



**Comune di TOSCOLANO MADERNO
Provincia di Brescia**

OGGETTO:

Sistemazione del movimento franoso avvenuto nella Valle delle Cartiere nel Comune di Toscolano Maderno (Bs) nel tratto compreso tra loc.Vago e loc.Luseti.

COMMITTENTE:

Comune di Toscolano Maderno - BS

PROGETTO ESECUTIVO

Marzo 2017

**RELAZIONE TECNICA STRUTTURALE OPERE DI
CONSOLIDAMENTO**

Allegato

E.11

Studio Tecnico di progettazione-idraulica
AVANZI ING GIAN PIETRO
via Nestore Baronchelli,2-25085-Gavardo (Bs)
Tel/Fax:0365-374972
Mail: studioavanzigp@alice.it
Posta certificata: gianpietro.avanzi@ingpec.eu

SOMMARIO:

1.0-Premesse

2.0-Documentazione di riferimento

2.0.1-Materiali

3.0-Ubicazione dell'opera e valutazione della pericolosità sismica di zona

4.0-Descrizione generale dell'intervento da effettuare sul versante interessato dal movimento franoso.

5.0-Definizione delle azioni di progetto

5.1-Vita nominale e classe d'uso

5.2-Azioni indotte da fenomeni naturali

5.2.1-Azione sismica

5.2.2-Determinazione dell'azione sollecitante gravante sull'opera consolidatrice

6.0- Verifiche di progetto

6.0.1- Progetto degli ancoraggi

6.0.2- Resistenza allo sfilamento. Verifica dell'aderenza bulbo-terreno

6.0.3- Verifica dello sfilamento all'interfaccia acciaio-malta

7.0-Conclusioni

1.0-Premesse

Il presente documento riporta le verifiche geotecniche e strutturali delle opere da realizzarsi all'interno dell'area oggetto degli interventi di messa in sicurezza della frana in Toscolano Maderno (Bs), il località Valle delle cartiere ai sensi della Normativa vigente di seguito riportata. In particolare l'analisi riportata di seguito consiste nell'identificazione dell'intervento da effettuare al fine di ridurre la pericolosità del fenomeno franoso ed al dimensionamento delle opere di consolidamento e ripristino

2.0-Documentazione di riferimento

Il presente elaborato rimanda alla relazione geologico-geotecnica per la caratterizzazione geomeccanica del terreno. Il quadro normativo di riferimento è rappresentato da:

- Linee di Indirizzo per la Progettazione delle Opere di Difesa del Suolo in Regione Lombardia, Direzione Generale Territorio e Urbanistica – Unità Organizzativa Tutela e Valorizzazione del Territorio.
- Decreto Ministeriale del 14/01/2008: "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni",
- G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30.
- Circolare 02.02.2009, n. 617 "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14.01.2008.
- 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.
- EOTA – ETAG 027 - Rockfall Protection Kits Guideline, Bruxelles 1 febbraio 2008.
- Raccomandazioni AICAP "Ancoraggi nei terreni e rocce"
- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.
- Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974.
- Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.
- Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 9 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per il calcolo, l' esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

- D.M. 16 Gennaio 1996 Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.
- Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16
- Circolare 617 del 02/02/2009
- Eurocodici approvati dal Comitato Europeo di Normazione in forma di Euro Norma (EN)

2.0.1-Materiali

- Calcestruzzo per fondazioni ancoraggi:
- Caratteristica di resistenza minima C25/30
- Classe di esposizione XC2

Barre di armatura per ancoraggi a barre:

- acciai per GEWI o equivale

	fyk (N/mm ²)	ftk (N/mm ²)
B500B	500	550

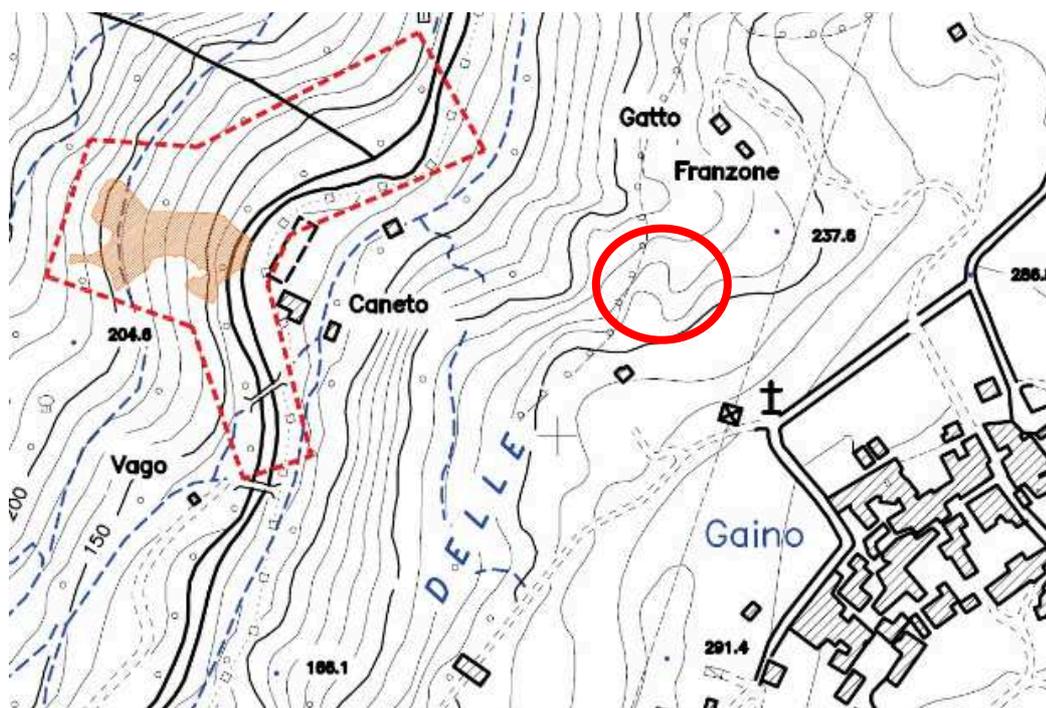
- acciai per DYWIDAG Y1050H o equivalenti

	fyk (N/mm ²)	ftk (N/mm ²)
Y1050H	950	1.050

tipo di barra	Ancoraggio definitivo e provvisorio			
	diametro nominale mm	qualità del acciaio N/mm ²	carico di snervamento kN	carico ultimo kN
THREADBAR® barra a filettatura continua destrorsa	26.5	950/1050WR	525	580
	32	950/1050WR	760	850
	36	950/1050WR	960	1,070
	40	950/1050WR	1,190	1,320
	47	950/1050WR	1,648	1,822
barra GEWI® Plus filettata destrorsa	30	670/800	474	565
	35	670/800	645	770
	43	670/800	973	1,162
	57.5	670/800	1,740	2,077
	63.5	670/800	2,122	2,534
barra GEWI® filettata sinistrorsa	40	500/550	628	691
	50	500/550	982	1,080
	63.5	555/700	1,758	2,217

3.0-Ubicazione dell'opera e valutazione della pericolosità sismica di zona

Trattasi di intervento da effettuare lungo un pendio situato in località Valle delle cartiere in comune di Toscolano Maderno nel tratto compreso tra le località Vago e località Luseti interessato da un movimento franoso che ha causato scivolamento di materiale all'interno dell'alveo del torrente situato ai piedi del versante montuoso. La progettazione proposta, si pone pertanto l'obiettivo di intervenire sulla parte di pendio instabile, tale da migliorarne le condizioni in termini di salvaguardia, attraverso opere che consentano un incremento della sicurezza nei confronti di possibili ulteriori scivolamenti della porzione di pendio instabile.



Tab.n.1-Individuazione dell'area interessata dal movimento franoso oggetto di intervento di consolidamento attraverso la messa in opere di sistemi di consolidamento

La valutazione della pericolosità sismica di zona, viene calcolata attraverso il software geostru, il quale individuata l'area oggetto 'intervento consente di determinare i coefficienti di natura sismica attraverso i quali è possibile ricavare l'azione di natura sismica gravante sul manufatto oggetto di intervento. Sulla base delle considerazioni effettuate si ha pertanto:



(1)* Coordinate WGS84 (°)
 Latitudine Longitudine

(1)* Coordinate ED50 (°)
 Latitudine Longitudine

Classe dell'edificio

Cu = 1

Vita nominale (Opere provvisorie <=10, Opere ordinarie >=50, Grandi opere >=100)

Interpolazione

Tab.n.2-Individuazione dell'area interessata dal movimento franoso-classe dell'area interessata dall'attività di consolidamento

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc [s]
Operatività (SLO)	30	0,042	2,531	0,228
Danno (SLD)	50	0,056	2,473	0,243
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,157	2,477	0,273
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,204	2,495	0,278
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

CALCOLO COEFFICIENTI SISMICI

Muri di sostegno Paratie
 Stabilità dei pendii e fondazioni
 Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)
 us (m)

Categoria sottosuolo
 Categoria topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss * Amplificazione stratigrafica	<input type="text" value="1,20"/>	<input type="text" value="1,20"/>	<input type="text" value="1,20"/>	<input type="text" value="1,20"/>
Cc * Coeff. funz categoria	<input type="text" value="1,48"/>	<input type="text" value="1,46"/>	<input type="text" value="1,43"/>	<input type="text" value="1,42"/>
St * Amplificazione topografica	<input type="text" value="1,20"/>	<input type="text" value="1,20"/>	<input type="text" value="1,20"/>	<input type="text" value="1,20"/>

Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,012	0,016	0,054	0,082
kv	0,006	0,008	0,027	0,041
Amax [m/s ²]	0,590	0,797	2,219	2,878
Beta	0,200	0,200	0,240	0,280

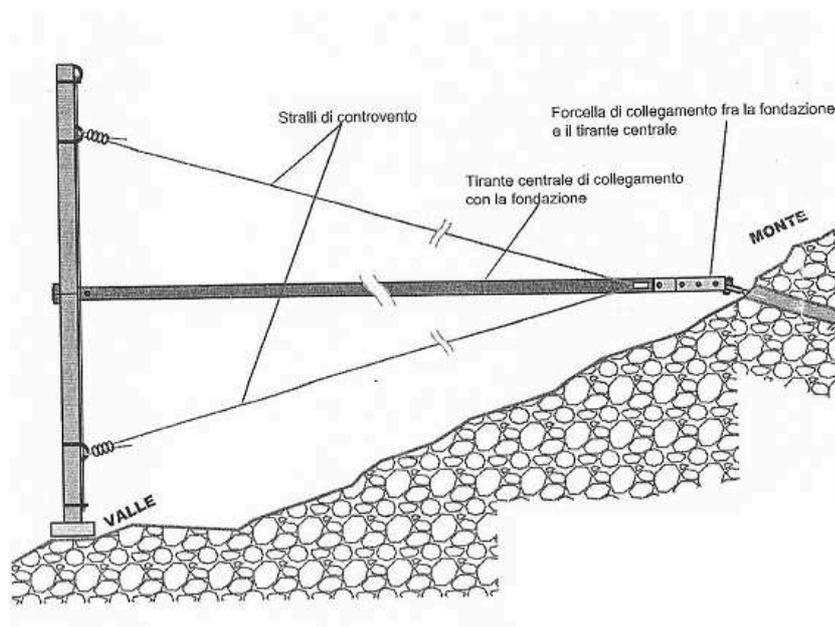
* I valori di Ss, Cc ed St possono essere variati.

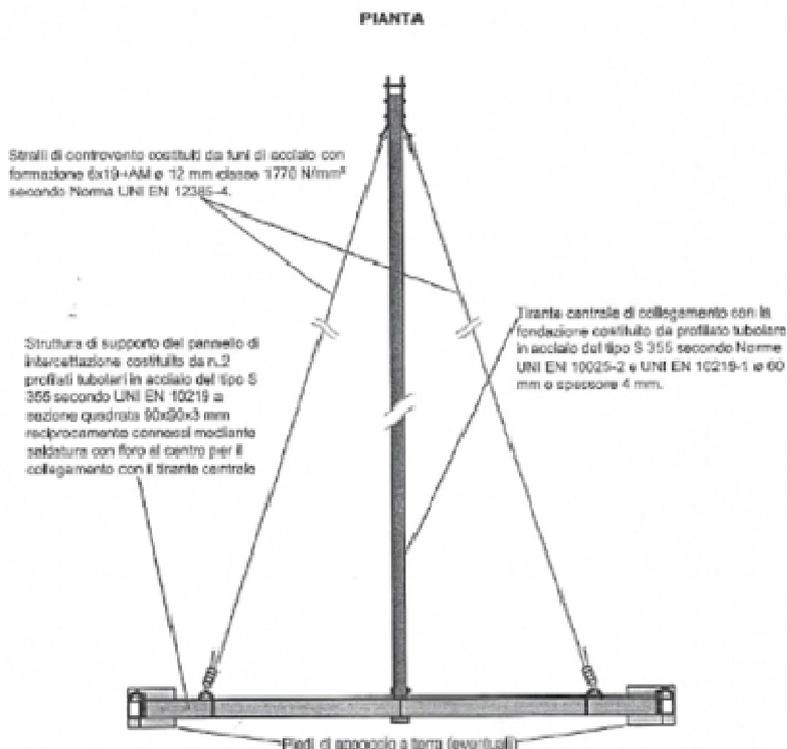
Tab.n.3-Coefficienti sismici nei diversi stati limiti da impiegarsi per la determinazione dell'azione sismica gravante sul manufatto oggetto di verifica

4.0-Descrizione generale dell'intervento da effettuare sul versante interessato dal movimento franoso.

Come descritto nelle relazioni tecniche specialistiche allegate al progetto e a seguito dei risultati evidenziati nello studio geologico redatto dai dott.ri geol.gi Silvano Margiotta e Paolo Segalini, l'area risulta interessata da un movimento franoso che ha portato allo scivolamento e all'accumulo di parte del materiale all'interno dell'alveo del torrente Toscolano. La precarietà dell'area interessata dal movimento congiunta alla riduzione in termini di sicurezza nei confronti dell'incolumità pubblica, comporta la necessità di intervenire sulla porzione di versante instabile, attraverso delle opere di sistemazione e di consolidamento attraverso le quali è possibile incrementare il livello di sicurezza nei confronti di possibili ulteriori movimenti del materiale instabile presente.

Vista la tipologia di dissesto manifestatosi si è deciso di intervenire attraverso il posizionamento di una struttura di protezione di contenimento lineare di singoli elementi, costituiti da un paramento frontale di rete, da una struttura di travi metalliche collegate a croce di S.Andrea e da uno snodo centrale che unisce il paramento ad un elemento di ancoraggio, la cui tipologia varia in base alle caratteristiche del sito di installazione. Il sistema cosiddetto consolidatore, viene ancorato al terreno attraverso l'impiego di un tirante di ancoraggio realizzato attraverso dei cavi in acciaio (trefoli) o barre tipo Dywidag inghisate nel terreno attraverso la previa preparazione di un foro, nel quale viene iniettata malata cementizia (o similari), per la realizzazione del bulbo di fondazione in cui viene ancorato il tirante.





	Ready-C 150	Ready-C 300	Ready-C 500
Spinta di progetto (kN)	150	300	500
Dimensioni pannello (m)	2,5 x 2,0	3,6 x 3,1	
Profondità (m)	2,0	4,0	
Pannello di intercettazione primario	Fune metallica romboidale	Pannello in fune a nodi borchiati maglia 300 x 300 mm	
Pannello di intercettazione secondario	Rete in filo metallico a doppia torsione maglia 80 x 100 mm		
Passante massimo* (mm)	80		
Tipo di ancoraggio	Profondo RRA-14 o piastra a contrasto	Profondo RRA-16 o piastra a contrasto	Profondo RRA-20 o piastra a contrasto

Tab.n.4-Caratteristiche tecniche degli elementi consolidatori

5.0-Definizione delle azioni di progetto

In questo capitolo si procederà alla definizione delle azioni agenti sulla struttura; le azioni si dividono in funzione dell'origine delle stesse in:

Azioni indotte da fenomeni naturali, quali neve, vento e sisma

Azioni controllate dall'uomo ossia prevalentemente carichi permanenti e alle altre azioni di servizio.

5.1-Vita nominale e classe d'uso

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

Le norme tecniche per le costruzioni prevedono i seguenti valori in anni di vita nominale per i diversi tipi di opera:

TIPO DI COSTRUZIONE		Vita Nominale VN (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤10
2:	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥100

Tabella 8.4.1 Norme tecniche per le costruzioni

La struttura in esame ricade nella tipologia “Opere Ordinarie” e, in conformità con i minimi prescritti e di concerto con la committenza, si stabilisce una vita nominale per l'opera VN= 50 anni. La classe d'uso di un'opera fa riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso in presenza di azioni sismiche. La norma prevede la suddivisione delle costruzioni in quattro classi così definite:

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.

Tab.n.5 –Classe d'uso dell'area oggetto d'intervento

E' evidente che per l'opera in progetto la classe d'uso pertinente è la classe II

5.2-Azioni indotte da fenomeni naturali

5.2.1-Azione sismica

Le recenti normative tecniche adottate in Italia, sfruttando estese campagne di acquisizione dati e monitoraggio operate dall'INGV, impongono il calcolo dell'azione sismica di progetto sulle costruzioni basandosi non più sull'individuazione di macroaree omogenee per l'accelerazione sismica massima attesa al

suolo, ma bensì mediante microzonazione sismica. I parametri utili alla costruzione dello spettro di risposta in un determinato punto del territorio sono frutto dell'interpolazione di parametri calcolati per le quattro stazioni di riferimento più vicine. L'azione sismica è ora valutata in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido a superficie orizzontale, riferendosi non ad una zona sismica territorialmente coincidente con più entità amministrative, ad un'unica forma spettrale e ad un periodo di ritorno prefissato ed uguale per tutte le costruzioni, come avveniva in precedenza, bensì sito per sito e costruzione per costruzione.

Tale approccio dovrebbe condurre in media, sull'intero territorio nazionale, ad una significativa ottimizzazione dei costi delle costruzioni antisismiche, a parità di sicurezza.

Pertanto è necessario conoscere l'esatta localizzazione del sito oggetto di intervento mediante le coordinate di latitudine e longitudine; si riportano le coordinate del sito di riferimento:

Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d'uso CU: $VR = VN \times CU$ Il valore del coefficiente d'uso CU è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella seguente tabella

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
CU	0,7	1	1,5	2

Si ottiene un periodo di riferimento per la definizione dell'azione sismica $VR = 50 \times 1 = 50$ anni.

Pericolosità sismica di base

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. 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 PVR agli stati limite nel periodo di riferimento VR.

Le forme spettrali sono diagrammate in un piano cartesiano che presenta in ascisse il tempo ed in ordinata l'accelerazione e sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, mediante opportune equazioni a partire dai seguenti parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima 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.

In allegato alle NTC, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori di a_g , F_0 e T^*C definiti per l'ipotetico sito di riferimento rigido orizzontale.

Risposta sismica locale

Le condizioni del sito di riferimento rigido in generale non corrispondono a quelle effettive. È necessario, pertanto, tenere conto delle condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera ed anche delle condizioni topografiche, poiché entrambi questi fattori concorrono a modificare l'azione sismica in superficie rispetto a quella attesa su un sito rigido con superficie orizzontale. Tali modifiche, in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, sono il risultato della risposta sismica locale.

Si denomina "risposta sismica locale" l'azione sismica quale emerge in "superficie" a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza subite trasmettendosi dal substrato rigido.

Per individuare in modo univoco la risposta sismica si assume come "superficie" il "piano di riferimento" quale definito, per le diverse tipologie strutturali.

Le modifiche sopra citate corrispondono a:

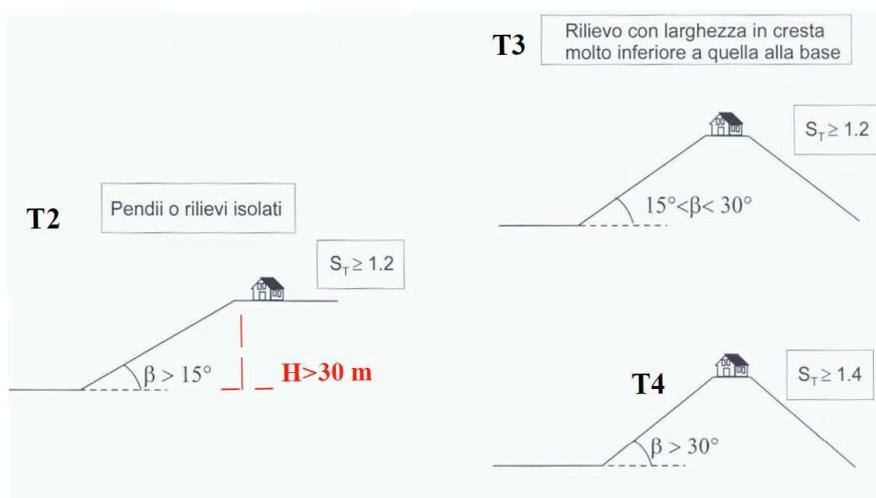
- effetti stratigrafici, legati alla successione stratigrafica, alle proprietà meccaniche dei terreni, alla geometria del contatto tra il substrato rigido e i terreni sovrastanti ed alla geometria dei contatti tra gli strati di terreno;
- effetti topografici, legati alla configurazione topografica del piano campagna.

La modifica delle caratteristiche del moto sismico per effetto della geometria superficiale del terreno va attribuita alla focalizzazione delle onde sismiche in prossimità della cresta dei rilievi a seguito dei fenomeni di riflessione delle onde sismiche ed all'interazione tra il campo d'onda incidente e quello diffratto. I fenomeni di amplificazione cresta-base aumentano in proporzione al rapporto tra l'altezza del rilievo e la sua larghezza.

La normativa, in sede di definizione dell'azione sismica di progetto, tiene conto degli effetti citati mediante due coefficienti S_s e S_t in cui S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_t il coefficiente di amplificazione topografica.

Condizioni topografiche

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati in tabella, in funzione delle categorie topografiche e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento



CATEGORIA TOPOGRAFICA	UBICAZIONE DELL'OPERA O DELL'INTERVENTO	ST
T1	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tab.n.6 -Coefficiente di amplificazione topografica

Per la definizione di Ss si rimanda alla norma mentre in questa sede si procede alla definizione di St; Con riferimento alla figura sopra riportata si noti che, poiché il sito di intervento è pianeggiante, non si ricade nelle casistiche riportate. I risultati sono evidenziati nella tab.3 §.3.0

5.2.2-Determinazione dell'azione sollecitante gravante sull'opera consolidatrice

Trattandosi di opera volta al sostegno permanente di terreno, la valutazione dell'azione gravante sulla struttura, è stata calcolata per un singolo elemento consolidatore, visto che l'intervento prevede la messa in opera di un unico ordine di elementi consolidatori affiancati tra di loro e strutturalmente indipendenti. Le azioni sollecitanti sul paramento sono pertanto dovute:

- alla spinta del terreno
- all'accelerazione dovuta all'azione sismica a cui è sottoposto il terreno posto a tergo dell'elemento consolidatore

Le verifiche della sicurezza e delle prestazioni degli elementi strutturali oggetto di verifica, sono state pertanto condotte

1. Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d$

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

con $\gamma_E = \gamma_F$, e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico: Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \cdot \gamma_E$. Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente

sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametrigeotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi. Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico. Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Azioni sollecitanti

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1. 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. Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione ψ_{ij} devono essere assunti come specificato nel Cap. 2.(D.M 14 gennaio 2008)

Azioni sollecitanti

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle 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

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Resistenze

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;

b) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;

c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	γ_c	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_f	1,0	1,0

Trattandosi di opera volta al trattenimento del materiale stabile situato lungo il pendio, l'azione sollecitante considerata per il dimensionamento del complesso strutturale è dovuta alla spinta esercitata dal terreno sulla struttura stessa integrata dell'azione sismica. Sulla base dei risultati evidenziati nella relazione geologica redatta dai dott.ri geol.gi Silvano Margiotta e Paolo Segalini, è possibile rilevare le caratteristiche meccaniche del terreno da sostenere in maniera tale da determinare l'azione di spinta esercitata dal terreno stesso nei confronti della struttura stessa. Trattandosi di elementi strutturali caratterizzati da un'altezza di $h=2,50$ m, la spinta è stata calcolata per tale altezza.

1 PARAMETRI SISMICI SLV

TROVA I PARAMETRI SISMICI (ag; F0;TC*)

Accelerazione massima su suolo rigido	a_g	2,210 m/s ²
Coefficiente di amplificazione spettrale	F_0	2,470
Periodo di inizio tratto a velocità costante	T_c^*	0,273 s
Categoria di sottosuolo		B
Categoria topografica		T2
Accelerazione di gravità	g	9,806 m/s ²
Accelerazione orizzontale riferita al suolo rigido adimensionale	a_g/g	0,225
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1,200
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_s	1,177
Prodotto $S_s * S_T$	S	1,413
Accelerazione orizzontale riferita al sito adimensionale	$a_{(max)}/g$	0,318
Coefficiente funzione della categoria di sottosuolo	C_c	1,426
Periodo del tratto ad accelerazione costante	T_B	0,130 s
Periodo del tratto a velocità costante	T_C	0,389 s
Periodo del tratto a spostamento costante	T_D	2,501 s
Coefficiente di smorzamento viscoso	ξ	5 %
Coefficiente di correzione per smorzamento viscoso diverso dal 5%	η	1
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito	β_m	0,31
Coefficiente sismico orizzontale	K_h	0,099
Coefficiente sismico verticale	K_v	± 0,049
Imporre β_m unitario?		no

I valori dei parametri sismici sono stati determinati in funzione della zona territoriale in cui si trova ubicata l'opera da realizzare per il trattenimento del materiale instabile situato lungo il pendio.

3 GEOTECNICA

Profondità di calcolo

h_s

2,50 m

3.1 Stratigrafia terreno

Bisogna sempre partire dal primo strato

Angolo di attrito

φ'

33,00 °

Peso specifico del terreno a tergo del muro

γ

17,0 kN/m ³

Coesione non drenata

c_u

0,00 kPa

Coesione

c'

30,00 kPa

Altezza dello strato

Z

2,50 m

1° strato: ghiaia- sabbie
--

Angolo di attrito

φ'

0,00 °

Peso specifico del terreno a tergo del muro

γ

0,0 kN/m ³

Coesione non drenata

c_u

0,00 kPa

Coesione

c'

0,00 kPa

Altezza dello strato

Z

0,00 m

2° strato: limi-argille

Angolo di attrito

φ'

32,00 °

Peso specifico del terreno a tergo del muro

γ

20,0 kN/m ³

Coesione non drenata

c_u

0,00 kPa

Coesione

c'

0,00 kPa

Altezza dello strato

Z

0,00 m

3° strato: ghiaia- sabbie
--

Densità relativa

Dr

0,7-1

Modulo elastico

E

102000 kPa

Modulo edometrico

M

90000 kPa

Coefficiente di Poisson

v

0,4

La determinazione delle sollecitazioni indotte sul sistema di trattenimento, è stato determinato impiegando la combinazione di seguito riportata:

Approccio e combinazione utilizzata:

APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)

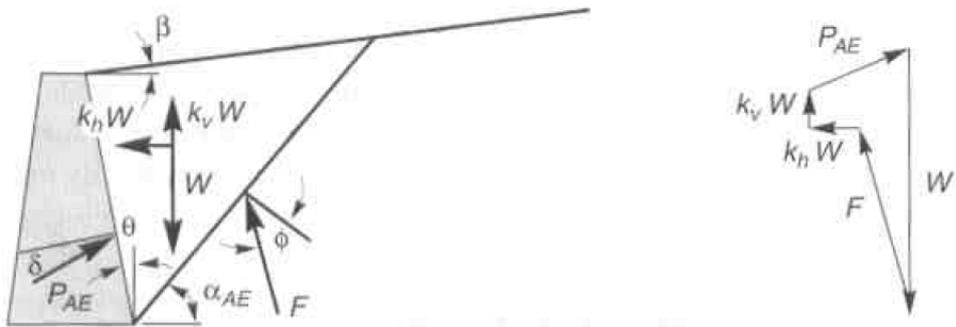
AZIONI	A	
$\gamma G1$	1,00	0,90
$\gamma G2$	1,00	0,00
γQk	1,00	0,00

E' stata abilitata la verifica sismica perché sull'analisi delle spinte è stato inserita la teoria di Mononobe-Okabe

GEOTECNICA	M
$\text{Tan}(\varphi'),k$	1,00
c',k	1,00
cu,k	1,00
Υ,k	1,00

RESISTENZE	R
capacità portante	1,40
scorrimento	1,10

La valutazione dell'azione dovuta alla spinta esercitata dal terreno, è stata determinata in funzione della teoria di Mononobe-Okabe attraverso la quale:



$$P_{AE} = \frac{1}{2} k_{AE} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad \psi = \arctan \frac{k_h}{1 - k_v}$$

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\delta + \theta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

S_a , applicata H/3; $P_{AE} - S_a$, applicata H/2

Per le spinte indotte dal sisma, si fa riferimento a quanto riportato di seguito

$$k_h = S \cdot \gamma_I \cdot a_g / (g \cdot r) \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

- **Strutture che ammettono spostamenti (r=2)**
- **Altre tipologie (r=1)**
- **Terreni a grana grossa saturi (r=1)**

sulla base di quanto esposto, si osserva pertanto che per la struttura in esame la spinta esercitata da parte delle terre vale $S_{ed}=19,50$ KN/m sulla quale è stata basata la progettazione

6.0- Verifiche di progetto

Sulla base dell'intervento di stabilizzazione proposto, le verifiche di seguito riportate sono state eseguite in ottemperanza delle prescrizioni fornite dalla normativa vigente D.M 14 gennaio 2008. Tenuto in considerazione dei risultati registrati dalla campagna geologica effettuata sul versante e, stabilito che la profondità della superficie di scivolamento risulta variare dai 3 ai 4 m la verifica del complesso struttura terreno di fondazione è stata effettuata definendo:

- la lunghezza del bulbo di fondazione da realizzare all'interno della porzione di terreno stabile
- la lunghezza di ancoraggio della barra nel bulbo (lunghezza attiva) tale da evitare lo sfilamento della stessa dalla fondazione realizzata
- dimensione del tirante da impiegare per il fissaggio dell'elemento consolidatore

Le analisi evidenziate di seguito, vengono condotte con l'obiettivo di incrementare il grado di sicurezza della stabilità del pendio e prevedono la messa in opera di elementi consolidatori ad ombrello affiancati da realizzarsi nella zona del pendio ritenuta maggiormente critica (vedi tavola n.2). Le verifiche agli Stati Limite Ultimi STR (Approccio 1 Combinazione 1) hanno consentito di eseguire l'analisi delle azioni di progetto sulle barre di ancoraggio (forze di trazione), mentre la verifica degli ancoraggi è stata eseguita con la combinazione dei coefficienti parziali A1+M1+R3 (Approccio 2, Combinazione 1).

A seguito dei calcoli rappresentati nei paragrafi precedenti, imposto di realizzare elementi consolidatori con paramento di dimensione $2,50 \text{m} \times 2,010 \text{m}$ ($A=5,025 \text{m}^2$), si constata che l'azione dovuta alla spinta a cui è soggetto ogni singolo elemento vale $S_{ed}=19,50 \text{KN/m} \times 2,010=39,19 \text{KN}$ a cui deve essere applicato il coefficiente parziale d'incremento rappresentato in tabella 6.2.I (coefficienti parziali per le azioni o per effetto delle azioni) $\gamma_{g1}=1,3$ da cui si ricava pertanto che la spinta da impiegarsi per la progettazione/verifica vale:
 $S_{ed}=19,50 \text{KN/m} \times 2,010=39,19 \text{KN} \times 1,3=50,95 \text{KN}$

6.0.1- Progetto degli ancoraggi

Lo stato limite ultimo per la resistenza del terreno è quello relativo allo sfilamento dell'ancoraggio per il raggiungimento della resistenza al contatto fra bulbo e terreno. La corrispondente verifica viene di seguito effettuata con la combinazione di coefficienti parziali A1+M1+R3, dove l'azione massima sulla barra vale $E_d=50,95 \text{KN}$

Verifiche di sicurezza (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza vanno presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve che a lungo termine. Per il dimensionamento geotecnico (stato limite di sfilamento della fondazione dall'ancoraggio) deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove :

Ed: è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

Rd: rappresenta il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La verifica di tale condizione va effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.6.I.

Attraverso uno dei metodi analitici proposti (Schneebeili e Bustamante Doix), si determina il valore medio e minimo delle resistenze $R_{a,c}$ (resistenza di calcolo a sfilamento utilizzando i parametri geotecnici caratteristici del terreno dedotti dai risultati di prove in situ e/o di laboratorio), attraverso il quale è possibile pervenire alla determinazione della resistenza caratteristica $R_{a,k}$, ottenuta tenendo in considerazione dei profili d'indagine:

$$R_{a,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{\text{medio}}}{\xi_{a,3}}; \frac{(R_{a,c})_{\text{min}}}{\xi_{a,4}} \right\}$$

✓ Numero profili d'indagine	1	2	3	4	≥ 5
✓ $\xi_{a,3}$	1.80	1.75	1.70	1.65	1.60
✓ $\xi_{a,4}$	1.80	1.70	1.65	1.60	1.55

Nella valutazione analitica della resistenza allo sfilamento degli ancoraggi non si applicano coefficienti parziali di sicurezza sui valori caratteristici della resistenza del terreno, ma si fa riferimento ai coefficienti parziali di sicurezza M1.

$$R_{a,d} = \frac{R_{a,k}}{\gamma_R}$$

dove :

$R_{a,k}$: è il valore della resistenza caratteristica;

γ_R : rappresenta il coefficiente parziale della resistenza dell'ancoraggio.

	TIPOLOGIA DEGLI ANCORAGGI	Simbolo	Coeff. Parziale
✓	Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1.10
✓	Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1.20

la verifica si ritiene soddisfatta qualora sia rispettata la condizione

$$E_d \leq R_{a,d}$$

6.0.2- Resistenza allo sfilamento. Verifica dell'aderenza bulbo-terreno

La resistenza allo sfilamento di un tirante può essere calcolata con le relazioni di Schneebeli o di Bustamante Doix.

Schneebeli

Per terreni granulari ($\varphi > 0$) la formula è la seguente:

$$R_a = \pi \cdot D_p \cdot L \cdot \tan \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \operatorname{sen} \varphi \cdot \frac{1 + e^{2 \cdot \pi \cdot \tan \varphi}}{2} \cdot \gamma \cdot z$$

dove:

D_p : diametro di perforazione;

L: lunghezza della zona ancorata;

z: profondità del punto medio del tratto ancorato;

γ : peso di volume del terreno soprastante il tratto ancorato.

In terreni coesivi ($\varphi=0$) e per analisi a breve termine si può invece utilizzare la relazione:

$$R_a = \pi \cdot D_p \cdot L \cdot c_u$$

c_u = coesione non drenata del terreno nella zona di ancoraggio.

Bustamante Doix

La relazione è la seguente:

$$R_a = \pi \cdot \alpha \cdot D_p \cdot L \cdot q_s$$

dove:

D_p : diametro di perforazione;

L: lunghezza della zona ancorata;

α : fattore che misura l'incremento di diametro del bulbo del tirante nella zona di ancoraggio;

q_s : attrito e adesione laterale unitaria nella zona di ancoraggio.

Il coefficiente α è funzione della litologia dominante nel tratto di ancoraggio e delle modalità di iniezione.
Può essere ricavato dalla seguente tabella:

LITOLOGIA	COEFFICIENTE α			
	Iniezione ripetuta		Iniezione semplice	
	min	max	min	max
✓ Ghiaia	1.8	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 pulita	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	1.2
✓ Marne e arenarie alterate e/o fratturate	1.8	1.8	1.1	1.2

Il fattore q_s può essere ricavato attraverso le seguenti due relazioni:

iniezione semplice:

$$q_s \text{ [MPa]} = 0,01 \cdot (Dr-50) + 0,05 \quad \text{per terreni granulari (Dr = densità relativa)}$$

$$q_s \text{ [MPa]} = 0,006 \cdot (c-10) + 0,1 \quad \text{per terreni coesivi (c = coesione t/m}^2\text{)}$$

iniezione ripetuta:

$$q_s \text{ [MPa]} = 0,01 \cdot (Dr-50) + 0,05 \quad \text{per terreni granulari (Dr = densità relativa)}$$

$$q_s \text{ [MPa]} = 0,008 \cdot (c-10) + 0,18 \quad \text{per terreni coesivi (c = coesione t/m}^2\text{)}$$

La verifica condotta è stata eseguita attraverso il metodo stabilito da Bustamante Doix attraverso il quale si ha:

- $q_s = 0,16 \text{ Mpa} = 0,16 \text{ N/mm}^2$
- $Ed = 50,95 \text{ KN}$
- $D = 76 \text{ mm}$

da cui si ricava pertanto:

$$L_{\min} = \frac{Ed}{\pi \times D \times q_s} = \frac{50,94 \times 10^3}{\pi \times 0,076 \times 0,16 \times 10^3} = 1,34 \text{ m}$$

Essendo l'elemento consolidatore progettato per resistere ad una forza di 150 KN, si è deciso di progettare la lunghezza del bulbo di fondazione in funzione del massimo carico ammissibile dall'elemento strutturale

$$L_{\text{progetto}} = \frac{Ed \text{ max}}{\pi \times D \times q_s} = \frac{150 \times 10^3}{\pi \times 0,076 \times 0,16 \times 10^3} = 3,92 \text{ m}$$

per ragioni di sicurezza si è considerato il coefficiente " α " unitario

da cui ne consegue pertanto che la lunghezza del bulbo di fondazione da realizzare deve essere pari a 4,00 m, da cui ne consegue che il fattore di sicurezza raggiunto nei confronti dello sfilamento della fondazione vale $F_s=150/50,94=2,94$

6.0.3- Verifica dello sfilamento all'interfaccia acciaio-malta

La lunghezza minima dell'ancoraggio deve essere tale da soddisfare:

$$L(cm) \geq \frac{R_{ak}}{\pi \cdot d \cdot \tau \cdot \gamma}$$

dove:

L(cm): lunghezza dell'ancoraggio;

T(N) : sforzo massimo di trazione del tirante;

d(cm): somma dei diametri dei trefoli o delle barre;

τ (Mpa) :resistenza caratteristica della malta d'iniezione (MPa);

γ : coefficiente correttivo fornito dalla seguente tabella:

TIPOLOGIA ARMATURA TIRANTE	COEFFICIENTE γ	
	min	max
✓ Fili lisci, barre lisce, trefoli compatti allo stato naturale	1.3	1.3
✓ Trefolo normale o barre corrugate puliti allo stato naturale	2.0	2.0
✓ Fili lisci, barre lisce, trefoli compatti verniciati o unti	0.75	0.85
✓ Fili lisci con ringrossi o compression grips all'estremità profonda, barre lisce con dado e rondella all'estremità profonda	1.7	1.7
✓ Trefoli normali con compression grips all'estremità profonda	2.5	2.5

Sulla base della relazione sopra fornita si ha che la resistenza ultima a trazione della barra ancorata vale:

$$R_{ak} = \pi \cdot d \cdot L \cdot f_{bd}$$

dove:

d=32 mm

L=1,35 m (si considera il minimo ancoraggio calcolato impiegando l'azione di tiro agente in sito a favor di sicurezza)

$$f_{bd} = 2,25 \times \eta \times 0,70 \times (0,30 \times f_{ck}^{(2/3)})$$

dove:

f_{ck} =25 MPa

η =1 (per barre di diametro $\phi \leq 32$ mm)

da cui si ricava pertanto:

f_{bd} =2,63 Mpa

$$R_{ak} = \pi \times 32 \times 1350 \times 2,63 \times 1 = 356,96 \text{ KN}$$

a cui va applicato i coefficienti parziali di riduzione definiti precedentemente

$$Rak = \frac{356,96}{1,20 \times 1,80} = 165,25 KN$$

- FS1=165,25 KN/50,94 KN=3,24 (coefficiente di sicurezza allo sfilamento, calcolato considerando come azione sollecitante la spinta generata dal terreno sul paramento dell'elemento consolidatore)
- FS2=165,25 KN/150 KN=1,10 (coefficiente di sicurezza allo sfilamento, calcolato considerando come azione sollecitante la massima forza di trazione ammissibile dalla struttura di contenimento; vedi scheda tecnica degli elementi consolidatori)

Trattandosi di ancoraggio realizzato con barre in acciaio tipo si deve verificare le sollecitazioni indotte dall'azione di tiro sulla barra stessa. Sulla scorta dei materiali impiegati e sulla base della sollecitazione stessa impressa dal terreno si ha:

- Diametro barra $\phi=32$ mm
- $A=804,22$ mm²
- $f_{yd}=500/1,15=434,78$ Mpa

Sollecitazione indotta dall'azione $E_d=50,94$ KN

$$\sigma_s = 50940/804,22 = 63,40 \text{ Mpa}$$

che risulta essere molto inferiore rispetto a quella ammissibile

$$\sigma_s = 150000/804,22 = 186,51 \text{ Mpa (con } E_d=150 \text{ KN)}$$

7.0- Conclusioni

Dalle verifiche condotte nei paragrafi precedenti si constata quanto segue; in fase esecutiva si prescrive la realizzazione di elementi consolidatori ad "ombrello" il cui ancoraggio attivo (bulbo di fondazione) avvenga all'interno del terreno stabile e pertanto esterno alla superficie di scivolamento. Stabilito dalle analisi geologiche che la superficie di scorrimento interessa una porzione di terreno situata fino ad una profondità di 4 m dalla superficie del pendio, si ricava quanto segue:

- Lunghezza libera del tirante $L_b=3$ m
- Lunghezza parte attiva del tirante $L_a=4$ m (lunghezza del tirante ancorato all'interno del bulbo di fondazione)
- Diametro del tirante, barra dywidag $\phi=32$ mm
- Diametro di perforazione $D=76$ mm
- Lunghezza del bulbo di fondazione $L=4,00$ m (all'interno del terreno stabile)
- Malta da impiegarsi; cemento classe di resistenza C25/30
- Lunghezza totale barra dywidag= $L_a+L_b=7,00$ m

Gavardo li 13/03/2017

Il tecnico

Avanzi ing. Gian Pietro