSN), dal Gruppo Nazionale per la Difesa dei Terremoti (GNDT) e dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), prevede la suddivisione del territorio regionale in 4 zone con livelli decrescenti di pericolosità sismica in relazione a 4 differenti valori di accelerazione orizzontale di picco al suolo (ag/g).

Il Comune di Monterosso, secondo quanto indicato nel D.G.R.216/2017 "Aggiornamento della classificazione sismica della del territorio della Regione Liguria", viene inserito in Zona sismica 3.

Con riferimento a quanto riportato nel D.M. 14/01/2008 ed in particolare alla suddivisione del suolo in categorie, il sito investigato, ricade in categoria B, mentre relativamente al coefficiente topografico, l'opera potrà essere inserita in categoria T2, con valori di amplificazione topografica S_t pari a 1.2.

In accordo con il D.M. 14/01/2008, la pericolosità sismica di base per lo SLD (Stato Limite di Danno), riferita al nodo di riferimento in esame (Long. 9,655433– Lat. 44,149734) considerato una vita nominale $V_n = 50$ anni, categoria del sottosuolo B topografica T2, è stata definita in base ai seguenti parametri:

SLD - STATO LIMITE DI DANNO

a_g/g	[accelerazione orizzontale massima al suolo]	0.044
F_0	[valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale]	2.537
T_c^*	[periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale]	0.239

Relativamente allo SLV (Stato Limite di Salvaguardia della vita), la pericolosità sismica riferita al nodo di riferimento preso in esame (Long. 9,655433– Lat. 44,149734), considerato una vita nominale $V_n = 50$ anni, categoria del sottosuolo B e topografica T2, è stata definita in base ai seguenti parametri:

SLV - STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

a_g/g	[accelerazione orizzontale massima al suolo]	0.107
F_0	[valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale]	2.434
T_c^*	[periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale]	0.292

4.1 VALUTAZIONE DEI COEFFICIENTI SISMICI ORIZZONTALE E VERTICALE

Lo studio della stabilità del pendio in condizioni sismiche sarà eseguita mediante metodo pseudostatico. Non avendo effettuato studi specifici, le componenti orizzontale e verticale della forza sismica agente sul volume di terreno instabile saranno espresse come:

$$F_v = \pm k_v \cdot W$$

$$F_h = \pm k_h \cdot W$$

Con:

k_h e k_v si indicano rispettivamente i coefficienti sismici orizzontale e verticale, con W il peso del volume di terreno instabile.

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

Con β_s coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, a_{\max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito e g accelerazione di gravità.

Il coefficiente β_s è ricavato a partire dalla tabella 7.11.I delle NTC 2008 contenuta al paragrafo 7.11.3.5.2.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Per una categoria di sottosuolo B ed una accelerazione al suolo compresa tra 0.1 e 0.2:

$$\beta_s = 0.24$$

L'accelerazione orizzontale massima attesa al sito viene calcolata secondo l'espressione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_t \cdot a_g = 1.2 \cdot 1.2 \cdot 0.107 = 0.154$$

Con:

S_t coefficiente di amplificazione topografica assunto 1.2 per una categoria topografica T2.

S_s coefficiente di amplificazione stratigrafica

$$1 \leq 1.4 - 0.4 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1$$

$$1 \leq 1.4 - 0.4 \cdot 2.434 \cdot 0.107 = 1.29 \leq 1.2$$

Si assume $S_s=1.2$

Da cui i coefficienti sismici orizzontale e verticale.

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0.24 \cdot 0.154 = 0.037$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = \pm 0.5 \cdot 0.037 = 0.0185$$

5 CENNI GEOTECNICI

L'indagine della situazione geologica locale, la definizione delle condizioni idrogeologiche e la valutazione delle caratteristiche geotecniche del terreno interessato dalle opere previste in progetto sono contenute nella Relazione Geologico Tecnica, redatta dal Dott. Geol. Stefano Palandri.

Lo scrivente, Ing. Nicola BRIZZI, in qualità di progettista delle opere strutturali volte alla realizzazione dell'intervento, dichiara di aver preso visione della Relazione Geologico-Tecnica allegata al progetto, e di condividere, per quanto di competenza, quanto espresso nella relazione stessa.

Per la definizione del modello geologico e sismico locale e per ricostruire, in fase preliminare, il modello geotecnico, è stato eseguito uno specifico piano di indagine costituito da:

- Raccolta di dati bibliografici di carattere geologico, geomorfologico e idrogeologico di superficie relativi all'area di intervento;
- Indagine Geofisica eseguita a monte del primo intervento MASW-REMI;
- Analisi comparata dei dati raccolti;

L'area oggetto di intervento è situata in località Loreto, nel comune di Monterosso. L'ossatura del rilievo collinare della zona è formata da una successione monotona di rocce sedimentarie antiche, prevalentemente arenacee e siltitiche, che in letteratura geologica sono attribuite alle "Arenarie Zonate di Riomaggiore". Si tratta di un flysh arenaceo caratterizzato da una successione ritmica di livelli arenacei e pelitici che formano strati sottili di spessore pressochè costante. Nell'area in questione gli strati sono generalmente molto inclinati, localmente subverticali. L'ammasso è altresì caratterizzato da una fessurazione tettonica pervasiva formata da fratture subverticali, rilasciate per decompressione soprattutto nei livelli più superficiali, e spesso da una sensibile alterazione favorita dalla percolazione della acque vadose nelle sue fessure.

Al di sopra della roccia è presente una copertura detritica sabbioso limosa con frammenti siltitici e piccoli blocchi arenacei, generalmente incoerente e con stato fisico spesso influenzato dal contenuto in acqua.

In dettaglio nel settore dove saranno poste in opera le reti di trattenuta e di protezione corticale le arenarie fittamente stratificate mostrano una giacitura prevalente a traversopoggio con un'inclinazione di circa 40°.

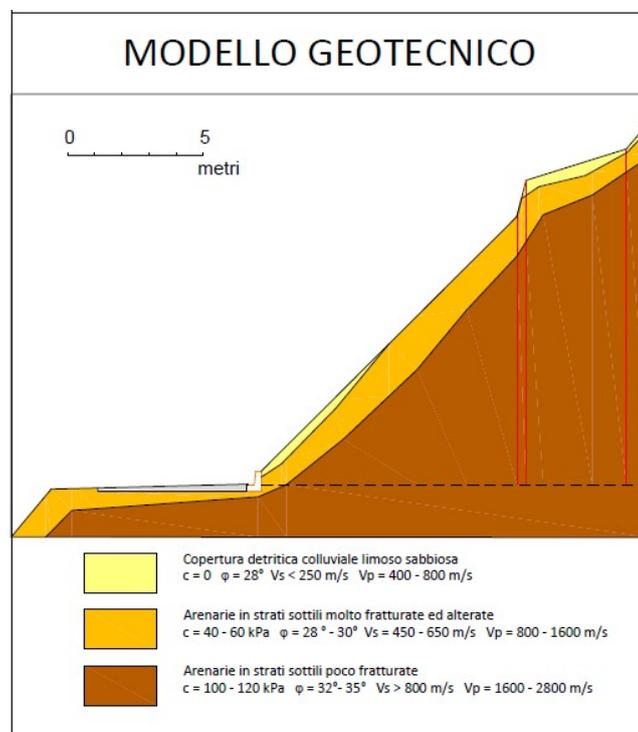
L'ammasso appare interessato da una fratturazione subverticale composta da due famiglie ortogonali tra loro, a limitata persistenza, generalmente leggermente beanti, scabre e prive di riempimento.

Sulla base di quanto osservato e con la conoscenza delle caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso roccioso acquisita in seguito a numerose indagini e prove in sito eseguite in passato è possibile ricostruire un "Modello Geologico" molto semplice, con le arenarie e le siltiti stratificate e fratturate del substrato ricoperte da una sottile coltre di detrito di alterazione e di materiale di riporto per la realizzazione dei ripiani utilizzati per scopi agricoli.

"Modello Geotecnico è verosimile sia rappresentato da una copertura detritica superficiale, sabbioso limosa, assimilabile ad un terreno incoerente, di spessore non superiore al metro, che ricopre localmente le arenarie fittamente stratificate e molto fratturate, con GSI compreso tra 20 – 25, di spessore variabile da 1 a 3 metri; a queste seguono arenarie progressivamente più "sane" e compatte, con GSI che aumenta fino a valori dell'ordine di 40.

Strato	Descrizione	Profondità	φ	γ [kg/mc]	c [kg/cm ²]	GSI
A	Coltre detritica di	da 0.00 a - 1.00 m	28°	1700	0	-
B	Ammasso roccioso scarsamente coerente	da 1.00 a -2.50/4.00 m	28°	2200	0.4	20-25
C	Ammasso roccioso fratturato ma più compatto	-	32	2400	1	35-40

Si allega di seguito un estratto della relazione geologica in cui si evidenzia il modello Geotecnico del versante oggetto di intervento.



6 RAFFORZAMENTO CORTICALE

I fenomeni di instabilità che potrebbero interessare lo strato alterato del substrato roccioso saranno controllati attraverso una maglia di chiodi associati ad una rete metallica posta in aderenza al versante.

Il ruolo fondamentale del sistema sarà assunto dagli ancoraggi che, impedendo o limitando i movimenti reciproci tra i blocchi, conferiranno una maggiore "rigidità" al sistema, rallentandone il progressivo rilassamento.

Il sistema del rafforzamento corticale richiederà una corretta proporzione tra lo spessore del dissesto corticale e le dimensioni degli ancoraggi utilizzati. Questi ultimi dovranno essere disposti secondo una maglia di densità (espressa come No. di anc. / m²) tale da garantire che la massima porzione di ammasso disarticolato che potrebbe gravare su ciascun ancoraggio non superi il carico ammissibile dell'ancoraggio stesso.

La lunghezza delle barre dovrà essere sufficiente per garantire che le sollecitazioni di trazione e taglio siano scaricate sull'ammasso roccioso sano.

In questa situazione la rete assolverà la funzione di contenere i massi che si troveranno nella maglia di ancoraggi. La forza dei massi che solleciteranno a punzonamento la rete sarà scaricata sugli ancoraggi circostanti.

Le sollecitazioni che saranno trasmesse dalla rete sugli ancoraggi sarà notevole. Diventerà quindi necessario incrementare la resistenza a trazione e punzonamento della rete stessa.

Ciò si potrà ottenere con l'utilizzo di reti più resistenti e con la realizzazione di reticoli di armatura in fune metallica.

6.1 METODO DI CALCOLO

Il metodo di calcolo applicato considera un versante caratterizzato da uno strato superficiale di ammasso roccioso allentato approssimato come pseudo continuo. Questo elemento pseudo continuo è caratterizzato da piani instabili e distacchi di massi.

Le forze da applicare alla chiodatura ed alla rete sono generate passivamente quando si manifesta una delle condizioni:

- Instabilità globale dell'intero strato superficiale alterato per il quale l'intero corpo roccioso scivola lungo il piano di separazione con l'ammasso roccioso sano.
- Instabilità locale per la quale più blocchi si spostano in avanti, rispetto all'intera superficie alterata, con una dinamica di instabilità che potrebbe essere qualsiasi (planare, caduta).

Il sistema di calcolo si basa quindi sulla concezione che solo gli ancoraggi avranno un ruolo effettivo nell'azione di consolidamento. La rete, a causa della sua deformabilità, della irregolarità morfologica della parete e delle difficoltà di posa in opera non eserciterà in concreto alcuna azione attiva.

Con riferimento all'intervento in progetto i parametri che definiscono il modello di calcolo geotecnico al fine di dimensionare il sistema di consolidamento sono:

- Pendenza media del versante da consolidare $\beta=45^\circ$
- Spessore delle porzione corticale instabile $s=1.50m$
- Peso specifico dell'ammasso roccioso $\gamma=2200kg/m^3$
- Maglia degli ancoraggi 3x3 m
- JRC 10
- JCS 20 MPa

Si ipotizza che la parte corticale dell'ammasso roccioso sia in condizione di equilibrio limite, analizzando la stabilità del cuneo di roccia attraverso il rapporto tra le forze resistenti e quelle destabilizzanti lungo la ipotetica direzione di

scivolamento, assumendo per il comportamento meccanico delle discontinuità quello del modello rigido perfettamente plastico.

Per quanto riguarda la presenza di carichi dinamici dovuti ad eventi sismici, questi saranno schematizzati con due forze pseudostatiche F_h ed F_v costanti nel tempo e proporzionali alla massa del volume potenzialmente instabile.

6.2 METODO DI VERIFICA DELLE CHIODATURE

In via cautelativa, si ipotizza che i chiodi sostengano l'intera parte corticale dell'ammasso che riveste il pendio. Questa coltre continua è in realtà costituita dalla somma di tutti volumi rocciosi secondari che originano i frequenti episodi di caduta.

Per l'equilibrio del sistema le forze stabilizzanti dovranno avere lo stesso valore delle forze destabilizzanti.

$$W_s = \frac{\{ [W \cdot \cos(\beta) \pm F_v \cos(\beta) \pm F_h \sin(\beta)] \cdot \tan(\phi) + R \}}{\gamma_{RW}} \geq \{ W \cdot \sin(\beta) \pm F_v \sin(\beta) \pm F_h \cos(\beta) \} \cdot \gamma_{DW} = W_d$$

Con R contributo stabilizzante del chiodo, γ_{RW} coefficiente di sicurezza riduttivo da applicare alle forze stabilizzanti, e γ_{DW} coefficiente di sicurezza amplificativo da applicare alle forze destabilizzanti.

Per quanto riguarda le verifiche di sicurezza da eseguire, combinazioni dei carichi e fattori di sicurezza, al punto 6.3.4. delle NTC. 2008 non è data alcuna indicazione specifica:

“Il livello di sicurezza è espresso, in generale, come rapporto tra resistenza al taglio disponibile, presa con il suo valore caratteristico, e sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento effettiva o potenziale”.

“Il grado di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista deve essere giustificato sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica, nonché sulla base delle conseguenze di un'eventuale frana”.

La verifica del sistema sarà eseguita con il programma di calcolo MACRO1 prodotto dalle officine Maccaferri. Nella valutazione dei coefficienti di sicurezza da applicare si farà quindi riferimento ai valori consigliati dal produttore.

Per quanto riguarda il coefficiente da applicare alle forze stabilizzanti esso sarà dato dai seguenti contributi:

- γ_{THI} descrive le incertezze nel determinare spessore superficiale instabile s . Il suo valore è compreso tra 1.20, quando la stima è basata su un rilievo geomeccanico, e 1.30, quando si basa su stima grossolana.
- γ_{WG} descrive le incertezze nella determinazione del peso unitario della massa rocciosa. Di solito si assume uguale 1.00, ma se ci sono gravi incertezze (ad esempio quando la densità non è omogenea, come nei flysch) può essere assunto pari 1.05.
- γ_{BH} descrive le incertezze relative al comportamento della massa rocciosa. Un'elevata erodibilità della superficie della roccia può provocare un denudamento dei chiodi e innescare un indebolimento dell'intero sistema. Solitamente il valore viene assunto pari 1.00, ma se ci sono condizioni ambientali gravose o la massa roccia è soggetta ad alterazione, può essere assunto pari a 1.05.

Il coefficiente γ_{RW} sarà imposto come:

$$\gamma_{RW} = \gamma_{THI} \cdot \gamma_{WG} \cdot \gamma_{BH} = 1.3 \cdot 1.05 \cdot 1.05 = 1.43$$

Per quanto riguarda il coefficiente da applicare alle forze destabilizzanti esso sarà dato dai seguenti contributi:

- γ_{MO} descrive le incertezze relative alla morfologia del versante. Se la scarpata è molto accidentata, e quindi la rete di rivestimento non è in perfetta aderenza con la superficie della parete, e i blocchi instabili possono liberamente muoversi, in questo caso dovrebbe essere applicato un coefficiente di sicurezza di 1.30. Se la superficie del pendio è regolare, la rete di rivestimento è in aderenza con la parete e i movimenti dei blocchi instabili sono limitati, quindi in questo caso viene utilizzato un coefficiente di sicurezza pari a 1.10.
- γ_{OL} descrive le incertezze relative ai carichi accidentali/addizionali applicati sul sistema di rivestimento. I carichi addizionali potrebbero essere correlati alla presenza di ghiaccio e neve, o di vegetazione che cresce sul pendio. Di solito è assunto pari 1.00, ma se sono previste condizioni gravose, può essere assunto pari a 1.20.

Il coefficiente γ_{DW} sarà imposto come:

$$\gamma_{DW} = \gamma_{MO} \cdot \gamma_{OL} = 1.2 \cdot 1.10 = 1.32$$

I coefficienti di carico impiegati risultano paragonabili a quelli definiti dalle combinazioni di normativa secondo la combinazione 2 dell'approccio 1.

Si riporta di seguito la tabella 6.2.1 delle NTC 2008 in cui sono indicati i coefficienti di sicurezza da applicare alle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Si specifica che nel calcolo dell'azione sollecitante il chiodo si sarebbe considerato il peso del terreno come elemento strutturale, applicando quindi i coefficienti γ_{G1} validi per le azioni legate ai carichi permanenti strutturali. L'utilizzo dei coefficienti per i carichi strutturali deriva dalle indicazioni contenute al punto 6.2.3.1.1 delle NTC 2008 in cui si dice "Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità".

Il peso del blocco con la sua componente ortogonale al versante partecipa alla stabilità dell'opera.

Secondo le NTC 2008 si sarebbe quindi utilizzato un coefficiente per le azioni sfavorevoli pari ad $1.3 < 1.32$ valutato secondo le indicazioni di Maccaferri. Per le azioni favorevoli 1 o al massimo $1/0.9=1.11$ (equilibrio di corpo rigido) < 1.43 .

La resistenza del chiodo è valutata come:

$$R = \left[\frac{1 + \frac{m^2}{16}}{1 + \frac{m^2}{4}} \right]^{\frac{1}{2}} \cdot N_c$$

$m = \cotg(\varepsilon + \delta)$

ε = angolo tra l'asse della barra e la perpendicolare ai giunti di scivolamento, uguale a $\varepsilon = 90^\circ - \beta - \theta_0$, dove θ_0 è l'inclinazione della perforazione rispetto all'orizzontale

δ = dilatanza della superficie di scivolamento

N_e = resistenza della barra (in condizioni di limite elastico) = $E_{SS} \sigma_{adm} = E_{SS} \sigma_{ST} / \gamma_{ST}$

γ_{ST} = coefficiente di riduzione della resistenza dell'acciaio

E_{SS} = area efficace della barra di acciaio = $p / 4 ((\phi_e - 2fc)^2 - \phi_i^2)$

ϕ_e = diametro esterno della barra di acciaio

fc = spessore di corrosione della corona esterna

ϕ_i = diametro minore della barra di acciaio

Il valore della dilatanza di scivolamento è valutato in accordo con il criterio di rottura di Barton – Bandis, dove:

$$\delta = \frac{JRC \cdot \log\left(\frac{JCS}{\sigma_{plan}}\right)}{3}$$

α = inclinazione del piano di scorrimento più sfavorevole

σ_{plan} = sforzo di trazione sul piano di scivolamento

JRC = coefficiente di rugosità del giunto

$$JRC_0 \cdot \left[\frac{Lg}{L_0} \right]^{(-0.02 \cdot JRC_0)}$$

JCS = resistenza a compressione semplice del giunto

$$JCS_0 \cdot \left[\frac{Lg}{L_0} \right]^{(-0.03 \cdot JRC_0)}$$

JCS_0 = resistenza a compressione semplice del giunto riferita alla scala del giunto campione.

JRC_0 = coefficiente di rugosità del giunto riferita alla scala del giunto campione.

L_0 = lunghezza del giunto (assunta pari a 0.1 m per mancanza di dati).

Lg = lunghezza del giunto (assunta pari alla spaziatura verticale dei chiodi di 1.0 m per mancanza di dati).

6.3 METODO DI VERIFICA DELLA LUNGHEZZA DEI CHIODI

Nella valutazione della lunghezza dei chiodi viene considerato quanto segue:

- Il chiodo svolge il ruolo più importante nel consolidamento superficiale del versante. La sua lunghezza deve essere maggiore dello spessore instabile e dovrebbe permettere l'ammorsamento della barra nella porzione stabile.

b) La barra di acciaio e la malta sono esposti agli agenti atmosferici (ghiaccio, pioggia, salinità, variazioni di temperatura, ecc.).

La lunghezza minima teorica è calcolata come segue:

$$L_t = L_s + L_i + L_p$$

Assumendo:

L_s = lunghezza nella porzione stabile dall'ammasso roccioso = $P / (\pi \phi_{\text{drill}} T_{\text{lim}} / \gamma_{\text{gt}})$

L_i = lunghezza nella porzione alterata = $s / \cos \varepsilon \gamma_{\text{dw}}$

L_p = lunghezza del foro con fenomeni di plasticità nella parte stabile dell'ammasso roccioso, assunta essere pari a 0.3 m.

Con:

ϕ_{drill} = diametro della perforazione

T_{lim} = tensione di aderenza tra malta e roccia

γ_{gt} = coefficiente di sicurezza per l'aderenza tra malta e roccia

P = carico di sfilamento; più grande di:

$P_{\text{Mesh}} = (W_{\text{Sbar}} - W_{\text{Dbar}}) \cos(\alpha + \theta_0)$ ix = carico di sfilamento dovuto alla rete

$P_{\text{Rock}} = (F_{\text{Sslp}} - R - F_{\text{Dslp}}) \cos(\beta + \theta_0)$ = carico di sfilamento dovuto all'instabilità del versante.

La lunghezza del chiodo in questo modo viene definita in maniera preliminare. La lunghezza finale appropriata delle barre deve essere valutata durante le operazioni di perforazione e validata da prove di sfilamento.

Per quanto riguarda il coefficiente di sicurezza impiegato nella verifica di estrazione del chiodo si è fatto riferimento alla combinazione A1 M1 R3 impiegata per la verifica ad estrazione della fondazione dei tiranti, imponendo $\gamma_{R3} = 1.20 \times 1.8 = 2.16$.

Si riportano le tabelle di riferimento da cui si sono ricavati i valori per il calcolo del coefficiente (6.6.I; 6.6.III).

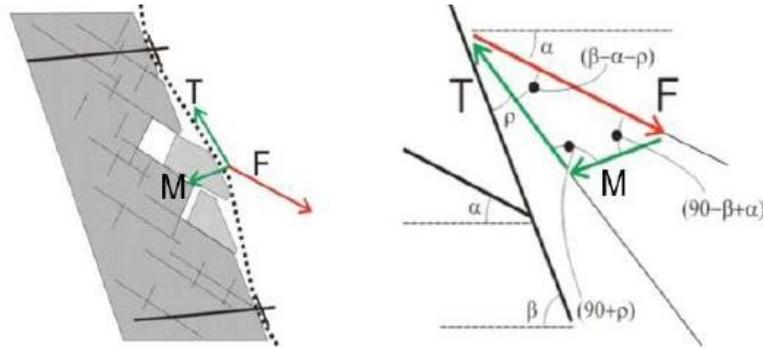
	SIMBOLO	COEFFICIENTE PARZIALE
	γ_R	
Temporanei	$\gamma_{R_{a,t}}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{R_{a,p}}$	1,2

numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{s3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{s4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

6.4 METODO DI VERIFICA DELLA RETE

6.4.1 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Alcuni blocchi secondari potrebbero scivolare tra i chiodi su un piano con inclinazione α , dove α è minore della pendenza del versante β , e spingere sulla rete di rivestimento. La dimensione massima del blocco che esercita un carico per metro lineare del rivestimento dipende dallo spessore s e dalla spaziatura verticale i_y tra due chiodi. Poiché il carico di spinta è asimmetrico e la rete si deforma in maniera non uniforme, le forze che agiscono sul paramento sono rappresentate con il seguente schema:



F - la forza sviluppata dai blocchi che scivolano tra i chiodi su un piano con inclinazione α .

T - la forza agente sul piano del rivestimento, che si presenta quando i blocchi scivolando spingono sul rivestimento. La forza può svilupparsi perché c'è un grande attrito tra la rete e i blocchi, e si forma una tasca. Il rivestimento, che è considerato essere chiodato solo sulla porzione superiore, reagisce a T mobilizzando la resistenza a trazione della rete.

M - la forza di punzonamento sviluppata dai blocchi perpendicolari al piano del rivestimento. La forza si sviluppa in quanto ci sono diversi vincoli laterali, come la chiodatura (forte vincolo) e la rete (vincolo più debole). L'entità di M dipende largamente dalla rigidità della rete: maggiore è la rigidità della rete, maggiore sarà l'efficacia del rivestimento.

Nel caso della rete, lo stato limite ultimo è soddisfatto quando

$$T_{adm} - T \geq 0$$

Con:

T_{adm} = resistenza a trazione ammissibile della rete

La resistenza ammissibile della rete sarà:

$$T_{adm} = T_m / Y_{MH}$$

Con

T_m resistenza a trazione della rete

Y_{MH} coefficiente di sicurezza per la riduzione della resistenza a trazione. Tenendo in considerazione lo stato disomogeneo di stress agente sulla rete, il minimo coefficiente di sicurezza sarà non inferiore a 2.50.

Il carico T agente sulla rete dipende dalla spinta agente sulla rete M, che può essere calcolata.

$$M = F \cdot \sin(\beta - \alpha) \cdot i_x = (M_{bdrv} - M_{bstb}) \cdot \sin(\beta - \alpha) \cdot i_x$$

dove:

$$M_{bdiv} = (M_b \cdot \sin(\alpha) + c \cdot \cos(\alpha)) \cdot \gamma_{DW} \quad \text{forze agenti}$$

$$M_{bstb} = (M_b \cdot \sin(\alpha)(1 - c)) \cdot \gamma_{RW} \quad \text{forze resistenti}$$

$$M_b = V \cdot \gamma \quad \text{peso della massa di roccia instabile}$$

V volume instabile massimo tra i chiodi che è calcolato come segue:

$$V = \frac{1}{2} \cdot i_y^2 \cdot \tan(\beta - \alpha) \quad \text{se } \alpha > \beta - \arctan(s/i_y)$$

$$V = i_y \cdot s - \frac{1}{2} \cdot \frac{s^2}{\tan(\beta - \alpha)} \quad \text{se } \alpha < \beta - \arctan(s/i_y)$$

Infine se

$$M / i_x / \sin(\beta - \alpha) - \rho_p$$

allora

$$T = M / i_x / \sin(\beta - \alpha) - \rho_p$$

$$T = M_b \cdot \sin(\beta)$$

Con

$$\rho_p \approx \arctan(Z_{bulg} / 1.5)$$

Z_{bulg} = deformazione del rivestimento derivato dai risultati dei test condotti sulla base del carico di punzonamento M

6.4.2 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Lo stato limite di servizio fornisce informazioni riguardanti quanto segue:

- attività di manutenzione sul rivestimento necessaria;
- rischi di denudamento degli ancoraggi;
- interferenza tra l'infrastruttura e il rivestimento del versante come conseguenza di deformazioni eccessive.

Lo stato limite di servizio è soddisfatto se

$$B_{ulg} - Z_{bulg} \geq 0$$

Dove:

B_{ulg} = D_{mbulg} / Y_{mbulg} deformazione ammissibile

D_{mbulg} deformazione di progetto massima

Y_{mbulg} = coefficiente di sicurezza; varia tra 1.30 (rivestimento correttamente installato su un versante con una superficie regolare) e 3.00 (rivestimento installato non correttamente su un versante con una morfologia irregolare).

Z_{bulg} = deformazione del rivestimento derivato dai risultati dei test condotti sulla base del carico di punzonamento M.

6.5 VERIFICA DEL SISTEMA DI RAFFORZAMENTO CORTICALE

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche condotte secondo i criteri esposti ai paragrafi precedenti.

• Input

Parete rocciosa

Inclinazione della parete [°]	45
Spessore instabile [m]	1.50
Peso dell'unità di volume della roccia [kN/m ³]	22.00
Lunghezza di plasticizzazione nella roccia stabile [m]	0.30

Giunto più pericoloso

Inclinazione del giunto più pericoloso [°]	25
Resistenza a compressione semplice JCS [MPa]	20.00
Rugosità JCR	10.00

Accelerazione sismica

Coefficiente sismico orizzontale	0.04
----------------------------------	------

Rete

Tipo di rete	Steelgrid MO 300
Resistenza a trazione nominale [kN/m]	60.00
Massima deformazione ammissibile [m]	0.39

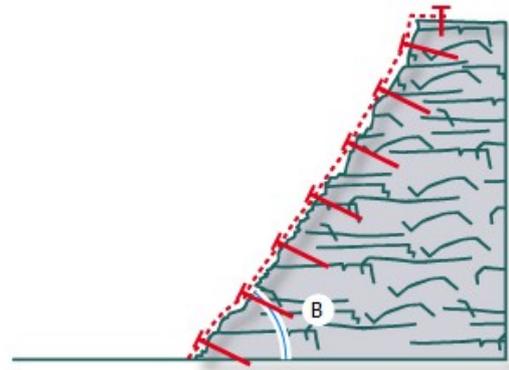
Barre di Ancoraggio

Geometria

Interasse orizzontale dei chiodi [m]	3.00
Interasse verticale dei chiodi [m]	3.00
Inclinazione della barra rispetto all'orizzontale	45

Tipo di ancoraggio

Tipo di barra	Dywidag
Diametro interno della barra [mm]	0
Diametro esterno della barra [mm]	32
Spessore della corona di corrosione [mm]	0
Tensione di snervamento [MPa]	500
Coefficiente di adesione tra roccia e iniezione [MPa]	0.40



FS Fattore di Sicurezza

Incertezza sullo spessore medio della zona instabile	1.30
Incertezza sul peso di volume della roccia	1.05
Incertezza sulle condizioni ambientali di applicazione	1.05
Coefficiente di riduzione delle forze stabilizzanti	1.43

Morfologia del pendio da consolidare	1.10
Sovraccarichi esterni sul pendio	1.02
Coefficiente di aumento delle forze destabilizzanti	1.32

Fattore di sicurezza globale	1.89
-------------------------------------	-------------

Coefficiente della resistenza a trazione della rete	2.50
Coefficiente della deformazione massima ammissibile	1.20

Coefficiente della resistenza dell'acciaio	1.05
Coefficiente della adesione tra roccia e iniezione	2.16

• **Risultati**

Bar design check (Slope SF)

1.17 Soddisfatta

Mesh design check

1.11 Soddisfatta

Serviceability design check

1.32 Soddisfatta

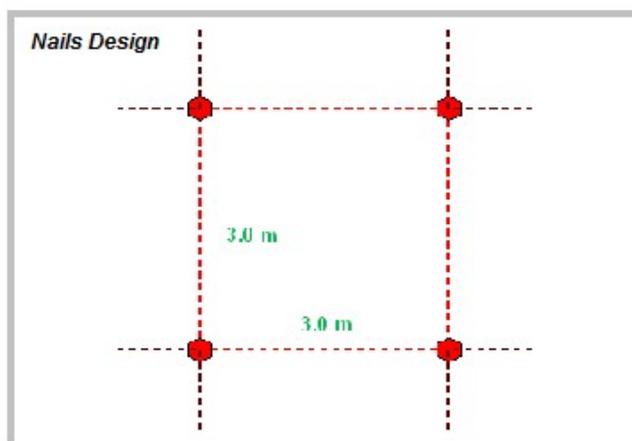
Progettazione degli ancoraggi

Forze stabilizzanti [kN]	337.96
Forze stabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [kN]	288.30
Forze destabilizzanti sul piano di scivolamento	1.17
Angolo tra perpendicolare alla parete e asse della barra [°]	0.00
Snervamento ammissibile dell'acciaio [MPa]	476.19
Sezione di acciaio utile della barra [mm ²]	804.25
Sliding plane stabilizing forces - per anchorage [kN]	196.98
Diametro minimo di perforazione (nominale) [mm]	47.00
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta al carico trasmesso dalla rete [kN]	11.90
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta all'instabilità globale [kN]	0.00
Forza totale di sfilamento (totale) [kN]	11.90
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte stabile della roccia [m]	0.50
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte instabile della roccia [m]	2.00
Lunghezza minima di fondazione (nominale) [m]	2.80

Stato Limite di Servizio

Forze stabilizzanti [m]	0.33
Forze destabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [m]	0.25
Rapporto tra carico e resistenza a trazione	1.32

Geometry

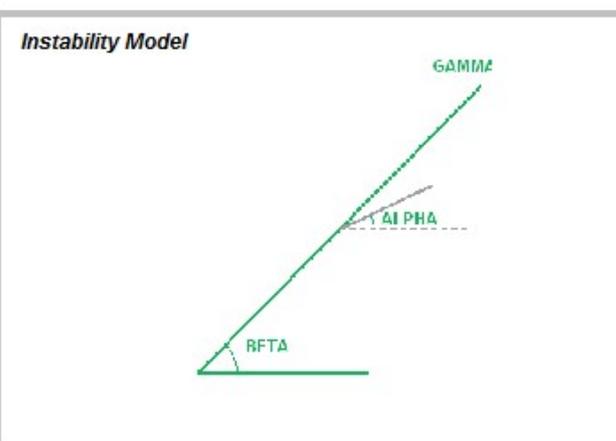


Progettazione della rete

Forza massima agente sulla fune [kN/m]	24.00
Massimo carico di trazione agente sulla rete [kN/m]	21.68
Rapporto tra resistenza a trazione e carico	1.11
Volume potenzialmente instabile - caso A [m ³ /m]	1.64
Volume potenzialmente instabile - caso B [m ³ /m]	0.00
Volume potenzialmente instabile - caso C [m ³ /m]	0.00
Massimo volume che può agire tra la maglia di chiodi. [m ³ /m]	1.64
Massimo peso che può agire tra la maglia di chiodi. [kN/m]	36.03
Sommatoria delle forze instabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	21.83
Sommatoria delle forze stabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	10.22
Forze di punzonamento agenti sulla rete [kN]	11.90
Angolo di deformazione della rete rispetto all'orizzontale (valore medio) [°]	9.45

Caratteristiche dell'instabilità

Pressione di contatto sul piano di scivolamento [MPa]	0.03
Dilatanza iniziale del giunto più pericoloso	4.02
Volume totale che spetta al singolo ancoraggio [m ³]	13.50
Peso totale che spetta al singolo ancoraggio [kN]	297.00



ALLEGATO 1

RELAZIONE SULLA VALUTAZIONE COMPLESSIVA DELL'ATTENDIBILITÀ DELL'ANALISI STRUTTURALE ESEGUITA MEDIANTE ELABORATORE

Oggetto:

LAVORI DI REALIZZAZIONE DI MURO DI CONTENIMENTO AL PIEDE DELLA SCARPATA DI MONTE LUNGO LA SP. 370 DIR.B “LITORANEA DELLE 5 TERRE” TRATTO MONTEROSSO- LOC.LORETO IN COMUNE DI MONTEROSSO AL MARE

Ubicazione dell'intervento:

Comune di Monterosso al Mare
Strada Provinciale SP.370 dir B - Loc. Loreto

Committente:

Amministrazione provinciale della Spezia

Software utilizzati per l'elaborazione delle opere

La modellazione delle strutture. e la rielaborazione dei risultati del calcolo sono stati effettuati con **MACRO1** prodotto da **Officine Maccaferri spa**.

Affidabilità dei codici di calcolo

Il codice, ampiamente utilizzato a livello nazionale, è fornito con manuale di validazione in cui i risultati ottenuti con il programma vengono positivamente confrontati con quelli reperibili in letteratura.

Il sottoscritto ha inoltre provveduto ad esaminare la documentazione sulla validazione dei codici di calcolo resa disponibile dal produttore del software ed a modellare ed analizzare con il suddetto software i file di esempio forniti dal produttore ed altre semplici casistiche. Quindi, è stata verificata la congruenza numerica dei risultati ottenuti dal calcolo automatico con quelli ottenibili in maniera manuale ed avvalendosi dei risultati presentati nella letteratura tecnica.

La Spezia Ottobre 2017

Il progettista delle strutture

Inge. Nicola Brizzi



ALLEGATO 2

RELAZIONE ILLUSTRATIVA

(ai sensi dell'art. 52, lettera b del T.U. n.380/2001)

Oggetto:

LAVORI DI REALIZZAZIONE DI MURO DI CONTENIMENTO AL PIEDE DELLA SCARPATA DI MONTE LUNGO LA SP. 370 DIR.B “LITORANEA DELLE 5 TERRE” TRATTO MONTEROSSO- LOC.LORETO IN COMUNE DI MONTEROSSO AL MARE

Ubicazione dell'intervento:

Comune di Monterosso al Mare
Strada Provinciale SP.370 dir B - Loc. Loreto

Committente:

Amministrazione provinciale della Spezia

La presente relazione ha per oggetto la descrizione dei materiali da utilizzarsi nella realizzazione del progetto indicato in epigrafe. Nella esecuzione delle opere in oggetto è previsto l'impiego dei seguenti materiali.

Materiali per strutture in cemento armato:

▪ INERTI:

Sabbia lavata e ben granata	granul. mm	1 ÷ 5
Ghiaietto vagliato	granul. mm	5 ÷ 25
Ghiaia vagliata	granul. mm	25 ÷ 30

▪ ACQUA:

Potabile o priva di sali (solfuri e/o cloruri)

▪ CEMENTO:

Classe 325 oppure 425

(Le caratteristiche devono essere quelle previste dal D.M. 14 Gennaio 2008).

▪ CALCESTRUZZO:

Calcestruzzo di cemento a base di inerti di varia pezzatura privi di impurità (organiche e saline in genere), provenienti da materiali lapidei di idonee caratteristiche di resistenza, non provenienti da rocce decomposte e scovre da parti friabili.

I conglomerati cementizi da impiegarsi nelle strutture saranno dosati come appresso indicato:

Sabbia lavata	m ³ 0,45	per m ³ di calcestruzzo
Ghiaietto vagliato	m ³ 0,60	per m ³ di calcestruzzo

Ghiaia vagliata	m ³ 0,15	per m ³ di calcestruzzo
Cemento 325 (425)	Kg 350	per m ³ di calcestruzzo
Diametro massimo aggregato	mm 20	
Rapporto acqua/cemento	a/c < 0,50	

RESISTENZA CARATTERISTICA A COMPRESSIONE DEL CONGLOMERATO:

Calcestruzzo per magrone di sottofondazione:	C12/15 [R _{ck} = 150 daN/cm ²].
Calcestruzzo per opere di fondazione:	C25/30 [R _{ck} = 300 daN/cm ²]
Calcestruzzo per opere in elevazione interne	C25/30 [R _{ck} = 300 daN/cm ²]

▪ ACCIAIO PER STRUTTURE IN C.A:

Acciaio in barre per c.a.	B450C [f _{yk} = 450 N/mm ²]
Acciaio in reti per c.a..	B450C [f _{yk} = 450 N/mm ²]

Materiali per reti metalliche:

Rete metallica a doppia torsione a maglia esagonale tipo 8x10 cm in accordo con le UNI EN 10223-3, tessuta con trafilato di ferro, conforme alle UNI EN 102223-3 per le caratteristiche meccaniche e UNI EN 10218 per le tolleranze sui diametri, con carico di rottura compreso tra 350 e 550 N/mm² e allungamento minimo pari al 10% con un diametro pari a 3.00 m, galvanizzato con lega eutettica di Zinco – Alluminio (5%) – Cerio – Lantanio conforme alla EN 10244 – Classe A con un quantitativo non inferiore a 255 gr/m².

Materiali per funi di contenimento:

Funi di contenimento in acciaio conforme alle norme UNI EN 10264-2 e UNI ISO 2408, con resistenza nominale dei fili elementari di acciaio non inferiore a 1770 N/mm² e con carico di rottura minimo di 84.1KN.

Materiali per barre da chiodatura:

Barre tipo Dywidag di diametro 32 mm

Tipo	B 550 B
Tensione caratteristica di snervamento	500 N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	550 N/mm ²
Allungamento a rottura	5%

La Spezia, Ottobre 2017

