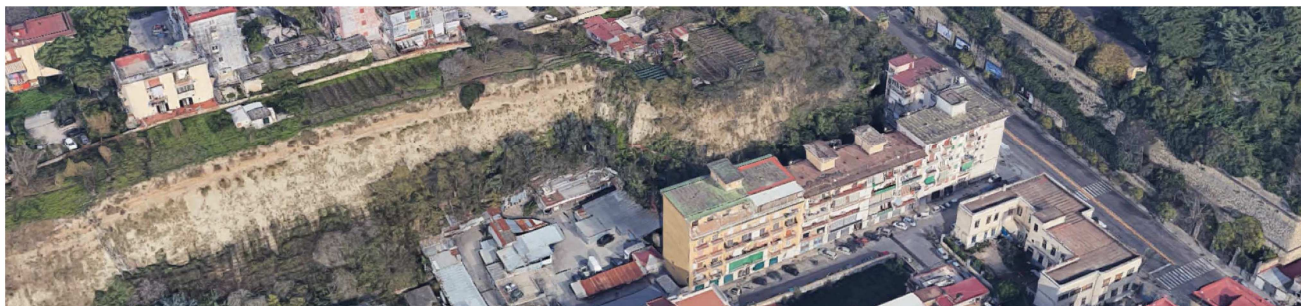




COMUNE DI NAPOLI

Area Tutela del Territorio
Servizio Difesa Idrogeologica del Territorio

INTERVENTO DI MESSA IN SICUREZZA DEL COSTONE POZZOLANICO UBICATO A MONTE DELLO STABILE IN VIA FRANCESCO FEO N°18



PROGETTO ESECUTIVO

PROGETTAZIONE:

Ing. Vincenzo DI MAIO

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Stefano NAPOLITANO

IL DIRIGENTE:

Arch. Salvatore IERVOLINO

COLLABORATORI:

Dott. Geol. Giuseppe RAIÀ

Ing. Antonio PONTICELLI

IL COMMISSARIO AD ACTA:

Dott. Antonio MALAFRONTÉ

Elaborato:	Codice:
RELAZIONE TECNICA GENERALE	REL-02

B			REVISIONE	FOGLIO	SCALA:	DATA:
A	Emissione per consegna		A	- - DI - -	-----	Ottobre 2019



SOMMARIO

1	PREMESSA	2
2	INTERVENTI DI PROGETTO	3
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
4	MODELLO GEOTECNICO.....	5
5	VITA NOMINALE DELLA STRUTTURA	8
6	CLASSE D'USO DELLA STRUTTURA	8
7	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA.....	9
8	CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.....	9
9	CLASSE DI DUTTILITA' DELLA STRUTTURA	9
10	MATERIALI UTILIZZATI PER LE STRUTTURE.....	10
11	AZIONI SISMICHE E METODO PSEUDOSTATICO (E)	12
12	ANALISI E VERIFICHE DEL RAFFORZAMENTO CORTICALE (OPERA 2).....	17
13	CONCLUSIONI	23



1 PREMESSA

Nella presente **“RELAZIONE TECNICA GENERALE”** si riportano i concetti salienti di appoggio alle analisi ed alle verifiche allo Stato Limite Ultimo ed allo Stato Limite di Esercizio del muro al piede del versante e del rafforzamento corticale della coltre superficiale del costone pozzolanico.

Il tutto ricade negli **“INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEL COSTONE UBICATO A MONTE DELLO STABILE IN VIA FRANCESCO FEO N°18”**.

Gli interventi di messa in sicurezza si rendono necessari in quanto nell'ultimo decennio si sono verificati una serie di distacchi della coltre superficiale del costone creando cumuli di terreno al piede del versante stesso che nel corso del tempo hanno invaso anche le proprietà private.

Infatti, a seguito di nota del Comando Provinciale dei Vigili del Fuoco di Napoli, prot. n. 2923 del 1° luglio 2009, fu rilevato uno smottamento di terreno proveniente da un costone pozzolanico, che invase le aree scoperte di pertinenza del fabbricato con accesso da via Francesco Feo n.18.

A seguito di tale nota, con provvedimento prot. n. 811 del 7 luglio 2009, emesso dall'allora Servizio Sicurezza Geologica e Sottosuolo, furono diffidati gli aventi titolo sulle suddette aree a non praticare e non far praticare le zone sottostanti al costone dissestato.

Con ordinanza del Tribunale di Napoli – Sez. Civile VIII, n. 15349 del 3 dicembre 2012, è stata ordinata al Comune di Napoli l'esecuzione delle opere di messa in sicurezza del costone pozzolanico, così come indicato dal CTU incaricato dal medesimo Tribunale.

Con successiva ordinanza del Tribunale di Napoli – Sez. Civile X, n. 26739 del 17 dicembre 2015, è stato reiterato l'ordine di intervenire sul costone secondo le indicazioni del CTU incaricato, ing. Ferdinando Pierro.

Infine con sentenza del Tribunale di Napoli – Sez. Civile X, n. 8650 del 28 luglio 2017, il Comune di Napoli è stato condannato con ulteriori prescrizioni in merito alla messa in sicurezza del costone, così come proposte dal CTU nominato dal Tribunale, ing. Ferdinando Pierro.

Allo stato attuale esiste uno studio di fattibilità redatto dal Comune di Napoli nel quale si individuano macroscopicamente gli interventi da realizzare.

Pertanto oggetto del presente Progetto Esecutivo è la definizione dettagliata ed esecutiva di tutti gli interventi di messa in sicurezza del costone pozzolanico ubicato a monte dello stabile in via Francesco Feo n.18.



2 INTERVENTI DI PROGETTO

Gli interventi di progetto necessari alla messa in sicurezza del costone pozzolanico prevedono, in primo luogo, il rafforzamento corticale del versante ed in secondo luogo prevedono la realizzazione di un muro al piede del versante stesso.

Pertanto precisamente si procederà con le lavorazioni individuate nel seguente elenco riassuntivo.

FASE OPERATIVA N°1

- a) Pulizia del versante con il taglio della vegetazione esistente e salvaguardandone solo l'apparato radicale;
- b) Sagomatura della sommità del versante (come da particolare costruttivo) con la posa in opera dell'ancoraggio di sommità applicato all'interno di una cunetta artificiale successivamente riempita a terreno;
- c) Posa del rafforzamento corticale fino al raggiungimento del cumulo posto al piede del versante.

FASE OPERATIVA N°2

- a) Rimozione parziale del cumulo di terreno al piede del versante effettuata mediante uno scavo di prima fase realizzato solo ed esclusivamente con mezzi meccanici manuali. Fino alla formazione di una berma orizzontale che abbia una larghezza pari ad almeno 1.50 m.

FASE OPERATIVA N°3

- a) Rimozione totale del cumulo al piede mediante uno scavo di seconda fase realizzato con mezzi meccanici compatibili con gli spazi in situ.

FASE OPERATIVA N°4

- a) Completamento della posa del rafforzamento corticale sulla parte rimanente del versante nel rispetto di tutti i particolari costruttivi riportati nella tavola EG.10.

FASE OPERATIVA N°5 – Realizzazione del muro al piede del costone

- a) Realizzazione dei pali di fondazione del muro a valle del costone con diametro Ø400 e lunghezza fusto palo pari a 4.50 m; i pali saranno posti ad un interasse pari a 2.00 m;
- b) Realizzazione del cordolo testa palo in cemento armato con sezione trasversale rettangolare di dimensioni 50 cm x 60 cm;
- c) Realizzazione del muro al piede del costone di altezza 90 cm e spessore 25 cm.

Per maggiori dettagli sulla tipologia degli interventi e sulla fasizzazione degli stessi si rimanda agli elaborati grafici che sono parte integrante della presente relazione.



3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto esecutivo del muro al piede del versante, di cui alla premessa, è stato redatto nel rispetto delle seguenti normative.

DECRETO MINISTERIALE LL. PP. 17 gennaio 2018:

Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” su Supplemento Ordinario n°42 della Gazzetta Ufficiale del 20 febbraio 2018.

CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP.:

Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Per il rafforzamento corticale, invece, si fa riferimento alla seguente normativa di riferimento.

Per il dimensionamento degli elementi resistenti si fa riferimento alla seguente normativa:

DECRETO MINISTERIALE LL. PP. 17 gennaio 2018:

Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” su Supplemento Ordinario n°42 della Gazzetta Ufficiale del 20 febbraio 2018.

Si sono inoltre seguite le indicazioni fornite da testi specializzati quali:

A.I.C.A.P. - Ancoraggi nei terreni e nelle rocce: raccomandazioni

Il calcolo e la verifica degli elementi costruttivi sono stati condotti secondo gli usuali metodi della Scienza delle Costruzioni.

Tenuto conto delle caratteristiche prestazionali delle strutture delle barriere paramassi, le verifiche sono eseguite allo stato limite ultimo.



4 MODELLO GEOTECNICO

Per addivenire ad una modellazione geotecnica del sottosuolo veritiera ed affidabile sono state predisposte le seguenti indagini in situ:

- N°1 sondaggio a carotaggio continuo spinto fino alla profondità di 30.0 metri;
- N°4 SPT Standard Penetration Test;
- N°1 prova penetrometrica dinamica;
- N°1 campione indisturbato su cui sono state effettuate prove di laboratorio;
- N°1 sismica Down Hole.

Dall'interpretazione delle predette indagini si è definita la seguente successione stratigrafica:

- a) Materiale di riporto eterogeneo di colore grigio chiaro a granulometria sabbiosa con inclusi di brandelli di varia natura di origine antropica. Spessore 1.20 metri.
- b) Materiale di natura piroclastica di colore marrone grigiastro a granulometria sabbioso limosa con pomici di dimensioni fino a 1 cm alterate e con basso grado di addensamento. Spessore 1.80 metri.
- c) Piroclastite di colore grigio verdastro a granulometria sabbiosa limosa con presenza diffusa di pomici di dimensioni fino a 2 cm. Stato di aggregazione medio, spessore 20,50 metri.
- d) Piroclastiti di colore grigio scuro a granulometria sabbioso limoso ricco di pomici e scorie di dimensioni eterometriche variabili da 1 a 2-3 centimetri e frammenti lavici di dimensioni fino a 5-6 centimetri. Stato di aggregazione alto e con spessore rilevato pari a 6.50 metri.

Per la costruzione del modello geotecnico del sottosuolo sono stati utilizzati i dati delle prove penetrometriche S.P.T., della prova penetrometrica dinamica, delle prove di laboratorio, nonché le informazioni stratigrafiche ricavate dal sondaggio. I parametri geotecnici sono ricavati attraverso note correlazioni empiriche riportate nella relazione geologica allegata al presente progetto esecutivo.

I terreni offrono in generale una buona resistenza meccanica evidenziata dai risultati di tutte le prove eseguite in sito. Se si escludono i primi metri le prove SPT e Dpsh registrano un numero di colpi mediamente alto, superiore sempre ai 20 colpi. Questo si interpreta, visionando la relazione geologica allegata, in un angolo di attrito mediamente superiore ai 30°.

Lo strato più rilevante del costone misura circa 21 metri ed è quello più rappresentativo del versante in oggetto. I terreni che lo identificano sono sabbie a granulometria sabbiosa limosa con caratteristiche fisico volumetriche e geomeccaniche molto particolari. Il peso di volume naturale

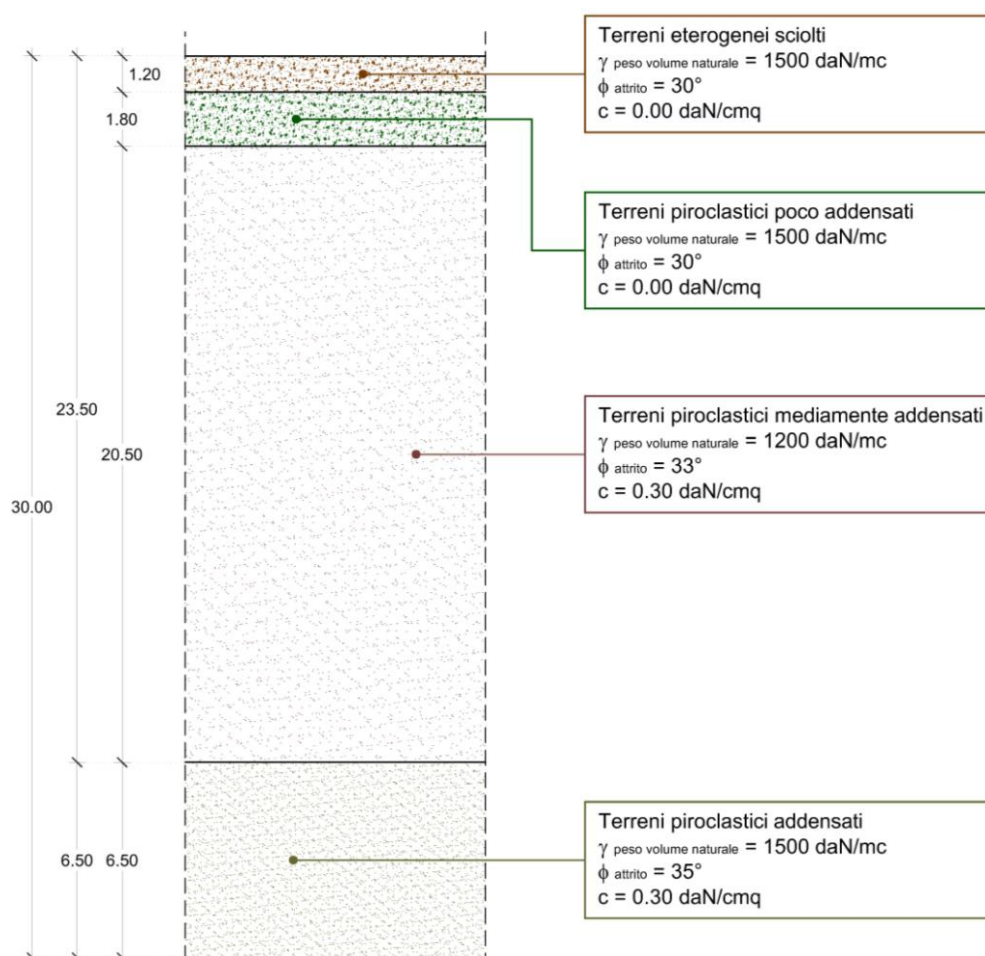


REL.02 – Relazione Tecnica Generale

ottenuto dalle prove di laboratorio risulta piuttosto basso, poco superiore a 1000 daN/mc se rapportato a quelli dedotti dalle SPT e dalla DPSH1 nel caso che i terreni siano considerati non coesivi. Analizzando, invece, le altre caratteristiche granulometriche del campione ci accorgiamo che i terreni che lo compongono hanno una porosità ed un indice dei vuoti molto alto. Terreni con queste caratteristiche fisiche sono assimilabili alle pozzolane, infatti il loro peso volume è di poco superiore a 1000 daN/mc ed hanno una coesione non trascurabile. Questa analisi geomeccanica garantisce la stabilità di un fronte di scavo (anche sub verticale) anche con altezza rilevanti.

In definitiva il terzo strato si comporta come un terreno coesivo con coesione tipica dei terreni pozzolanici. I valori di coesione tipici dell'area napoletana sono compresi nell'intervallo 0,2 – 0,4 daN/cm².

Alla luce di quanto sopra descritto a seguire si riporta la stratigrafia geologica di cui alla pagina precedente con l'aggiunta dei parametri geotecnici determinati mediante la visione e l'interpretazione delle prove in sito effettuate.





Pertanto, visti i risultati desunti dalla lettura della Relazione Geologica (allegata al presente progetto esecutivo) e visto quanto descritto in precedenza, si individua la stratificazione del sottosuolo e la modellazione geotecnica di ciascuno strato intercettato.

UNITA' A – Terreni eterogenei sciolti da 0,00 m a 1,20 m

- Altezza dello strato: $H = 1,20 \text{ m}$
- Peso unità di volume: $\gamma = 1500,00 \text{ daN/mc}$
- Angolo di attrito: $\phi = 30^\circ$
- Coesione: $c = 0,00 \text{ daN/cm}^2$

UNITA' B – Terreni Piroclastici poco addensati da 1,20 m a 3,00 m.

- Altezza dello strato: $H = 1,80 \text{ m}$
- Peso unità di volume: $\gamma = 1500,00 \text{ daN/mc}$
- Angolo di attrito: $\phi = 30^\circ$
- Coesione: $c = 0,00 \text{ daN/cm}^2$

UNITA' C – Terreni Piroclastici mediamente addensati da 3,00 m a 23,50 m.

- Altezza dello strato: $H = 20,50 \text{ m}$
- Peso unità di volume: $\gamma = 1200,00 \text{ daN/mc}$
- Angolo di attrito: $\phi = 33^\circ$
- Coesione: $c = 0,30 \text{ daN/cm}^2$

UNITA' D – Terreni Piroclastici addensati da 23,50 m a 30,00 m.

- Altezza dello strato: $H = 6,50 \text{ m}$
- Peso unità di volume: $\gamma = 1500,00 \text{ daN/mc}$
- Angolo di attrito: $\phi = 35^\circ$
- Coesione: $c = 0,30 \text{ daN/cm}^2$

Infine dalla lettura della relazione geologica emerge che il corpo idrico profondo è situato ad una profondità maggiore di 75.0 metri. Pertanto non esiste alcuna falda che possa interferire con la stabilità del versante in oggetto.



5 VITA NOMINALE DELLA STRUTTURA

La vita nominale di progetto V_N di un'opera strutturale è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. La vita nominale della struttura in oggetto (*opera di sostegno ordinaria*) potendosi definire un' **opera con livelli di prestazione ordinari** è = **50 anni**.

6 CLASSE D'USO DELLA STRUTTURA

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso 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

Nella fattispecie la struttura oggetto dell'analisi e della progettazione (*l'opera in oggetto può definirsi opera di sostegno posto a valle di un versante con edifici per civile abitazione*) è associata sicuramente alla **Classe II**.



7 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche, su ciascuna costruzione, vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale N_V per il coefficiente d'uso C_U . Pertanto si ha:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Per le opere da verificare e calcolare la vita nominale V_N **si pone pari a 50 anni** mentre il coefficiente d'uso per la **classe II** è pari ad **1,00**. Pertanto il periodo di riferimento da utilizzare nelle verifiche si calcola nel modo seguente.

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1,00 = 50 \text{ anni}$$

8 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento. Le categorie di sottosuolo contemplate dalla normativa sono cinque e precisamente:

Categoria A	Categoria B	Categoria C	Categoria D	Categoria E
-------------	-------------	-------------	-------------	-------------

Nella fattispecie, considerando quanto desunto dalla relazione geologica, il sottosuolo può definirsi di **categoria C** la cui descrizione è quella riportata di seguito:

“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

Inoltre bisogna definire le condizioni topografiche del sito che nella fattispecie risulta essere di **categoria T2** che precisamente corrisponde a quella dei pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$.

9 CLASSE DI DUTTILITA' DELLA STRUTTURA

Per ogni struttura di progetto bisogna definire la classe di duttilità della stessa. Nella fattispecie il muro a valle del versante può essere considerato **opera di sostegno a paratia** e pertanto si considera un comportamento **NON DISSIPATIVO**.

Per quanto concerne il rafforzamento corticale del versante anch'esso sicuramente sarà calcolato e verificato considerando un comportamento **NON DISSIPATIVO**.



10 MATERIALI UTILIZZATI PER LE STRUTTURE

Il calcolo delle caratteristiche della sollecitazione interna e le verifiche di resistenza delle strutture sono state eseguite con i metodi della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni utilizzando come criterio di resistenza quello degli stati limite ultimi. Di seguito, per i materiali utilizzati, si riportano i valori delle caratteristiche meccaniche fissati dalla normativa vigente.

Acciaio in barre ad aderenza migliorata, controllato in stabilimento, B 450 C (FeB 44k):

- Modulo Elastico: $E = 210.000,00 \text{ MPa}$
- Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 540,00 \text{ MPa}$
- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 450,00 \text{ MPa}$
- Rapporto medio tra tensione di rottura e tensione di snervamento:
 $(f_t/f_y)_{\text{medio}} > 1,13$
- Rapporto tra il singolo valore della tensione di snervamento e tensione caratteristica di snervamento:
 $(f_y/f_{yk}) < 1,35$
- Coefficiente di sicurezza del materiale: $\gamma_s = 1,15$
- Con riferimento alle Norme Tecniche, per l'acciaio B 450 C (Fe B 44k) si definisce una resistenza di calcolo f_{sd} determinata dalla seguente relazione:
$$f_{sd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450,00}{1,15} = 391,00 \text{ MPa}$$

Calcestruzzo per il muro al piede C 25/30 ($R_{bk} = 300,00 \text{ daN/cm}^2$):

- Resistenza cubica caratteristica per compressione: $R_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$
- Resistenza cilindrica caratteristica per compressione: $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 24,90 \text{ MPa}$
- Resistenza media a trazione: $f_{ctm} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{(f_{ck})^2} = 2,56 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,79 \text{ MPa}$
- Coefficiente di sicurezza del materiale: $\gamma_c = 1,50$
- Resistenza di progetto a compressione: $f_{cd} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 14,11 \text{ MPa}$
- Resistenza di progetto a trazione: $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 1,19 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica a trazione per flessione: $f_{cfk} = \frac{f_{ctm}}{1,20} = 2,13 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità normale: $E = 22.000 \cdot [(f_{ck} + 8)/10]^{0,3} = 31.447 \text{ MPa}$



I materiali utilizzati per il **rafforzamento corticale** sono quelli elencati di seguito.

Acciaio in barre ad aderenza migliorata, controllato in stabilimento, B 450 C

Tensione caratteristica a rottura dell'acciaio	$f_{tks} =$	5400	daN/cm ²
Tensione caratteristica a snervamento dell'acciaio	$f_{yks} =$	4385	daN/cm ²
coefficiente di sicurezza	$\gamma_s =$	1,15	
resistenza di calcolo dell'acciaio	$= f_{yk} / \gamma_s =$	$f_{yds} =$	3813 daN/cm ²
resistenza di calcolo di taglio acciaio	$= f_{yks} / \sqrt{3} \gamma_M =$	$f_{vds} =$	2201 daN/cm ²
modulo elastico dell'acciaio	$E =$	2,06 E ⁺⁰⁶	daN/cm ²

Miscela di cemento antiritiro per iniezioni con resistenza a compressione a 28 gg > 40 MPa

metodo iniezione IGU

Resistenza cubica a compressione caratteristica	$R_{ck} =$	400,0	daN/cm ²
Resistenza monoassiale per carichi di breve durata	$f_{ck} =$	332,0	daN/cm ² = 0,83xR _{ck}
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_m =$	1,50	
Coefficiente di sicurezza per carico per lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	188,1	daN/cm ²
Resistenza caratteristica di aderenza	$f_{bk} =$	48,8	daN/cm ²
Resistenza di calcolo di aderenza	$f_{bd} =$	32,5	daN/cm ²

Rivestimento superficiale

Il rivestimento superficiale consiste in un geocomposito costituito da rete metallica a doppia torsione a maglia esagonale tessuta con funi metalliche di rinforzo e da una geostuoia tridimensionale polimerica compenetrata e rese solidali durante il processo di produzione. La geostuoia sarà costituita da filamenti di polipropilene stabilizzati per resistere ai raggi UV e termosaldati tra loro nei punti di contatto, e avrà un indice dei vuoti superiore al 90%.

La rete metallica a doppia torsione avrà maglia esagonale tipo 8x10 e sarà tessuta con trafilato di acciaio avente un diametro pari a 2.70, conforme a UNI EN 10223-3 e a UNI EN 10218-2, galvanizzato con Galmac (lega eutettica di Zinco – 5% Alluminio) in conformità a UNI EN 10244-2 Classe A in conformità a UNI EN 10245-2. La rete metallica, in rotoli di larghezza pari a 2.0 m, è tessuta con l'inserimento, direttamente in produzione, di funi di acciaio con anima metallica con grado non inferiore a 1770 N/mm² (UNI EN 12385-2) aventi un diametro pari a 8 mm (UNI EN 12385-4), galvanizzate con Galmac (lega eutettica di Zinco – 5% Alluminio) in conformità a UNI EN 10244-2 Classe A. La protezione anticorrosiva della rete sarà tale da non presentare tracce di ruggine rossa su una superficie maggiore del 5%, a seguito di un test di invecchiamento accelerato in nebbia salina (test in accordo a UNI EN ISO 9227) per un tempo di esposizione minimo di 1000 ore. Le funi sono inserite longitudinalmente lungo i bordi del telo di rete con una spaziatura nominale.

Il geocomposito metallico avrà una resistenza a trazione longitudinale non inferiore a 75 kN/m. La rete sarà caratterizzata da una resistenza a punzonamento non inferiore a 80 kN, quando testata in accordo a UNI 11437.

Al fine di ridurre ulteriormente le deformazioni del rivestimento così costituito e dunque rendere più efficace l'azione di contenimento da parte della rete, saranno installate anche delle funi in acciaio con un diametro minimo pari a 12 mm; in particolare queste funi saranno posate successivamente alla stessa del rivestimento e saranno vincolate al di sotto delle piastre di ripartizione a formare un reticolo a maglia romboidale.



11 AZIONI SISMICHE E METODO PSEUDOSTATICO (E)

Come evidenzia la dicitura, le azioni sismiche sono tutte le azioni indotte su una generica struttura dai terremoti. 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. L'analisi della sicurezza dell'opera di sostegno in questione in condizioni sismiche viene eseguita mediante il metodo pseudostatico. Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente, costante nello spazio e nel tempo. Le componenti orizzontale e verticale a_h e a_v dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, a_h può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione riportata di seguito.

$$a_h = K_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$$

dove g è l'accelerazione di gravità, K_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale, $\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e $\beta \leq 1$ è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza. Per le paratie si può porre $a_v = 0$.

L'accelerazione di picco a_{max} è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero mediante la relazione riportata di seguito.

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la seguente relazione: $S = S_s \cdot S_T$. Essendo S_s il coefficiente di amplificazione stratigrafico ed S_T il coefficiente di amplificazione topografica. Per sottosuolo di **categoria C** si ha che

$$S_s = 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \text{ e non deve mai essere } > \text{ di } 1,50 \text{ e minore di } 1,00. \text{ Inoltre per } \mathbf{Categoria}$$

Topografica T2 si ha che $S_T = 1,20$.

Per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , si definiscono i valori dei parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

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.



Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- *Stato Limite di Operatività (SLO)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- *Stato Limite di Danno (SLD)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- *Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- *Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le **probabilità di superamento nel periodo di riferimento** P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella tabella riassuntiva inserita di seguito. Altro parametro fondamentale per la determinazione della pericolosità sismica è il **periodo**

di ritorno dell'azione sismica (T_r) che si ricava mediante la seguente relazione $T_r = -\frac{V_r}{\ln(1-P_{VR})}$.

Stati limite		P_{VR}	V_r	T_r
Stati limite di esercizio	SLO	81%	50 anni	30
	SLD	63%		50
Stati limite ultimi	SLV	10%		475
	SLC	5%		975



Come già detto per ciascuna probabilità di superamento e quindi per ciascuno stato limite si hanno i parametri riportati di seguito ed elencati nell'allegato B del **Decreto Ministeriale del 17/01/2018**.

a_g è l'accelerazione orizzontale massima e dipende dalla latitudine e dalla longitudine del sito in questione.

F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha un valore minimo pari a 2,20 e dipende anch'esso dalla longitudine e dalla latitudine del sito.

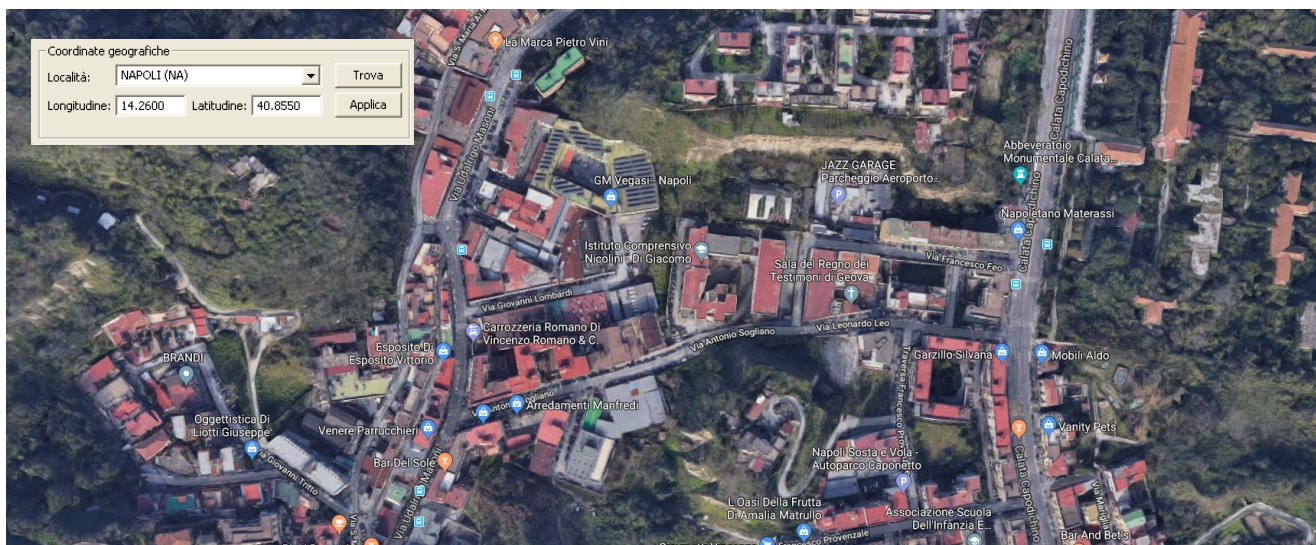
T_c^* dipende dalla latitudine e dalla longitudine del sito in questione.

Nel caso in cui la pericolosità sismica su reticolo di riferimento riportata nell'allegato B non contempla i tempi di ritorno appena calcolati (infatti l'allegato B riporta i valori per periodi di ritorno pari a 30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2475 anni) il generico parametro $p(a_g, F_0, T_c^*)$, corrispondente ai valori del periodo di ritorno riportati nella precedente tabella, si determina mediante interpolazione lineare con la seguente relazione.

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

Nella quale “p” è il valore del parametro di interesse (a_g, F_0, T_c^*) corrispondente al periodo di ritorno T_R cercato mentre i valori T_{R1} e T_{R2} sono i periodi di ritorno più vicini a T_R per i quali si dispone dei parametri p_1 e p_2 del generico parametro p. Come già detto il tutto è funzione della latitudine e della longitudine del luogo in cui sorge la costruzione.

Nel caso in esame la località in cui sorge la costruzione è **Via Francesco Feo – NAPOLI** le cui coordinate identificative sono quelle riportate nella figura seguente.



Coordinate di riferimento del sito della struttura in esame



Poiché generalmente i valori delle predette coordinate non corrispondono ad alcun nodo del reticolo di riferimento (come si evince dalla figura riassuntiva riportata di seguito nella quale si riportano pure le coordinate dei nodi della maglia elementare) i valori dei parametri $p(a_g, F_0, T_c^*)$ si determinano come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento in cui ricade il punto dove nasce la costruzione.

Come pesi si utilizzano gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro nodi di vertice attraverso la relazione riportata di seguito.

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

dove “p” è il valore del parametro di interesse (a_g, F_0, T_c^*) , “ p_i ” è il valore del parametro di interesse nel vertice i-esimo della maglia elementare e “ d_i ” è la distanza tra il punto in esame ed il vertice della maglia elementare.

Il **Decreto Ministeriale 17/01/2018** al paragrafo 7.1 oltre a definire i concetti di capacità e domanda, ribadisce che sotto l’effetto delle azioni sismiche deve essere garantito il rispetto degli Stati Limite Ultimi (SLV e SLC) e di Esercizio (SLO e SLD) definiti nei primi paragrafi della presente relazione.

La verifica nei confronti dei vari stati limite si effettua confrontando **capacità e domanda** ed in mancanza di specifiche indicazioni in merito, la verifica si considera svolta positivamente quando sono soddisfatti i requisiti di rigidezza, resistenza e duttilità, per gli elementi strutturali, e di stabilità e funzionalità, per gli elementi non strutturali e gli impianti, secondo quanto indicato nella tabella seguente.

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT(*)			DUT(*)		

Per la struttura in oggetto, vista la tipologia e vista la classe d’uso si effettueranno le verifiche di resistenza [RES] allo SLU (SLV) ed allo SLE (SLD).

A seguire si allega una figura in cui si riportano in funzione della latitudine e della longitudine i parametri a_g , F_0 e T_c^* . Pertanto noti i predetti parametri è possibile determinare il parametro S e quindi i valori dei coefficienti sismici.



REL.02 – Relazione Tecnica Generale

ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA

Vertici della maglia elementare

Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza [km]
33200	14.217	40.833	4.352
33201	14.283	40.832	3.196
32979	14.284	40.882	3.606
32978	14.218	40.883	4.693

Coordinate geografiche

Località:

Longitudine: Latitudine:

Parametri per le forme spettrali

	Pver	Tr	ag [g]	Fo	T*c
SLO	81	30	0.045	2.340	0.280
SLD	63	50	0.059	2.330	0.310
SLV	10	475	0.168	2.370	0.340
SLC	5	975	0.213	2.440	0.340

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Vita Vn [anni]	Coefficiente uso Cu	Periodo Vr [anni]	Livello di sicurezza per esistenti %
<input type="text" value="50"/>	<input type="text" value="1"/>	<input type="text" value="50"/>	<input type="text" value="100"/>

☐ Rimuovi limiti Vr e Tr (di norma NO)

Nota: per il calcolo dei parametri sismici
1) inserire le coordinate geografiche 2) introdurre Vn e Cu
Per le isole è possibile utilizzare come località: gruppo isole N [con N = 1,2,3,4,5]

Riepilogo dei parametri che individuano la pericolosità sismica

Per i dettagli relativi all'elaborazione sismica delle strutture in oggetto si rimanda alla relazione di calcolo strutturale allegata al presente progetto esecutivo.



12 ANALISI E VERIFICHE DEL RAFFORZAMENTO CORTICALE (OPERA 2)

Al fine di studiare il comportamento superficiale del terreno e quindi poter definire il tipo di rete più idonea al caso in esame, si è proceduto con l'analisi del problema mediante l'approccio di calcolo che viene di seguito descritto.

La protezione della superficie esposta del terreno è ottenuta con un rivestimento (facing), che ha lo scopo di contenere il terreno tra i chiodi, prevenire fenomeni di erosione e assumere una funzione estetica. Ovviamente i chiodi, in questo caso, hanno il compito di resistere alle forze di trazione che vengono trasmesse dalla rete.

Al fine di verificare separatamente gli stati limite di servizio e ultimo del facing in accordo alle EN 1997-1, è necessario individuare i carichi che vengono trasmessi dal terreno al flexible facing. I suddetti carichi vengono calcolati con il "metodo dei due cunei", nell'ipotesi che le forze agiscano direttamente sulla rete d'acciaio come un carico distribuito e che i due cunei siano contenuti nello spazio esistente tra i due chiodi adiacenti; nel calcolo viene fatto variare l'angolo d'inclinazione dei due cunei per massimizzare la forza agente. La forza totale risulterà essere:

$$T_{tot} = T_1 + T_2$$

con:

$$T_1 = \frac{[(W_1 + Q_1) \cdot (\tan \theta_1 - \tan \varphi'_1) + (U_1 \cdot \tan \varphi'_1 - K_1) / \cos \theta_1]}{(1 + \tan \theta_1 \cdot \tan \varphi'_1)}$$

$$T_2 = \frac{[(W_2 + Q_2) \cdot (\tan \theta_2 - \lambda_s \cdot \tan \varphi'_2) + \lambda_s \cdot (U_2 \cdot \tan \varphi'_2 - K_2) / \cos \theta_2]}{(1 + \lambda_s \cdot \tan \theta_2 \cdot \tan \varphi'_2)}$$

dove:

W_1	(kN)	Peso del cuneo 1;
W_2	(kN)	Peso del cuneo 2;
Q_1	(kN)	Sovraccarico agente sul cuneo 1;
Q_2	(kN)	Sovraccarico agente sul cuneo 2;
θ_1	(°)	Angolo alla base del cuneo 1;
θ_2	(°)	Angolo alla base del cuneo 2;
U_1	(kN)	Risultante della pressione dell'acqua agente alla base del cuneo 1;
U_2	(kN)	Risultante della pressione dell'acqua agente alla base del cuneo 2;
K_1	(kN)	Forza di coesione agente alla base del cuneo 1;
K_2	(kN)	Forza di coesione agente alla base del cuneo 2;
λ_s		Fattore di scorrimento alla base.



E il fattore di sicurezza è determinato con

$$FS = \frac{K_1 + K_2 + (W_1 \cdot \cos(\theta_1) - U_1) \cdot \tan \varphi'_1 + (W_2 \cdot \cos(\theta_2) - U_2) \cdot \tan \varphi'_2}{W_1 \cdot \sin \theta_1 + W_2 \cdot \sin \theta_2}$$

L'analisi del facing è effettuata in 3 fasi:

FASE 1 – ANALISI A LUNGO TERMINE

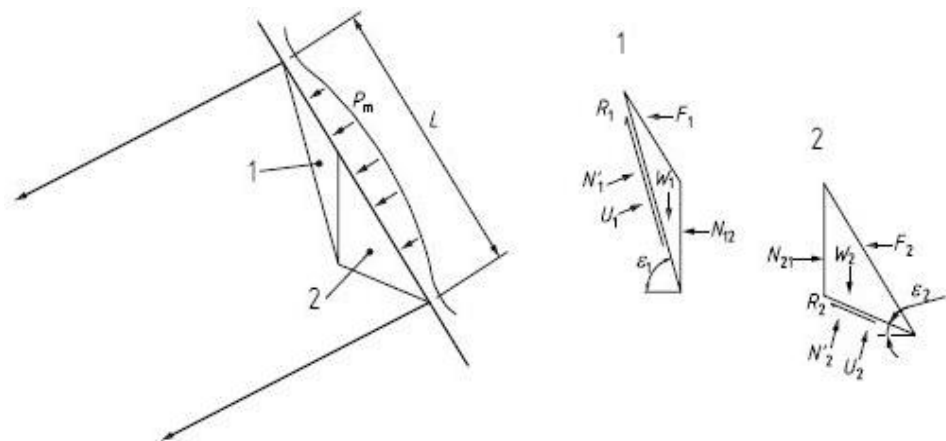
Lo scopo di questa analisi è stimare il carico che grava sul rivestimento sotteso tra gli ancoraggi. Per questo motivo in accordo alla procedura delle British standard 8006-2:2011, i parametri geotecnici che caratterizzano il terreno sono stati ridotti nell'ipotesi che il terreno decada a condizioni di resistenza residua (prossima alla rottura). I parametri sono definiti come:

- c' (coesione residua) = 0;
- φ'_a (angolo di attrito) = angolo di attrito residuo del terreno.

L'angolo di attrito φ'_a del detrito sarà quindi pari all'angolo di attrito residuo del terreno in esame. In assenza di dati sperimentali, si utilizza un valore consigliato pari a $\varphi'_a = \varphi'/1,5$.

La procedura di calcolo delle forze agenti sul rivestimento è condotta con analisi reiterativa secondo il metodo dei due cunei in accordo alla BS 8006-2 (con eventuale carico sismico). Il metodo di calcolo massimizza la forza agente sulla rete analizzando tutte le possibili configurazioni geometriche dei due cunei (combinazioni degli angoli ε_1 e ε_2 - vedi figura 32 BS 8006-2).

L'analisi determina la spinta agente sul rivestimento strutturale flessibile in accordo alle BS 8006-2.



La forza trasmessa al rivestimento flessibile vale nel caso sismico vale:

$$F_1 + F_2 = \frac{W_1(\tan \varepsilon_1 - \tan \varphi_a) + W_1 C_V(\tan \varepsilon_1 - \tan \varphi_a) + \frac{U_1 \tan \varphi_a}{\cos \varepsilon_1}}{1 + \tan \varepsilon_1 \tan \varphi_a} + \frac{W_2(\tan \varepsilon_2 - \tan \varphi_a) + W_2 C_V(\tan \varepsilon_2 - \tan \varphi_a) + \frac{U_2 \tan \varphi_a}{\cos \varepsilon_2}}{1 + \tan \varepsilon_2 \tan \varphi_a} + C_H(W_1 + W_2)$$



dove:

W_1 (kN) peso del cuneo 1;

W_2 (kN) peso del cuneo 2;

ε_1 (°) Angolo alla base del cuneo 1;

ε_2 (°) Angolo alla base del cuneo 2;

U_1 (kN) Risultante della pressione dell'acqua alla base del cuneo 1;

U_2 (kN) Risultante della pressione dell'acqua alla base del cuneo 2;

φ_a (°) Angolo d'attrito del detrito;

λ_s fattore di scivolamento alla base.

C_v Coefficiente sismico verticale;

C_H coefficiente sismico orizzontale;

L'obiettivo di tale metodologia è quello di massimizzare la forza agente sulla rete analizzando tutte le possibili configurazioni geometriche dei due cunei (combinazioni degli angoli ε_1 e ε_2 - vedi figura 32 BS 8006-2).

Questo procedimento risulta essere a favore di sicurezza perché considera sempre la superficie di scivolamento peggiore dal punto di vista strutturale. Infatti, nella realtà si potrebbero instaurare superfici di scivolamento che provocano un'azione sulla rete inferiore rispetto a quella calcolata.

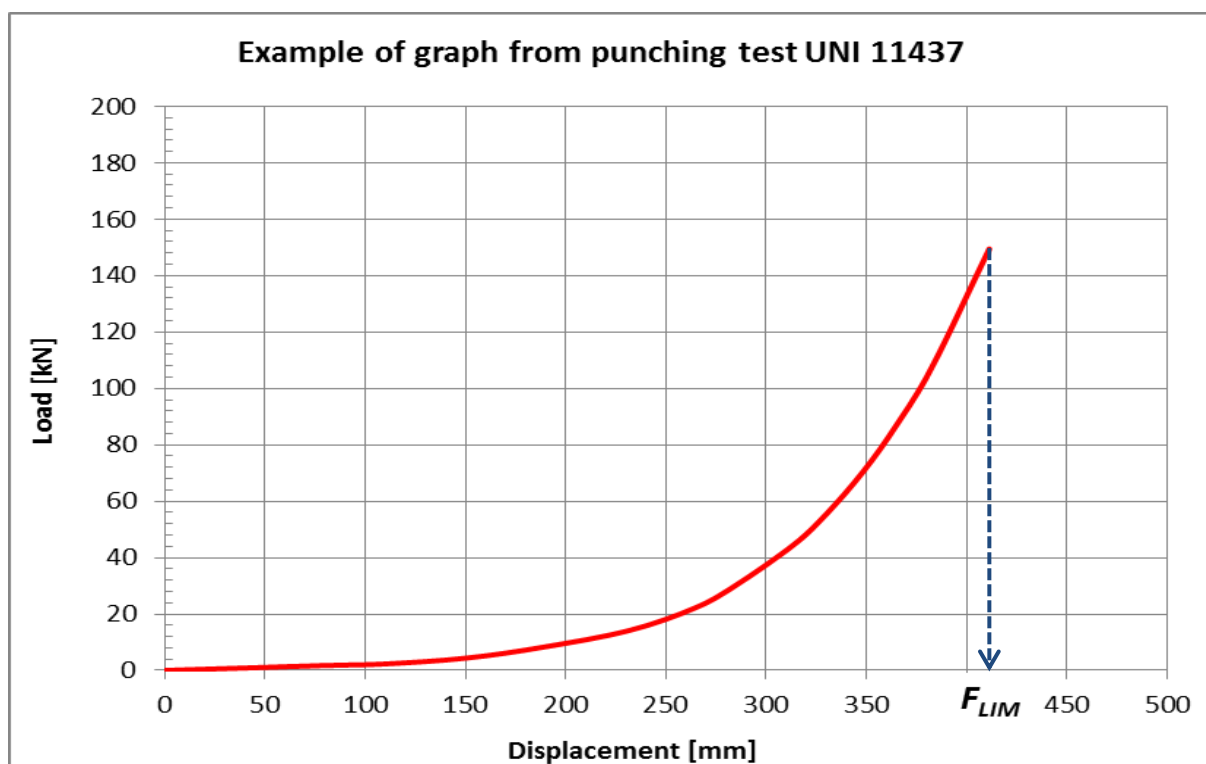


FASE 2 – VERIFICA DELLO STATO LIMITE ULTIMO SLU

Le forze, calcolate nel punto precedente, sono confrontate con la resistenza a punzonamento della rete ottenuta dalle prove di laboratorio normate (UNI 11437: 2012). Il sistema è soddisfatto se la resistenza della rete è maggiore della spinta del terreno.

Il carico determinato nella fase di calcolo 2 è incrementato con un coefficiente di sicurezza per considerare le incertezze del modello geotecnico ($F_{TOT,Design} = (F_1 + F_2) \times \gamma_{DF}$).

Il carico tollerato del rivestimento F_{lim} è determinato direttamente dalla curva caratteristica del test.



Deve essere che:

$$F_{TOT,Design} < F_{lim}$$



FASE 3 – VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO SLE

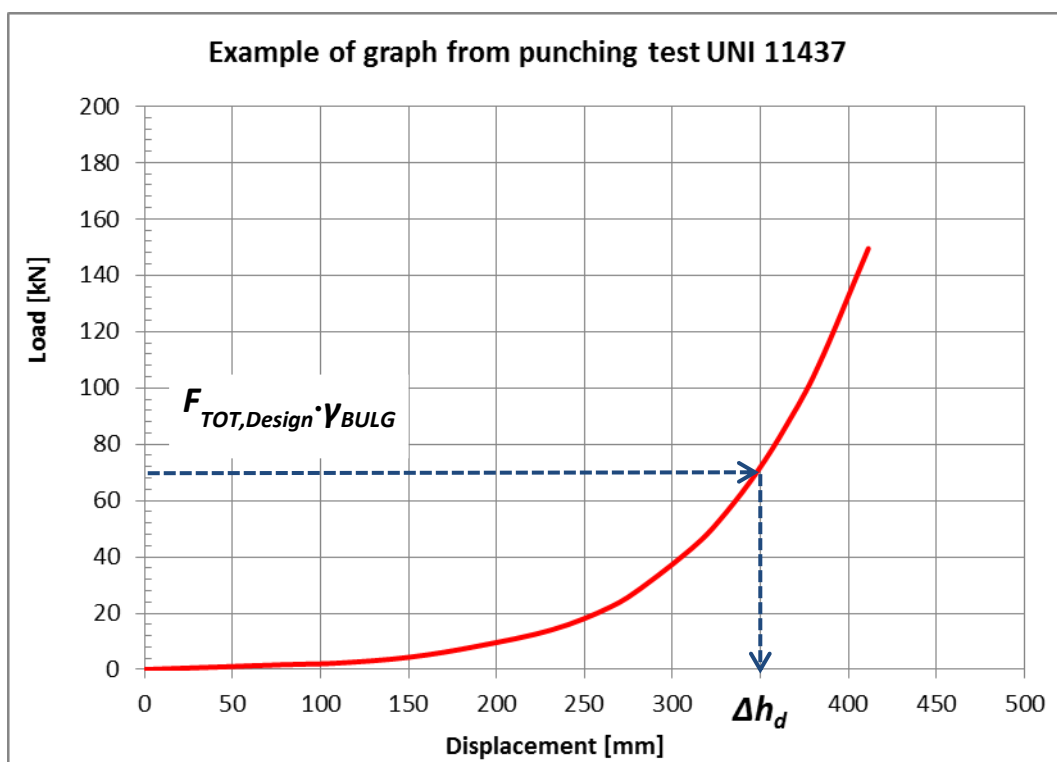
Questa analisi verifica che le deformazioni indotte dal terreno sul rivestimento strutturale flessibile siano accettabili. Qualora siano giudicate eccessive, è necessario scegliere un rivestimento più rigido. Il progettista deve verificare se le deformazioni il flexible facing indotte dal carico atteso a lungo termine sono accettabili. Trattandosi di un problema carico-deformazione, il metodo dell'equilibrio limite non consente soluzioni dirette. Perciò si utilizzano le curve carico-deformazione ottenute nelle prove di punzonamento per risalire al volume di terreno che determina la massima deformazione ammessa. Se il volume così determinato è maggiore di quello atteso a lungo termine, il flexible facing soddisfa i requisiti di progetto. La massima deformazione ammessa è decisa dal progettista sulla base di uno o più criteri di ordine geotecnico (effetti della deformazione della rete sullo stripping degli ancoraggi, innesco di processi erosivi, effetto di cedimenti indotti al contorno del soil nailing), funzionale (ingombro massimo ammesso per le sacche di detrito) ed estetico.

Quando è soggetta al carico a lungo termine, la rete non deve deformare eccessivamente.

Il valore della deformazione (Δh_d) è ottenuto dal grafico caratteristico del test di punzonamento dopo aver amplificato il carico di progetto per tenere conto delle irregolarità del pendio e anomalie di installazione

$$F_{TOT,Design} \cdot \gamma_{BULG} \rightarrow \Delta h_d$$

dove γ_{BULG} rappresenta il coefficiente di amplificazione per l'irregolarità del pendio. Esso non dovrebbe mai essere inferiore a 1.5.





Al valore Δh_d viene sommato uno spostamento aggiuntivo dovuto all'inaccuratezza di installazione della rete (Δh_{error}):

$$\Delta h = \Delta h_d + \Delta h_{error}$$

Se la rete non viene installata perfettamente in aderenza alla parete e non viene tesata si potrebbero avere degli spostamenti aggiuntivi; infatti la rete, essendo lasca, prima di iniziare la sua funzione di tenuta si deformerebbe.

Valori consigliati di Δh_{error} vanno dai 0,20 m ai 0,35 m.

Il controllo finale confronta la deformazione ritenuta ammissibile con quella limite ottenuta per via grafica.

Deve essere che:

$$\Delta h < Limit\ Bulging$$

Quando la deformazione eccede quella di progetto, la rete non si rompe, ma sono necessari interventi di manutenzione quali: svuotamento controllato delle reti, ritesatura delle piastre di ancoraggio, posa di reticolo in funi a irrigidimento del rivestimento.

I risultati ottenuti dalle elaborazioni si riportano nella relazione di calcolo strutturale allegata al presente progetto esecutivo.



13 CONCLUSIONI

Tutte le analisi sviluppate nel presente progetto esecutivo saranno implementate mediante l'ausilio di un codice di calcolo agli elementi finiti e saranno redatte, di concerto con il Committente, nel rispetto delle seguenti normative.

DECRETO MINISTERIALE LL. PP. 17 gennaio 2018:

Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" su Supplemento Ordinario n°42 della Gazzetta Ufficiale del 20 febbraio 2018.

CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP:

Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Il progettista

Ing. Vincenzo DI MAIO