



COMUNE DI BUGGERU  
PROVINCIA DEL SUD SARDEGNA



REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA

# COMPLETAMENTO DELLE OPERE DI CONSOLIDAMENTO NEL CENTRO ABITATO DI BUGGERRU

## PROGETTO ESECUTIVO

ELABORATO

**ES\_02**

**RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE**

SCALA

/

COMMITTENTE

**COMUNE DI BUGGERRU**

Via Roma n°40 - Cap 09010 - Tel 0781 548013 - Fax 0781 54424

mail: comune.buggerru@tiscali.it - pec: comune.buggerru@pec.it sito: www.comune.buggerru.ci.it

PROGETTISTI

Dott. Ing. Emilio Balletto

Prof. Giovanni Battista Crosta

PROTEA INGEGNERIA associati

Dott. Ing. Claudia Anselmini

Dott. Geol. Cristian Adamoli

Dott. Ing. Pietro Paolo Mossone

Dott. Ing. Silvia Sulis

Dott. Geol. Alessandro Melis

Documento firmato digitalmente ai sensi del D.lgs 82/2005 e norme collegate

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
1	Luglio 2018	Prima emissione	F. C.	Cl. A. - Cr.A.	Cl. A. - Cr.A.
2					
3					

COMPLETAMENTO DELLE OPERE DI CONSOLIDAMENTO NEL CENTRO ABITATO DI BUGGERRU

PROGETTO ESECUTIVO

<b>1.</b>	<b><u>PREMESSA</u></b>	<b>2</b>
<b>2.</b>	<b><u>QUADRO NORMATIVO</u></b>	<b>2</b>
<b>2.1</b>	<b>NOTA SUGLI EUROCODICI</b>	<b>2</b>
<b>3.</b>	<b><u>CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO</u></b>	<b>3</b>
<b>3.1</b>	<b>CLASSIFICAZIONE SISMICA DELL'AREA IN OGGETTO</b>	<b>3</b>
<b>3.2</b>	<b>GENERALITÀ</b>	<b>3</b>
<b>3.3</b>	<b>PERIODO DI RITORNO <math>T_R</math></b>	<b>4</b>
<b>3.4</b>	<b>VITA NOMINALE</b>	<b>4</b>
<b>3.5</b>	<b>CLASSE D'USO</b>	<b>5</b>
<b>3.6</b>	<b>CATEGORIE DI SOTTOSUOLO</b>	<b>6</b>
<b>3.7</b>	<b>CATEGORIE TOPOGRAFICHE</b>	<b>6</b>
<b>3.8</b>	<b>DEFINIZIONE DEI PARAMETRI SISMICI PER L'AREA IN OGGETTO</b>	<b>7</b>
<b>4.</b>	<b><u>DIMENSIONAMENTO INTERVENTO ATTIVO CON RIVESTIMENTO CORTICALE</u></b>	<b>8</b>
<b>4.1</b>	<b>VALUTAZIONE DELLA LUNGHEZZA DEI CHIODI</b>	<b>9</b>
4.4.1	VERIFICA DELLA SEZIONE DI ACCIAIO DELL'ANCORAGGIO	11
4.4.2	VERIFICA SFILAMENTO MALTA - ROCCIA	11
4.4.3	VERIFICA SFILAMENTO MALTA - ACCIAIO	13
<b>5.</b>	<b><u>DIMENSIONAMENTO FONDAZIONI BARRIERE PARAMASSI</u></b>	<b>15</b>
<b>5.1</b>	<b>MODELLO DI RIFERIMENTO</b>	<b>15</b>
<b>5.2</b>	<b>AZIONI</b>	<b>15</b>
<b>5.3</b>	<b>RESISTENZE</b>	<b>16</b>
<b>5.4</b>	<b>MODELLO DI CALCOLO</b>	<b>17</b>
5.4.1	VERIFICA SEZIONE ACCIAIO	17
5.4.2	VERIFICA DELL'INTERFACCIA ACCIAIO - MALTA	18
5.4.3	VERIFICA DELL'INTERFACCIA MALTA - SUBSTRATO	19
<b>5.5</b>	<b>CARICHI AGENTI SUGLI ANCORAGGI LATERALI E DI MONTE</b>	<b>20</b>
5.5.1	CARICHI AGENTI SULLE BARRE DI FONDAZIONE DEI MONTANTI	21
<b>5.6</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DEGLI ANCORAGGI FLESSIBILI E DELLE BARRE DI FONDAZIONE</b>	<b>21</b>
5.6.1	ANCORAGGI FLESSIBILI	24
5.6.2	BARRE DI FONDAZIONE DEI MONTANTI	25
<b>6.</b>	<b><u>CONCLUSIONI</u></b>	<b>26</b>

## 1. PREMESSA

La presente relazione affronta il calcolo relativo al dimensionamento delle reti metalliche armate, inerenti gli interventi attivi in parete, e della lunghezza delle fondazioni delle barriere paramassi omologate per una energia di assorbimento pari a 2.000 kJ, in possesso di marcatura CE e relativo ETA.

In particolare, nella presente procedura sono stati sviluppati i seguenti aspetti:

- Verifica documentazione progettuale di riferimento;
- Analisi delle scelte progettuali attuate;
- Dimensionamento delle opere di consolidamento;
- Descrizione particolari costruttivi.

Il calcolo del sistema di consolidamento e quello delle fondazioni delle barriere paramassi è stato sviluppato in accordo con le Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC, D.M. 17.01.2018), utilizzate in parallelo agli Eurocodici (EC).

## 2. QUADRO NORMATIVO

Il dimensionamento di un ancoraggio passivo rientra nelle *“Norme per le opere interagenti con i terreni e con le rocce, per gli interventi nei terreni e per la sicurezza dei pendii”* delle NTC, mentre è normato dall'Eurocodice 7 *“Progettazione geotecnica”*.

Le norme cui si fa riferimento sono le seguenti:

- Decreto Ministeriale del 17/01/2018: *“Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”*;
- D.M. 11.03.1988 *“Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”*, G.U. 01.06.1988, n. 127. S.O.;
- Circolare 09.01.1996 n. 218/24/3 *“L. 02.02.1974, n.64. Decreto del Ministro dei lavori pubblici 11.03.1988. Istruzioni applicative per la redazione della relazione geologica e della relazione geotecnica”*, G.U. 29.02.1996, n. 50;
- Raccomandazioni AICAP *“Ancoraggi nei terreni e nelle rocce”* Giugno 2012;
- Eurocodici approvati dal Comitato Europeo di Normazione in forma di Euro Norma (EN).

### 2.1 Nota sugli Eurocodici

Gli Eurocodici sono stati sviluppati in ambito europeo, per armonizzare gli aspetti progettuali dei paesi membri, utilizzando come approccio la progettazione agli stati limite.

Negli Eurocodici, così come nelle Norme Tecniche per le Costruzioni, si utilizzano dei coefficienti di sicurezza parziali, da applicare o alle azioni, o alle resistenze o ad entrambi, in funzione dell'approccio utilizzato. Il

valore dei coefficienti di sicurezza utilizzato è indicato a livello europeo e viene poi lasciata alle singole nazioni la possibilità di variare questi valori in funzione della propria specificità. Gli Eurocodici sono stati la base per la redazione delle nuove Norme Tecniche, che ne recepiscono non solo lo spirito ma anche l'impostazione.

L'applicazione degli Eurocodici deve essere fatta con conoscenza del fenomeno e con cognizione di causa, in quanto la scelta dell'approccio progettuale e dei coefficienti di sicurezza possono influire molto sul risultato finale.

### 3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Un parametro fondamentale dal quale non è possibile prescindere nelle verifiche geotecniche è l'azione sismica di progetto che si definisce a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito interessato dall'intervento, così come prescritto dal D.M. 14 Gennaio 2008 "Norme tecniche per le costruzioni".

#### 3.1 Classificazione sismica dell'area in oggetto

La classificazione sismica del territorio italiano è stata definita con l'ordinanza n. 3274 della Presidenza del Consiglio dei Ministri "*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*", pubblicata sul supplemento ordinario 72 alla Gazzetta Ufficiale n° 105 del 8 Maggio 2003, con la quale sono stati approvati i "Criteri per l'individuazione delle zone sismiche - individuazione, formazione ed aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone" (allegato 1) e le connesse norme tecniche (allegati 2, 3, 4).

Facendo riferimento alla mappa della "Classificazione sismica al 2012", il **Comune di Buggerru**, come quelli di tutta la Regione Sardegna sono classificati come Zona 4, ossia pericolosità sismica molto bassa.

#### 3.2 Generalità

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , nel periodo di riferimento  $V_R$ . In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , la normativa definisce le forme spettrali a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_o$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Questi parametri sono calcolati a partire dal “reticolo di riferimento” (cfr. Allegato B del D.M. 14/01/2008) ricostruito, sull'intero territorio italiano, adottando una maglia di circa 10 km di lato ed associando a ciascun nodo la definizione di tali parametri.

Partendo dai valori definiti nei nodi, per ogni punto individuato sul territorio mediante le sue coordinate geografiche (longitudine e latitudine) ed attraverso l'interpolazione, è possibile individuare i parametri di pericolosità sismica per un periodo di ritorno  $T_R$  assegnato.

### 3.3 Periodo di ritorno $T_R$

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di ritorno assegnato  $T_R$ , che, per ciascun tipo di costruzione, si determina in funzione del periodo di riferimento  $V_R$ , e della probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  a seconda dello stato limite considerato, mediante la relazione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Il periodo di riferimento  $V_R$  è funzione della vita nominale  $N_V$  e del coefficiente d'uso  $C_U$  caratteristici dell'opera:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Se  $V_R \leq 35$  anni si pone comunque  $V_R = 35$  anni.

### 3.4 Vita nominale

La normativa definisce che la vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Di seguito si riporta la vita nominale dei diversi tipi di opere specificati nella normativa:

- Opere provvisorie - opere provvisionali - strutture in fase costruttiva ( $\leq 10$  anni);
- Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute e importanza normale ( $\geq 50$  anni);
- Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica ( $\geq 100$  anni).

### 3.5 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, la normativa suddivide le costruzioni in quattro classi d'uso, in riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso.

Le quattro classi d'uso individuate dalla normativa sono definite in base al livello di affollamento degli edifici e/o al loro interesse strategico e sono le seguenti:

- Classe I:** Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D. M. 5 Novembre 2001, n. 6792, *"Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade"*, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso dell'opera, come riportato di seguito:

- |                   |              |
|-------------------|--------------|
| 1. Classe uso I   | $C_U = 0,7;$ |
| 2. Classe uso II  | $C_U = 1,0;$ |
| 3. Classe uso III | $C_U = 1,5;$ |
| 4. Classe uso IV  | $C_U = 2,0.$ |

### 3.6 Categorie di sottosuolo

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{s,eq}$  (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_i}}$$

Le cinque categorie di sottosuolo di riferimento sono le seguenti:

- A** *Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da  $V_{s,30}$  superiori a 800 m/s eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione con spessore massimo pari a 3 m;
- B** *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero  $N_{SPT,30} > 50$  nei terreni a grana grossa e  $c_{u,30} > 250$  kPa nei terreni a grana fina);
- C** *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < N_{SPT,30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_{u,30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina);
- D** *Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti*, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori equivalenti compresi tra 100 e 180 m/s;
- E** *Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30m.*

### 3.7 Categorie topografiche

Nel caso in cui il sito sia caratterizzato da condizioni topografiche complesse la normativa indica la necessità di predisporre analisi di risposta sismica locale, mentre, qualora le configurazioni superficiali siano semplici, si possono adottare le seguenti categorie topografiche, alle quali sono associati dei coefficienti di amplificazione topografica  $S_T$ :

- T1** Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$  ( $S_T = 1,0$ );
- T2** Pendii con inclinazione media  $i > 15^\circ$  ( $S_T = 1,2$ );
- T3** Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media  $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$  ( $S_T = 1,2$ );
- T4** Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media  $i > 30^\circ$  ( $S_T = 1,4$ ).

### 3.8 Definizione dei parametri sismici per l'area in oggetto

In funzione delle caratteristiche stratigrafiche (ipotizzate dalla bibliografia) e geotecniche dei terreni, della tipologia delle opere in progetto, della pericolosità sismica di base del sito, è quindi possibile definire l'azione sismica da considerare nelle verifiche geotecniche del sito per ciascuno degli stati limite considerati. La valutazione dell'azione sismica viene effettuata a partire dai dati sismici tabulati che caratterizzano il sito in oggetto ( $A_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito,  $F_0$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,  $T_c^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale) oltre al tempo di ritorno dell'azione sismica ( $T_R$ ).

Tutto il territorio comunale di Buggerru, come tutta la Sardegna, è collocato in Zona sismica 4, con parametri sismici per periodi di ritorno di riferimento  $T_R$ , riportati nella Tabella 2 - "Valori di  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$  per le isole, con l'esclusione della Sicilia, Ischia, Procida e Capri" allegata al D.M. 14 Gennaio 2008.

$T_R = 30$			$T_R = 50$			$T_R = 72$		
$a_g$	$F_0$	$T_c^*$	$a_g$	$F_0$	$T_c^*$	$a_g$	$F_0$	$T_c^*$
0,186	2,61	0,273	0,235	2,67	0,296	0,274	2,70	0,303

$T_R = 101$			$T_R = 140$			$T_R = 201$		
$a_g$	$F_0$	$T_c^*$	$a_g$	$F_0$	$T_c^*$	$a_g$	$F_0$	$T_c^*$
0,314	2,73	0,307	0,351	2,78	0,313	0,393	2,82	0,322

$T_R = 475$			$T_R = 975$			$T_R = 2475$		
$a_g$	$F_0$	$T_c^*$	$a_g$	$F_0$	$T_c^*$	$a_g$	$F_0$	$T_c^*$
0,500	2,88	0,340	0,603	2,98	0,372	0,747	3,09	0,401

Pertanto, l'azione sismica è identificata dai coefficienti sismici riportati nella tabella riferiti alla categoria topografica **T1**:

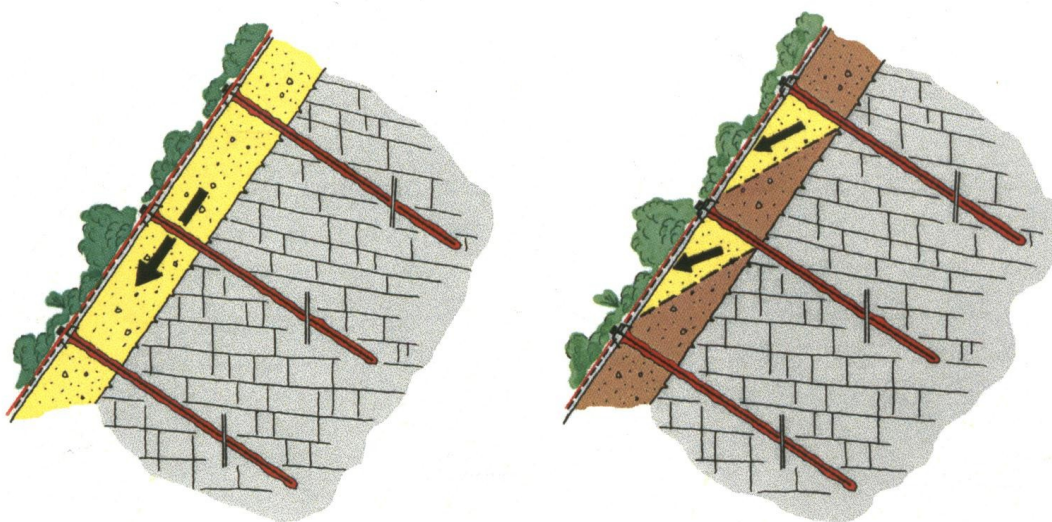
<b>Categoria sottosuolo</b>	<b>A</b>
<b>Tipologia di opere</b>	<b>Fondazioni</b>
<b>Classe d'uso</b>	<b>IV</b>
<b>Vita nominale</b>	<b>50 anni</b>



#### 4. DIMENSIONAMENTO INTERVENTO ATTIVO CON RIVESTIMENTO CORTICALE

Per il dimensionamento si è fatto uso del software RUVOLUM® di Ruegger e Flum, sviluppato dalla società Geobrugg AG, uno tra i pochi software esistenti in cui la stabilizzazione e/o il consolidamento di un versante, che avviene per mezzo di ancoraggi strutturali, attivi e passivi, tiene conto del contributo del rivestimento superficiale del versante stesso, ossia della rete in acciaio ad alta resistenza.

L'analisi di stabilità viene fatta considerando i seguenti meccanismi di rottura di seguito illustrati in **Errore**.  
**L'origine riferimento non è stata trovata..**



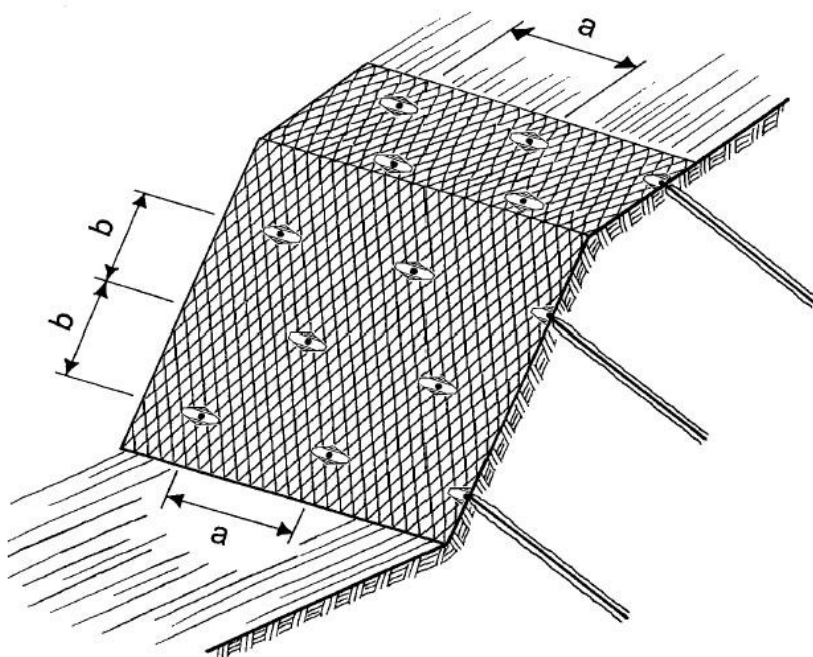
Meccanismi di rottura considerati per il dimensionamento

Mentre di seguito sono riportati i dati di input utilizzati nelle simulazioni:

Spessore $t$ instabile [m]	0,75
Peso volume $[kN/m^3]$	25
Angolo d'attrito $[^\circ]$	41,5
Coesione $c$ $[kN/m^2]$	10
Inclinazione del versante $\alpha$ $[^\circ]$	75

Il software permette di scegliere differenti tipologie di reti e di ancoraggi. Cautelativamente, il materiale proposto ha prestazioni superiori rispetto a quello utilizzato nelle verifiche proposte di seguito.

Dalle analisi effettuate, considerando uno spessore instabile medio pari a 0,75 m, e valutando una distribuzione degli ancoraggi come quella di seguito rappresentata:



Rappresentazione schematica per l'interpretazione dei risultati.

si ottiene il seguente riepilogo degli interassi ( $a$  = orizzontale,  $b$  = verticale) tra ancoraggi e tipologia di ancoraggio:

$a$	$b$	Ancoraggi
[m]	[m]	[-]
3,0	3,0	GEWI 28 mm

Tuttavia, vista la presenza di roccia fratturata, con la possibile alterazione sia di materiale di piccola pezzatura sia di volumi maggiori, si considera una rete maggiormente prestante, rispetto a quella utilizzata, nei calcoli; mantenendo, a favore di sicurezza, lo stesso interasse risultante dai calcoli.

La rete scelta è costituita dall'abbinamento di due reti; una a maglia quadrata in trefoli di filo per il contenimento dei volumi rocciosi più voluminosi e la seconda in singolo filo d'acciaio a maglia romboidale per il contenimento del materiale più piccolo. Entrambe le reti sono costituite da acciaio ad alta resistenza, con classe di resistenza dell'acciaio  $f_y \geq 1.770 \text{ N/mm}^2$ .

#### 4.1 Valutazione della lunghezza dei chiodi

Il calcolo è stato sviluppato in accordo con le nuove Norme Tecniche delle Costruzioni, utilizzate in parallelo agli Eurocodici (EC). Gli Eurocodici sono stati sviluppati in ambito europeo, per armonizzare gli aspetti progettuali dei paesi membri, utilizzando come approccio la progettazione agli stati limite.

COMPLETAMENTO DELLE OPERE DI CONSOLIDAMENTO NEL CENTRO ABITATO DI BUGGERRU

PROGETTO ESECUTIVO

---

Negli Eurocodici, così come nelle Norme Tecniche per le Costruzioni, si utilizzano dei coefficienti di sicurezza parziali, da applicare o alle azioni, o alle resistenze o ad entrambi, in funzione dell'approccio utilizzato. Il valore dei coefficienti di sicurezza utilizzato è indicato a livello Europeo, viene poi lasciata alle singole nazioni la possibilità di variare questi valori in funzione della propria specificità.

In relazione alle Norme Tecniche delle Costruzioni e agli Eurocodici (in particolare l'Eurocodice 7), si devono individuare i modelli concettuali ai quali fare riferimento, in questo modo è possibile definire i corretti approcci progettuali e i coefficienti di calcolo.

Andrà verificato lo Stato Limite Ultimo della struttura, in quanto la funzione della struttura, in condizioni di progetto, è quella di proteggere quanto si trovi a valle dell'opera. In generale, per tutti gli elementi di fondazione e la struttura un genere, la combinazione di carichi adottata fa riferimento alle Norme Tecniche delle Costruzioni.

Si verificherà quindi lo Stato Limite Ultimo con riferimento ad un'azione accidentale, questo comporta la seguente combinazione di carico, definita nelle NTC:

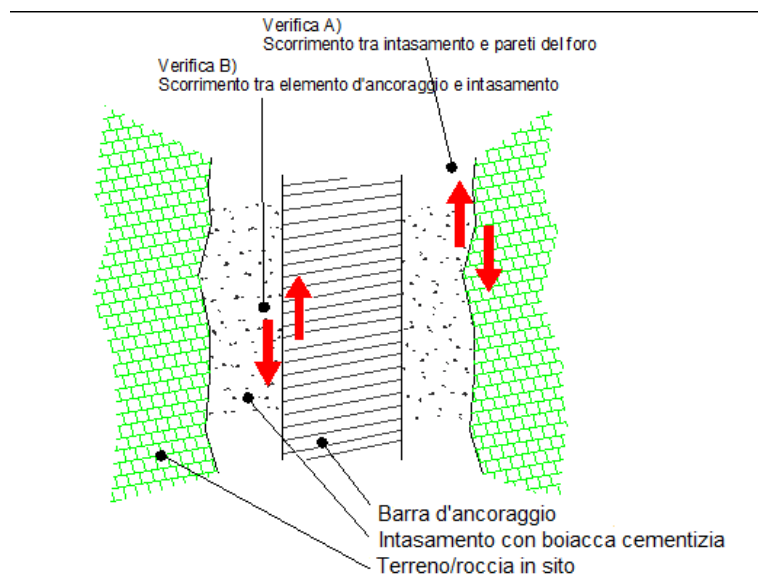
$$\phi_1 \cdot G_1 + \phi_2 \cdot G_2 + A_d + \sum_{k,j} \psi_{j,k} \cdot Q_{j,k}$$

Dove:

- $G_{1,2}$  sono le azioni permanenti agenti sulla struttura, nello specifico ci sarà il solo peso proprio della struttura;
- $A_d$  sono le azioni accidentali di progetto, determinate da Ruvolum.

L'ultimo termine si riferisce alle combinazioni delle azioni elementari di carattere permanente, quasi permanente e raro, nel nostro caso assenti.

Il carico massimo viene fornito dagli output del software Ruvolum e per il caso in esame equivale a  $T_D = 91$  kN.



*Verifiche rispetto allo sfilamento dell'ancoraggio.*

Vengono effettuate tre differenti verifiche per il dimensionamento degli ancoraggi: della sezione di acciaio, dell'interfaccia acciaio malta e dell'interfaccia malta-terreno; le prime due faranno riferimento agli eurocodici strutturali (EC2), l'ultima a quello che si occupa della progettazione geotecnica (EC7).

#### **4.4.1 Verifica della sezione di acciaio dell'ancoraggio**

Nella verifica della sezione d'acciaio si valuta la seguente disequazione, tra le azioni di progetto, sopra descritte, e la resistenza dell'acciaio.

$$R_D = \frac{A \cdot R_k}{\gamma_s} \geq T_D$$

Dove  $R_k$  è la resistenza a snervamento della barra, pari a  $500 \text{ N/mm}^2$ ,  $A$  è l'area della sezione della barra, pari a  $616 \text{ mm}^2$ . E  $\gamma_s$  il fattore di riduzione sulla resistenza a snervamento da applicare, pari a 1,15.

Pertanto la resistenza di progetto risultante è:

$$R_D = 268 \text{ kN}$$

Per cui la disequazione:

$$T_D \leq R_D \quad \text{è soddisfatta.}$$

#### **4.4.2 Verifica sfilamento malta - roccia**

Il modello concettuale di riferimento è quello di Bustamante – Doix (1985), in cui gli elementi di ancoraggio vengono dimensionati in base alla capacità delle interfacce di trasmettere le azioni cui l'ancoraggio è sottoposto.

COMPLETAMENTO DELLE OPERE DI CONSOLIDAMENTO NEL CENTRO ABITATO DI BUGGERRU

PROGETTO ESECUTIVO

La disequazione che definisce la capacità dell'elemento di fondazione è la seguente:

$$L_1 \geq \frac{R_{a,p} \cdot \xi_{a3} \cdot T_D}{\pi \cdot D_s \cdot \tau_{m-t}}$$

Dove:

- $T_d$  è l'azione di progetto;
- $D_s$  è il diametro reale del bulbo, ottenuto moltiplicando il diametro di perforazione (ipotizzato pari a 45 mm) per un coefficiente maggiorativo pari a 1,10; tabelle raccomandazioni AICAP 2012;

TERRENO	Valori di $\alpha$	
	IRS	IGU
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4
sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2
Argilla	1.8 - 2.0	1.2
Mame	1.8	1.1 - 1.2
Calcari mamosi	1.8	1.1 - 1.2
Calcari alterati o fratturati	1.8	1.1 - 1.2
Roccia alterata e/o fratturata	1.2	1.1

- $\tau_{m-t}$  è il valore di progetto dello sforzo unitario trasmissibile dall'interfaccia considerata, calcolato applicando al valore caratteristico gli opportuni coefficienti di sicurezza. Per il materiale presente si considera un valore pari a 0,5 N/mm<sup>2</sup>;
- $R_{a,p}$  e  $\xi_{a3}$  sono i coefficienti di sicurezza da considerare, secondo quanto riportato nelle Norme Tecniche.

L'azione di progetto è fornita dal calcolo del sistema di rivestimento corticale, questa è l'azione di progetto non va quindi amplificata.

Le resistenze vengono approcciate secondo quanto previsto dalle NTC, introducendo per gli ancoraggi i seguenti coefficienti riduttivi delle resistenze:

$$R_{a,p} = 1,60$$

E' il valore del coefficiente di riduzione da utilizzare per ancoraggi permanenti, considerando che le barre si comportino come dei pali trivellati.

$$\xi_{a,3} = 1,70$$

E' il coefficiente riduttivo legato all'affidabilità del parametro che valuta l'aderenza malta - terreno, dato che non sono state eseguite indagini specifiche si utilizza il massimo valore a disposizione.

In questo caso si hanno tutti gli elementi per procedere alla risoluzione dell'equazione rispetto alla lunghezza.

$$L_A = 2,92 \text{ m}$$

**Approssimando all'unità superiore si ottiene una lunghezza di ancoraggio pari a:  $L_A = 3,00 \text{ m}$ .**

#### **4.4.3 Verifica sfilamento malta - acciaio**

Nella seguente verifica deve essere soddisfatta la seguente equazione:

$$T_D = \frac{\tau_{a-m}}{\gamma_{a-m}} \cdot S_{Lat} \cdot L$$

Dove:

- $T_D$  ha il significato già illustrato precedentemente;
- $\gamma_{a-m}$  è il fattore parziale per l'adesione malta – acciaio;
- $\tau_{a-m}$  è l'adesione malta – acciaio;
- $S_{Lat}$  è la superficie effettiva di contatto malta – acciaio;
- $L$  è la lunghezza dell'ancoraggio.

Per l'adesione acciaio - malta si ha la seguente formulazione:

$$\tau_{a-m} = \frac{f_{bk}}{1.5}$$

Da cui sostituendo le equazioni sotto riportate diventa:

$$\tau_{a-m} = \frac{2.25 \cdot 1 \cdot 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1.5}$$
$$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk};$$

dove  $\eta = 1$  per diametri  $\leq 32 \text{ mm}$

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Dove  $f_{ck}$  è la resistenza caratteristica della malta di iniezione; considerando un valore di  $f_{ck}$  pari a 20 N/mm<sup>2</sup>, si ottiene  $\tau_{a-m} = 2,32$  N/mm<sup>2</sup>.

Mentre il fattore parziale per l'adesione malta-acciaio è pari a 1,5. Risolvendo l'equazione rispetto alla lunghezza dell'ancoraggio si ottiene:

$$L_B = 0,61 \text{ m}$$

**Approssimando all'unità superiore si ottiene una lunghezza di ancoraggio pari a:  $L_B = 1,00$  m.**

Valutando la lunghezza di progetto come quella massima ottenuta nelle due verifiche sopra descritte:

$$L = \max(L_A; L_B);$$

Quindi:  **$L = 3,00$  m**

Si demanda a Impresa e Direzione dei Lavori di optare per soluzioni più cautelative se le prime perforazioni dovessero suggerire diversamente, inoltre si consiglia la realizzazione di prove di estrazione per valutare l'adeguatezza delle lunghezze di ancoraggio determinate nei calcoli.

Di seguito si riporta una tabella con il riepilogo della lunghezza degli ancoraggi.

Tipologia ancoraggi	Lunghezza [m]
GEWI 28 mm	3,00

## 5. DIMENSIONAMENTO FONDAZIONI BARRIERE PARAMASSI

### 5.1 Modello di riferimento

Per la realizzazione degli elementi di connessione tra terreno e struttura nella messa in opera delle barriere paramassi si opera nel seguente modo:

- 1) Si realizza un foro di lunghezza e diametro adeguati;
- 2) Si inserisce nel foro un elemento metallico;
- 3) Si inietta miscela cementizia per riempire l'intercapedine tra elemento metallico e foro.

Per il corretto dimensionamento bisogna quindi considerare i seguenti elementi:

- La verifica della sezione di acciaio;
- La verifica dell'adesione acciaio – malta;
- La verifica dell'adesione malta – substrato.

Per la progettazione strutturale degli ancoraggi si deve verificare la seguente disequaglianza:

$$E_D \leq R_D$$

dove:

$E_D$  sono le azioni o gli effetti delle azioni di progetto;

$R_D$  sono le resistenze o gli effetti delle resistenze di progetto.

### 5.2 Azioni

Le azioni che sollecitano l'ancoraggio sono azioni che non derivano dallo stato di esercizio della struttura metallica quanto piuttosto da un evento eccezionale (in termini di probabilità di accadimento), ovvero l'urto del "masso di progetto".

Ci si riferisce quindi alla combinazione eccezionale 2.5.6 delle Norme Tecniche, ovvero:

$$[5] \quad G1+G2+P+Ad+\sum_j \Psi_j k Q_j k$$

Si deve inoltre notare che i valori delle azioni agenti sugli ancoraggi sono misurati durante i test in vera grandezza, come prescritto dalle norme di riferimento EOTA ETAG 027. I carichi massimi agenti sulle fondazioni durante la prova in vera grandezza secondo l'ETAG 027 corrispondono al MEL ("Maximum Energy Level") e sono queste le azioni che si prendono in considerazione per la determinazione del tipo e lunghezza degli ancoraggi, con approccio a SLU.



### 5.3 Resistenze

Le resistenze considerate nella [5] hanno significati diversi in funzione della verifica che si sta analizzando.

Fattori di resistenza parziale possono essere applicati sia alle proprietà del terreno ( $X$ ), sia alle resistenze ( $R$ ) o a entrambi i parametri.

Come anticipato si prendono in considerazione tre verifiche: della sezione di acciaio, dell'interfaccia acciaio-malta e dell'interfaccia malta-substrato.

In generale si ha:

$$R_D = R(\gamma_F \cdot F_{Rep}; X_k / \gamma_M; a_D)$$

oppure

$$R_D = R(\gamma_F \cdot F_{Rep}; X_k; a_D) / \gamma_R$$

oppure

$$R_D = R(\gamma_F \cdot F_{Rep}; X_k / \gamma_M; a_D) / \gamma_R$$

dove:

- $F_{Rep}$  sono le azioni rappresentative (se influenzano la resistenza);
- $X_k$  sono i parametri dei materiali;
- $a_D$  è l'accelerazione di progetto, nel caso sismico;
- $\gamma_M$  sono i fattori parziali per il terreno;
- $\gamma_R$  sono i fattori parziali per le resistenze.

La resistenza di progetto degli ancoraggi  $R_D$ , è determinata in questo caso con metodi di calcolo, basati sui risultati di prove in sito e di laboratorio.

Si differenziano gli approcci utilizzati per gli ancoraggi flessibili (di monte e laterali) e per le fondazioni dei montanti; i primi sono assimilati a tiranti passivi mentre i secondi a pali di fondazione. Le verifiche vengono eseguite per entrambe le tipologie considerando l'approccio A1+M1+R3.

Per gli ancoraggi flessibili, assimilati a tiranti di ancoraggio (cap. 6.6 delle NTC) si utilizza il coefficiente  $\gamma_R$  relativo all'approccio A1+M1+R3, nel caso di tiranti permanenti e che risulta pari a 1,2.

	SIMBOLO	COEFFICIENTE PARZIALE
	$\gamma_R$	
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1,2

Tabella 1. Coefficiente parziali  $\gamma_R$  da applicare alla resistenza per gli ancoraggi flessibili

COMPLETAMENTO DELLE OPERE DI CONSOLIDAMENTO NEL CENTRO ABITATO DI BUGGERRU

PROGETTO ESECUTIVO

Per le fondazioni alla base dei montanti si utilizza l'approccio indicato per i pali trivellati, sempre considerando approccio A1+M1+R3 (Tabella 6.4.II – Cap. 6 – Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008); per cui  $\gamma_R$  vale 1,25 a trazione e 1,3 a compressione.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	$\gamma_R$	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale <sup>(*)</sup>	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

<sup>(\*)</sup> da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 2. Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche

Inoltre deve essere valutata la resistenza a sfilamento e ridurre il valore caratteristico di un fattore di correlazione ( $\xi_a$ ) che dipende sia della modalità con cui è stata definita la resistenza allo sfilamento (a. dai risultati di prove di progetto su ancoraggi di prova; b. con metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio) sia della tipologia di ancoraggi considerati.

## 5.4 Modello di calcolo

Si riassumono nel seguito i modelli di calcolo per ogni verifica considerata:

1. verifica della sezione di acciaio;
2. verifica dell'interfaccia acciaio – malta;
3. verifica dell'interfaccia malta – substrato.

Dopo aver eseguito le verifiche (2) e (3) si considera la lunghezza di ancoraggio maggiore, a favore di sicurezza.

### 5.4.1 Verifica sezione acciaio

Per questa verifica, essendo la tipologia di ancoraggio definita dal costruttore ed essendo le azioni agenti altrettanto fornite dal costruttore, ci si preoccupa semplicemente di verificare che la formula [6] sia soddisfatta come disequazione, che nel caso specifico si esplicita nel seguente modo:

$$[6] \quad F_d \leq \frac{f_{yc} \cdot A}{\gamma_s} = R_d \quad \text{per la verifica a trazione e compressione}$$

$$[7] \quad F_d \leq \frac{f_{yc} \cdot A}{\gamma_s \cdot \sqrt{3}} = R_d \quad \text{per la verifica a taglio}$$

Dove:

- $F_D$  è il valore di progetto dell'azione sollecitante;
- $f_{yc}$  è il valore rappresentativo della resistenza a snervamento dell'ancoraggio;
- $A$  rappresenta la sezione dell'acciaio;
- $\gamma_S$  è il valore del fattore parziale dell'acciaio, pari a 1,15;
- $R_D$  la resistenza di progetto dell'ancoraggio.

#### 5.4.2 Verifica dell'interfaccia acciaio - malta

In questo caso la formula [6] si esplicita nel seguente modo:

$$[8] \quad F_D \leq \frac{\tau_{a-m}}{\gamma_M} \cdot S_{Lat} \cdot L$$

Dove:

- $F_D$  è l'azione di progetto;
- $\gamma_M$  è il fattore parziale per l'adesione acciaio - malta, pari a 1,5;
- $\tau_{a-m}$  è l'adesione acciaio-malta;
- $S_{Lat}$  è la superficie effettiva di contatto malta – acciaio;
- $L$  è la lunghezza dell'ancoraggio.

Per l'adesione acciaio - malta si ha la seguente formulazione:

$$[9] \quad \tau_{a-m} = \frac{f_{bk}}{1.5}$$

Da cui sostituendo le equazioni sotto riportate diventa:

$$\tau_{a-m} = \frac{2.25 \cdot 1 \cdot 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1.5}$$

$$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$$

dove  $\eta = 1$  per diametri  $\leq 32$  e pari a  $\eta = \frac{(132 - \phi)}{100}$  per barre con diametro superiore.

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Dove  $f_{ck}$  è la resistenza caratteristica della malta di iniezione.

In caso di ancoraggi in barra la superficie laterale è quella nominale:

$$S_{Lat} = \pi \cdot d$$

dove  $d$  è il diametro della barra.

In caso di ancoraggio flessibili si ha la seguente equazione:

$$S_{Lat} = \pi \cdot d_{ancoraggio}$$

dove  $d_{ancoraggio}$  è il diametro utile dell'ancoraggio flessibile considerato.

Dalla [9], inserendo la formula [10], in funzione del caso analizzato, si ricava la lunghezza dell'ancoraggio.

$$[10] \quad L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{a-m}}$$

#### 5.4.3 Verifica dell'interfaccia malta - substrato

In questo caso la formulazione [6] assume la seguente forma:

$$[11] \quad F_D \leq \frac{R_{ac}}{\gamma_R}$$

Dove:

- $R_{ac}$  valore massimo di resistenza a sfilamento;
- $\gamma_R$  è il fattore di sicurezza parziale;
- $F_D$  è l'azione di progetto sull'ancoraggio.

Mentre  $R_{ac}$  è pari a:

$$[12] \quad R_{ac} = \pi \cdot D_s \cdot L \cdot \frac{q_s}{\zeta_a}$$

Dove:

- $D_s$  è il diametro reale del bulbo, considerando un coefficiente maggiorativo a seconda del substrato presente e il tipo di iniezione utilizzato;
- $L$  è la lunghezza dell'ancoraggio;
- $q_s$  è la resistenza unitaria limite allo scorrimento;

- $\zeta_a$  è il fattore parziale sulla determinazione di  $q_s$ .

Il diametro reale del bulbo viene calcolato con la seguente formula, inserendo il coefficiente maggiorativo  $\alpha_d$  (a seconda della tecnica di iniezione utilizzata) e il diametro di perforazione  $D_d$ .

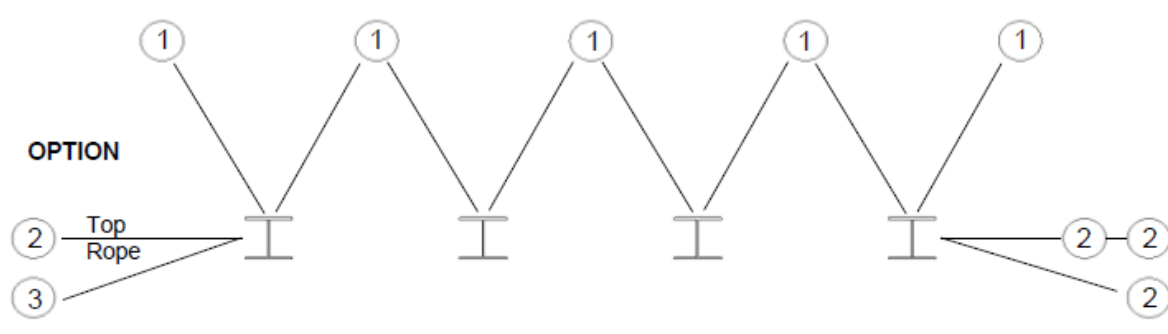
$$D_s = \alpha_d \cdot D_d$$

Sostituendo la formula [13] nella [12] e risolvendola per la lunghezza di ancoraggio, si ottiene:

$$[13] \quad L_2 \geq \frac{\gamma_R \cdot \zeta_a \cdot F_D}{\pi \cdot D_s \cdot q_s}$$

### 5.5 Carichi agenti sugli ancoraggi laterali e di monte

Gli ancoraggi di monte e laterali sono distribuiti come rappresentato nello schema sotto indicato. Nella tabella sottostante il disegno sono riportati i carichi agenti a seconda della configurazione considerata.


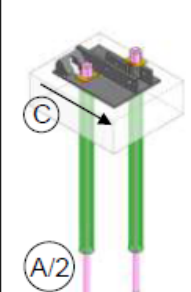
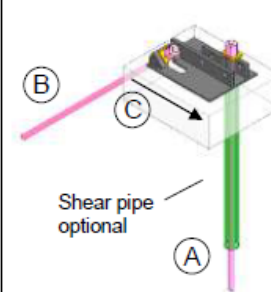
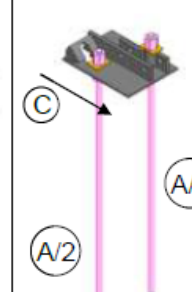
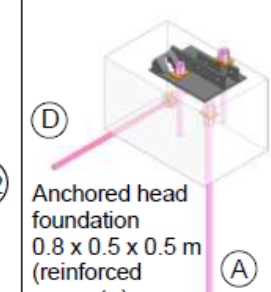


No.	Anchorage Type	Characteristic Load
1	Upslope Anchor (Retaining Ropes)	315 kN
2 (3)	Lateral Anchors (Support Ropes, Lateral Ropes)	(2) 285 kN OPTION: (3) 535 kN

Questi sono i carichi definiti durante le prove e corrispondono ai carichi massimi misurati in campo prove, durante il test al MEL (Maximum Energy Level), amplificati di un coefficiente correttivo per tener conto della variabilità delle condizioni di sito. Secondo l'approccio utilizzato (carico eccezionale, par. 2.5.3 NTC), questi sono i valori da utilizzare per il calcolo e la verifica.

### 5.5.1 Carichi agenti sulle barre di fondazione dei montanti

A seconda del tipo di substrato su cui si installano le fondazioni, le azioni agenti variano come illustrato nella figura sottostante. Per il sito in esame si è scelta la configurazione 2, con la presenza di una barra verticale e una obliqua.

	<b>SOIL</b> optional 2x GEWI NG 32  <b>Foundation:</b> 0.6 x 0.5 x 0.25 m	<b>SOIL</b> 2x GEWI NG 32  <b>Foundation:</b> 0.6 x 0.5 x 0.25 m	<b>ROCK</b> 2x GEWI NG 28	<b>CONCRETE</b> 2x GEWI NG 28  <b>Foundation Anchor:</b> 2x GEWI NG 32
				

Secondo quanto riportato nell'allegato con i carichi sugli ancoraggi, le azioni agenti sulle barre di fondazione assumono i valori riportati in funzione del terreno di fondazione e del tipo di fondazione realizzata (interazione terreno-struttura); le lettere A, B, C e D identificano le azioni e i rispettivi valori:

A	Vertical Force	310 kN
B	Normal Force in Anchor	115 kN
C	Shear Force, parallel to base plate	85 kN
D	Anchored Head Foundation (>0.1m <sup>3</sup> )	115 kN

Tali azioni sono ricavate in backanalysis dai risultati delle prove in vera grandezza, durante le quali le celle di carico registrano le azioni scaricate sulla piastra di base. A partire da queste evidenze vengono definite le azioni sopra indicate, tramite modelli numerici agli elementi finiti tarati sulle evidenze del campo prove. Come già esposto, considerando i carichi come azioni eccezionali, i valori riportati sono valori di progetto da utilizzare nei calcoli.

## 5.6 Dimensionamento degli ancoraggi flessibili e delle barre di fondazione

Il presente capitolo si propone di stabilire e definire le caratteristiche delle fondazioni e degli ancoraggi. Di seguito vengono ripresi nuovamente i parametri necessari per il dimensionamento, riassumendo i valori utilizzati nei calcoli.

- 1)  $F_d$  azione di progetto;

**Ancoraggi flessibili laterali:**

Azione a trazione = 285 kN;

**Ancoraggi flessibili di monte:**

Azione a trazione = 315 kN;

**Ancoraggi in barra:**

Azione di taglio [C] = 85 kN;

Azione a compressione sulla singola barra verticale [A] = 310 kN;

Azione a trazione sulla barra obliqua [B] = 115 kN.

- 2)  $R_d$  resistenza di progetto ancoraggi (già ridotta di un fattore pari a 1,15);

**Ancoraggi flessibili laterali e di monte:**

GA-7016 / 350 = 350 kN

**Ancoraggi in barra GEWI 32 mm ( $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ ):**

Resistenza a trazione = 350 kN 
$$R_d = \frac{f_{yc} \cdot A}{\gamma_s} = \frac{500 \cdot 804}{1.15}$$

Resistenza a taglio = 202 kN 
$$R_d = \frac{f_{yc} \cdot A}{\gamma_s \cdot \sqrt{3}} = \frac{500 \cdot 804}{1.15 \cdot \sqrt{3}}$$

- 3)  $\tau_{a-m}$  adesione acciaio-malta;

Dalla formulazione 0, considerando un valore di  $f_{ck}$  pari a  $20 \text{ N/mm}^2$ , si ottiene  $\tau_{a-m} = 2,32 \text{ N/mm}^2$  e barre con diametro  $\leq 32 \text{ mm}$ .

- 4)  $\gamma_M$  fattore parziale per l'adesione malta – acciaio

Pari a 1,5.

- 5)  $S_{lat}$  è la superficie effettiva di contatto malta – acciaio

$S_{lat}$  barre GEWI 32 mm =  $100,5 \text{ mm} (\pi d)$

$S_{lat}$  ancoraggi flessibili GA-7016 / 350 =  $(\pi d) = \pi \cdot 38,1 = 119 \text{ mm}$

6)  $R_{ac}$  valore massimo di resistenza a sfilamento

Calcolato con la formula [13] e dipendente dai seguenti parametri **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata., Errore. L'origine riferimento non è stata trovata., Errore. L'origine riferimento non è stata trovata., Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.:**

7)  $D_s$  è il diametro reale del bulbo considerando un coefficiente maggiorativo ( $\alpha_s$ )

**Ancoraggi flessibili e in barra:**

$D_d$  [diametro di perforazione] = 90 mm

$\alpha_s$  a favore di sicurezza si ipotizza pari a 1,0; qualora si abbiano indicazioni specifiche si può valutare la tabella delle Raccomandazioni AICAP, nel caso di iniezione globale con processo di messa in pressione unico (IGU), per terreno detritico

TERRENO	Valori di $\alpha$		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs	1.5 Vs
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2	2 Vs	1.5 Vs
Argilla	1.8 - 2.0	1.2	(2.5 - 3) Vs	(1.5 - 2) Vs
Marne	1.8	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs per strati compatti	
Calcari mamosi	1.8	1.1 - 1.2	(2 - 6) Vs o più per strati fratturati	
Calcari alterati o fratturati	1.8	1.1 - 1.2		
Roccia alterata e/o fratturata	1.2	1.1	(1.1 - 1.5) Vs per strati poco fratturati; 2 Vs o più per strati fratturati	

8)  $L$ , lunghezza degli ancoraggi

9)  $\xi_a$  fattore parziale sulla determinazione di  $q_s$

$\xi_a$  pari a 1,8 per gli ancoraggi flessibili, equiparati a tiranti di ancoraggio e pari a 1,7 per le barre di ancoraggio. Tali valori sono i valori massimi possibili in quanto non presenti prove di estrazione da cui ricavare un parametro di adesione malta-substrato.

10)  $q_s$  è la resistenza unitaria limite allo scorrimento



La resistenza unitaria viene ricavata valutando le caratteristiche litologiche del substrato e da queste tramite riferimenti bibliografici (AICAP 2012, altro.....) si è ricavato il valore di resistenza unitaria che risulta essere pari a  $0,5 \text{ N/mm}^2$ . Tale valore è valido per un substrato detritico o roccia fratturata.

11)  $\gamma_R$  fattore di sicurezza parziale sulla resistenza caratteristica

Pari a 1,2 per gli ancoraggi flessibili.

Pari a 1,3 per gli ancoraggi in barra in compressione.

Pari a 1,25 per gli ancoraggi in barra in trazione.

### 5.6.1 Ancoraggi flessibili

#### Ancoraggi laterali

##### Verifica della sezione di acciaio

$$F_d \leq R_d \quad 285 \text{ kN} \leq 350 \text{ kN} \quad [\text{soddisfatto}]$$

##### Verifica sfilamento acciaio – malta

$$L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{acciaio-malta}} = \frac{1.5 \cdot 285000}{\pi \cdot 38.1 \cdot 2.32} = 1539 \text{ mm}$$

##### Verifica sfilamento malta di iniezione - substrato

$$L_2 \geq \frac{\gamma_R \cdot \zeta_a \cdot F_D}{\pi D_s \cdot \tau_{substrato-malta}} = \frac{1.2 \cdot 1.8 \cdot 285000}{\pi \cdot 90 \cdot 0.5} = 4354 \text{ mm}$$

Considerando il valore massimo tra  $L_1$  e  $L_2$  ed approssimando all'unità superiore, la lunghezza di ancoraggio risulta pari a 5,0 m.

#### Ancoraggi di monte

##### Verifica della sezione di acciaio

$$F_d \leq R_d \quad 315 \text{ kN} \leq 350 \text{ kN} \quad [\text{soddisfatto}]$$

##### Verifica sfilamento acciaio – malta

$$L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{acciaio-malta}} = \frac{1.5 \cdot 315000}{\pi \cdot 38.1 \cdot 2.32} = 1702 \text{ mm}$$

##### Verifica sfilamento malta di iniezione - substrato

$$L_2 \geq \frac{\gamma_R \cdot \xi_a \cdot F_D}{\pi D_s \cdot \tau_{\text{substrato-malta}}} = \frac{1.2 \cdot 1.8 \cdot 315000}{\pi \cdot 90 \cdot 0.5} = 4813 \text{ mm}$$

**Considerando il valore massimo tra  $L_1$  e  $L_2$ , ed approssimando all'unità superiore, la lunghezza di ancoraggio risulta pari a 5,0 m.**

### 5.6.2 Barre di fondazione dei montanti

#### Verifica a trazione e compressione della sezione di acciaio

Valida rispettivamente per la barra verticale e per la barra obliqua

$$F_d \leq R_d \quad 310 \text{ kN} \leq 350 \text{ kN} \quad [\text{soddisfatta la verifica a compressione}]$$

$$F_d \leq R_d \quad 115 \text{ kN} \leq 350 \text{ kN} \quad [\text{soddisfatta la verifica a trazione}]$$

#### Verifica a taglio della sezione di acciaio

Si ipotizza che il carico si ripartisca in maniera equivalente su entrambe le barre di ancoraggio per cui l'azione viene divisa per due e si ha:

$$F_d \leq R_d \quad 85 / 2 = 42.5 \text{ kN} \leq 202 \text{ kN} \quad [\text{soddisfatto}]$$

#### Verifica sfilamento acciaio-malta

La verifica viene fatta per la barra soggetta al carico maggiore (barra obliqua) il valore determinato si considera, a favore di sicurezza, valido anche per la barra verticale.

$$L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{\text{acciaio-malta}}} = \frac{1.5 \cdot 310000}{\pi \cdot 32 \cdot 2.32} = 1994 \text{ mm}$$

#### Verifica sfilamento malta di iniezione-substrato

La verifica viene fatta per la barra soggetta al carico maggiore (barra obliqua) il valore determinato si considera, a favore di sicurezza, valido anche per la barra verticale.

$$L_2 \geq \frac{\gamma_R \cdot \xi_a \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{\text{substrato-malta}}} = \frac{1.3 \cdot 1.7 \cdot 310000}{\pi \cdot 90 \cdot 0.5} = 4846 \text{ mm}$$

**Considerando il valore massimo tra  $L_1$  e  $L_2$ , ed approssimando all'unità superiore, la lunghezza di ancoraggio risulta pari a 5,0 m.**



## 6. CONCLUSIONI

Alla luce dei riferimenti legislativi vigenti sono state verificate dal punto di vista strutturale e geotecnico le tipologie di intervento proposte valutando al tempo stesso la fattibilità dell'intervento sotto il profilo logistico e realizzativo con le tecniche di intervento previste.

Per quanto riguarda gli interventi attivi in parete, la tipologia di consolidamento presenta le seguenti caratteristiche:

- L'intervento qui dimensionato considera l'abbinamento di ancoraggi in barra e rete in acciaio ad alta resistenza, che combina alta resistenza a trazione ma al tempo stesso una adeguata flessibilità tale da permettere una disposizione molto aderente alle superfici naturali. L'elevata resistenza della rete fa sì che non si rendano necessari reticoli di funi supplementari, di fatto spesso adottate quale rinforzo di reti commerciali molto meno robuste;
- La disposizione degli ancoraggi deve seguire tendenzialmente lo schema 3 x 3 m, ma la scelta della tipologia di rete, di fatto senza soluzioni di continuità per quanto attiene alla resistenza a trazione, permette una certa variabilità nella collocazione degli ancoraggi, che dunque saranno di preferenza realizzati nelle concavità naturali della parete per favorire maggiore aderenza e, quindi, un maggiore contributo attivo come descritto in letteratura;
- La tabella riportata di seguito illustra in maniera riepilogativa i risultati di cui si dà conto nella relazione.

Tipologia ancoraggi	Interasse H ancoraggi	Interasse V ancoraggi	Lunghezza ancoraggi
[m]	[m]	[m]	[m]
GEWI 28 mm	3,00	3,00	3,00

Per quanto riguarda le fondazioni delle barriere elastoplastiche con energia di assorbimento pari a 2.000 kJ, in accordo con le nuove Norme Tecniche, sono state verificate le sezioni di acciaio e le lunghezze di ancoraggio delle barriere paramassi in progetto certificate secondo le norme di prodotto vigenti a livello europeo (intra CEE) e italiano. La scelta delle barriere suddette è motivata dal fatto che esse godono della marcatura CE e relativo ETA e rappresentano come tali lo stato dell'arte della qualità nell'ambito della protezione di uomini e cose. Il calcolo è stato svolto avendo come dati i valori delle azioni scaricate dalla struttura alle fondazioni per la prova al "MEL" secondo le EOTA ETAG 027, nonché le caratteristiche dei terreni presenti in sito.

Di seguito si illustra il riassunto dei risultati:

Descrizione	Tipologia ancoraggio	Lunghezza [m]
Ancoraggio laterale	GA – 7016 / 350	5,00
Ancoraggio monte		5,00
Tirafondi	GEWI 32 mm	5,00