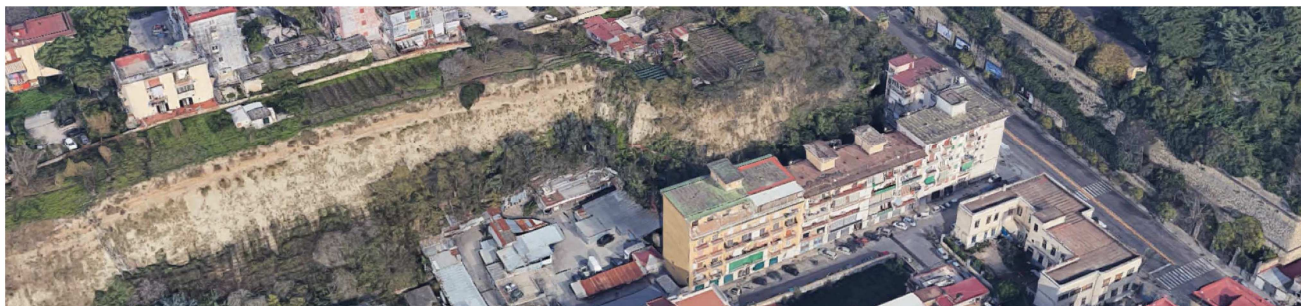




COMUNE DI NAPOLI

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 RAIA

Ing. Antonio PONTICELLI

IL COMMISSARIO AD ACTA:

Dott. Antonio MALAFRONTA

Elaborato:	Codice:
RELAZIONE GENERALE	REL-01

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



SOMMARIO

1	PREMESSA	2
2	INQUADRAMENTO TERRITORIALE E CATASTALE	2
3	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	4
4	DESCRIZIONE DELLO STATO DEI LUOGHI	6
5	INTERVENTI DI PROGETTO	8
6	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	9
7	MODELLAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA	10
8	INQUADRAMENTO SISMICO	13
9	SPESA E QUADRO ECONOMICO	17



1 PREMESSA

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 INQUADRAMENTO TERRITORIALE E CATASTALE

L'area oggetto d'intervento ricade nel territorio della Municipalità 3 "Stella, S. Carlo all'Arena", e interessa le particelle riportate nel seguente specchietto riassuntiva.

- A valle del costone pozzolanico sono interessate le particelle **715 e 157 del foglio n.36 sez. SCA** in ditta a privati nonché la particella **156** del medesimo foglio e della medesima sezione in ditta a privati;
- A monte del costone sono interessate la particelle **148 e 150 del foglio n.36 sez. SCA** in ditta al Comune di Napoli;
- Tra le particelle di monte e le particelle di valle è ubicata un'ulteriore particella la **740 del foglio n. 36 sez. SCA** in ditta a privati che pertanto è posizionata tra le particelle di monte (148 e 150) e



REL.01 – Relazione Generale

quelle di valle (715, 157 e 156). A seguito degli accertamenti effettuati e precisamente a seguito dell'esecuzione di un rilievo celerimetrico di dettaglio (riportato nell'elaborato EG.01) accompagnato da una serie di sopralluoghi effettuati sul posto si evince che il costone pozzolanico oggetto dell'intervento è contenuto in parte nelle particelle 148 e 150 ed in parte all'interno della particella 740.

Tale tesi è avvalorata dalla presenza di due termini di proprietà in pietra lapidea che sono posti sul crinale del costone e che individuano il confine, in direzione orizzontale delle particelle 148 e 150 ed in direzione verticale della particella 148.

A seguire si riporta l'inquadramento catastale ed una fotografia con i due termini in pietra lapidea. Per maggiori dettagli sull'inquadramento territoriale e catastale si rimanda comunque all'elaborato EG.01 allegato al presente progetto esecutivo.

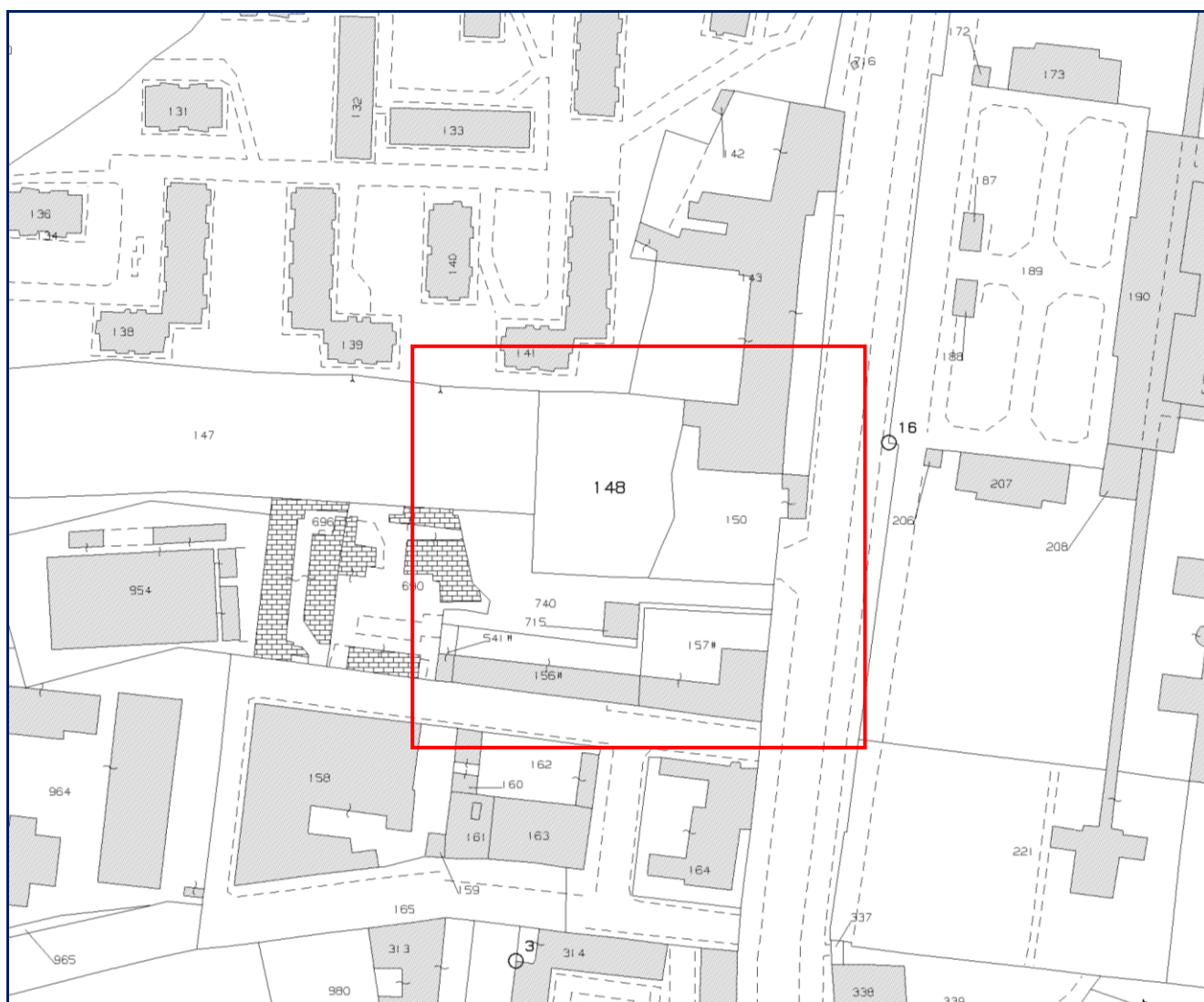


Figura 1 – Inquadramento catastale



Nella figura a seguire si riporta lo stralcio del rilievo celerimetrico in cui sono stati battuti i termini di proprietà in pietra lapidea ed una fotografie dei predetti termini. Come già detto per maggiori dettagli si rimanda all'elaborato EG.01.

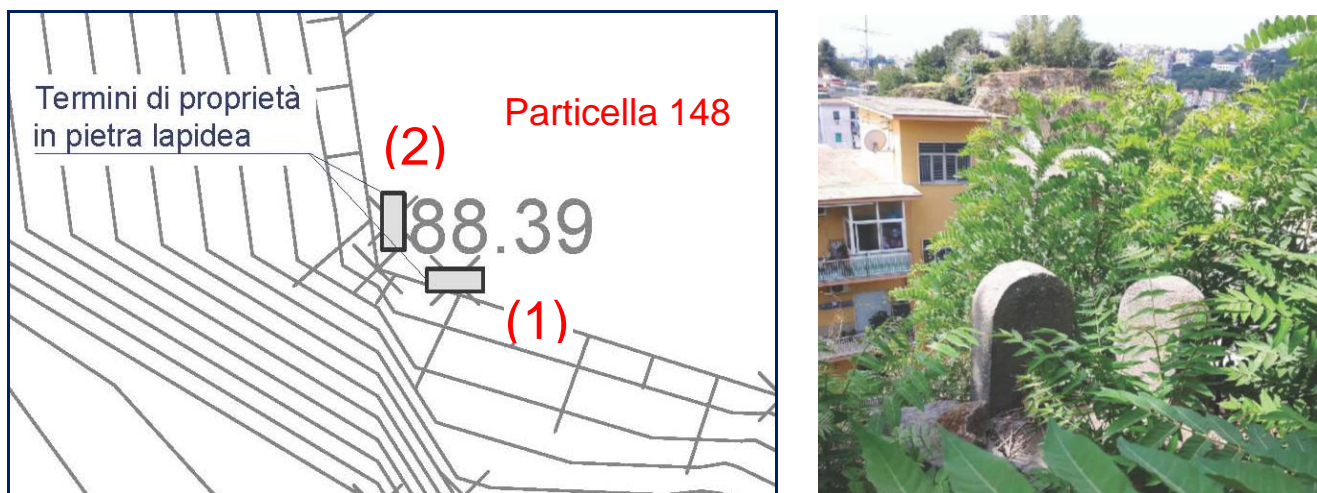


Figura 2 – Stralcio del rilievo celerimetrico e foto dei termini di proprietà in pietra lapidea

Come evidenzia lo stralcio del rilievo celerimetrico su riportato i due termini (uno posto in direzione orizzontale (1) ed uno posto in direzione verticale (2)) sono posizionati nello spigolo in basso a sinistra della particella 148 e quindi certamente la posizione del confine orizzontale delle particelle 148 e 150 è dettata proprio dal termine in pietra lapidea contraddistinto dal numero (1).

3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Nel presente paragrafo si riporta l'inquadramento geologico dal punto di vista della pericolosità e del rischio frana di cui al Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico, aggiornamento 2015, dell'Autorità di Bacino della Campania Centrale (Delibera Comitato Istituzionale n°1 del 23 febbraio 2015).

Come evidenzia la carta della pericolosità relativa (susceptibilità) da frana le particelle poste a monte del versante (particelle 148 e 150) sono classificate come **P1** – “Area a suscettibilità bassa all’innescio, al transito e/o all’invasione da frana” mentre le aree a valle di dette particelle sono classificate come **P3** – “Area a suscettibilità alta all’innescio”.

Per quanto concerne il rischio la carta del rischio da frana mette in evidenza che le aree a monte (particelle 148 e 150) sono classificate come **R1** – “Rischio moderato” mentre le aree a valle sono classificate in parte come **R3** – “Rischio elevato” ed in parte come **R4** – “Rischio molto elevato”.

Per maggiori dettagli si rimanda all'elaborato EG.05 nel quale sono riportati gli stralci sia della carta di pericolosità relativa e sia la carta del rischio da frana.



REL.01 – Relazione Generale

Ad ogni modo nelle figure a seguire si riportano gli stralci di dette carte per meglio comprendere quanto descritto nel capoverso precedente.

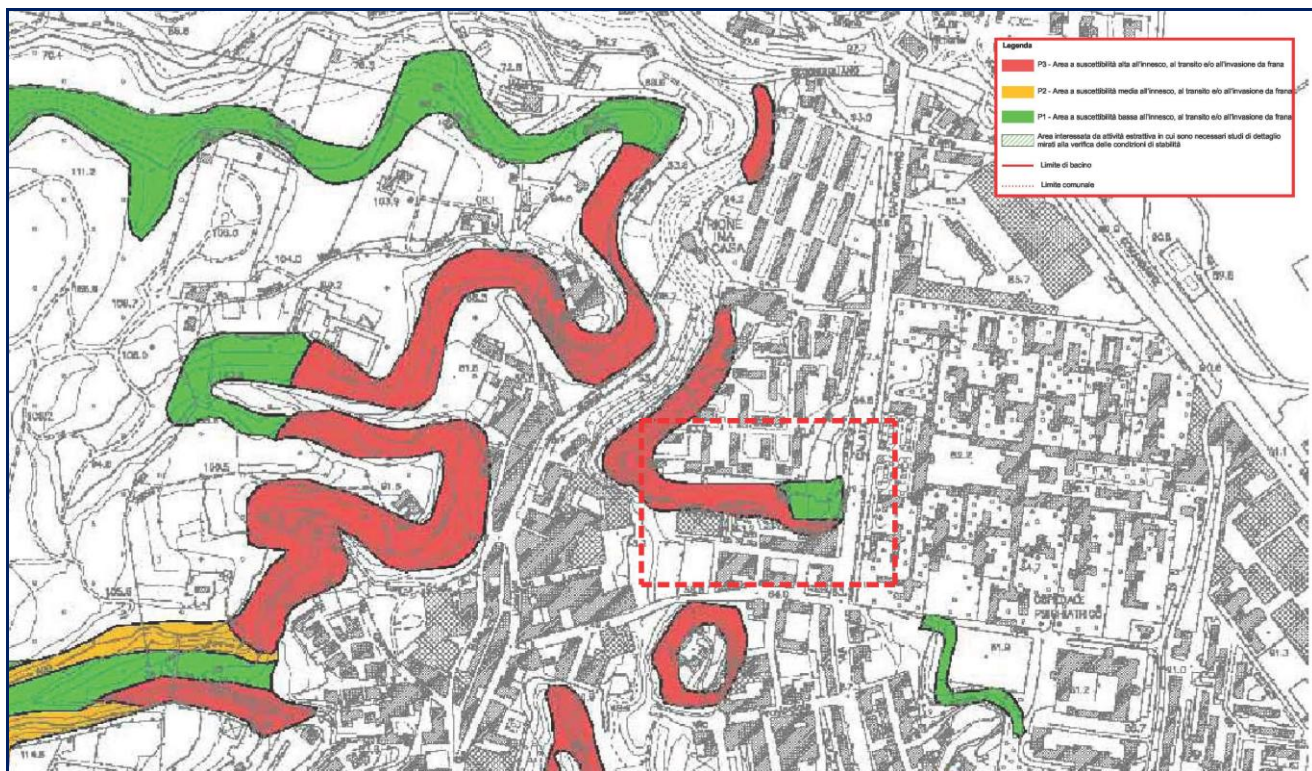


Figura 3 – Carta della pericolosità relativa (susceptibilità da frana) (stralcio su via F. Feo)

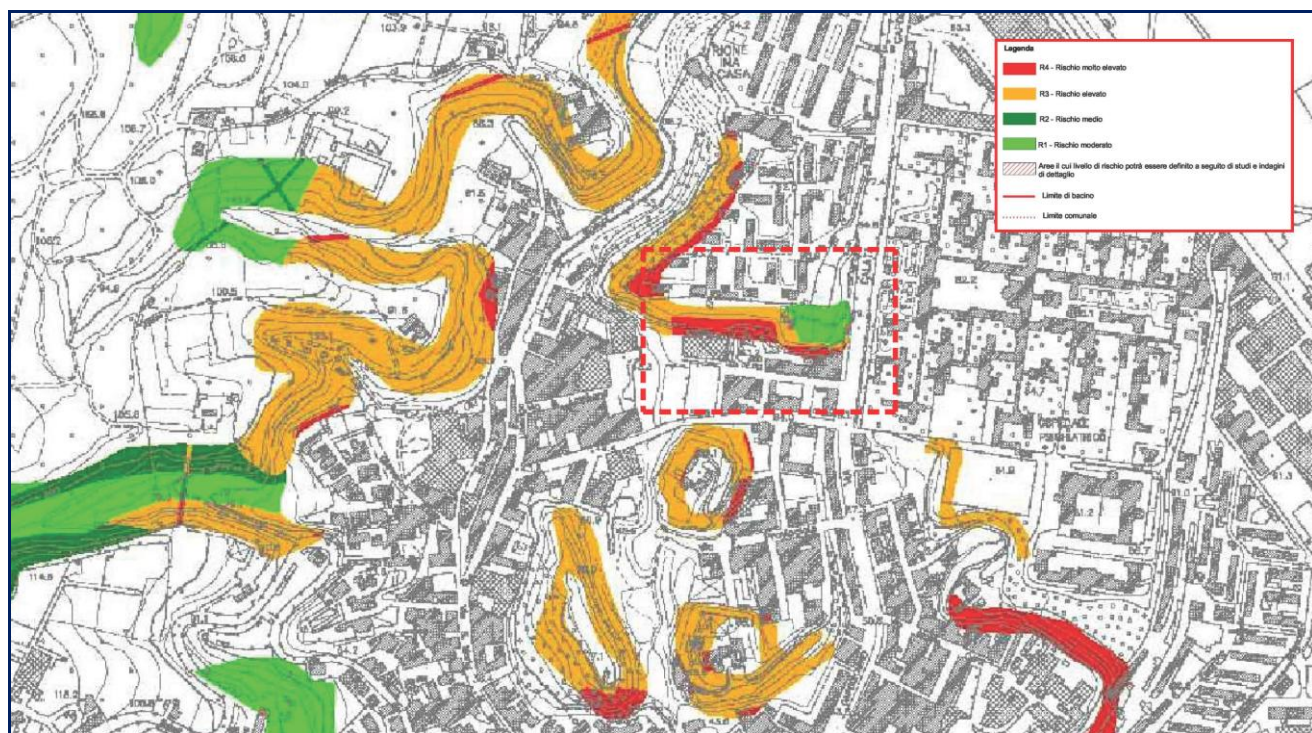


Figura 4 – Carta del rischio da frana (stralcio su via F. Feo)



4 DESCRIZIONE DELLO STATO DEI LUOGHI

Allo stato attuale il costone pozzolanico si presenta coperto da una folta vegetazione che di tanto in tanto lascia intravedere delle nicchie scoperte che sono il segno di un distacco superficiale della coltre estradossale del versante. Il materiale terroso che si è distaccato e che continua ancora a distaccarsi dalla superficie estradossale del versante si accumula al piede dello stesso ed in alcuni punti ha invaso le particelle poste a valle del costone pozzolanico.

FOTO N°1 – Vista del versante lato destro



FOTO N°2 – Vista del versante lato sinistro



FOTO N°3 – Colate di materiale terroso a valle



FOTO N°4 – Colate di materiale terroso a valle





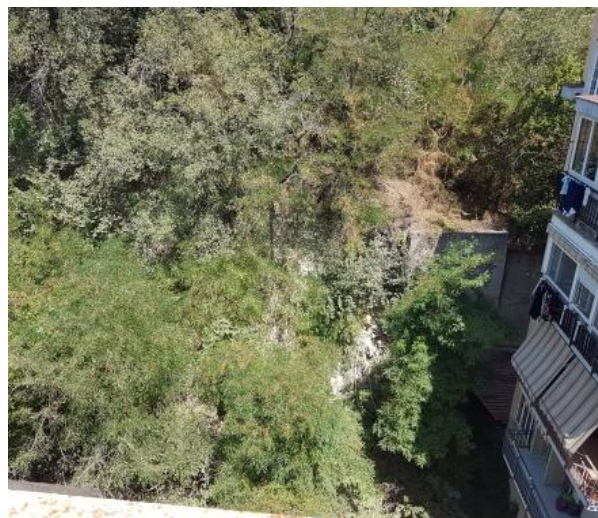
REL.01 – Relazione Generale

A valle del costone pozzolanico sono presenti due muri uno in destra ed uno sinistra che allo stato attuale fungono da barriera per il materiale che si distacca da monte. Tra i due muri, e per un tratto di circa 45,00 metri, il piede del versante è libero ed è per questo motivo che il terreno franato dalla superficie del costone si è accumulato ed ha invaso le proprietà private.

FOTO N°5 – Muro in sinistra del versante

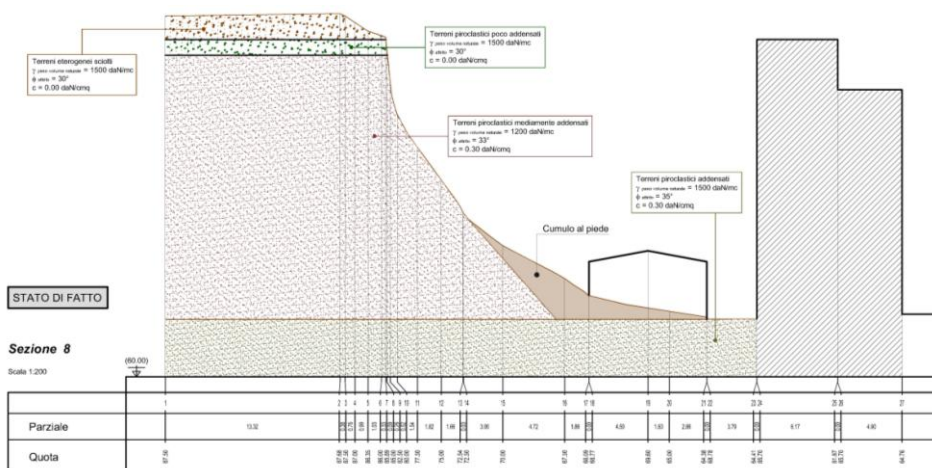


FOTO N°6 – Muro in destra del versante



Come è ben evidente dalla fotografie su riportate il cumulo al piede del versante dove non è presente il muro che lo sostiene si è riversato sulle proprietà poste a valle ed in alcuni punti (vedi fotografia 3) ha invaso addirittura l'edificato presente.

Infatti le sezioni trasversali dello stato dei luoghi (elaborati grafici EG.02 ed EG.03) mostrano chiaramente che il versante ha una sua pendenza naturale e che al piede dello stesso si è accumulato il terreno franato nel corso dell'ultimo decennio. A seguire si riporta una sezione tipologica dello stato dei luoghi ma per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici allegati.





5 INTERVENTI DI PROGETTO

Gli interventi di progetto necessari alla messa in sicurezza del costone pozzolanico interesseranno in primo luogo il rafforzamento corticale del versante ed in secondo luogo prevedranno 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 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.



6 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.



7 MODELLAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

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

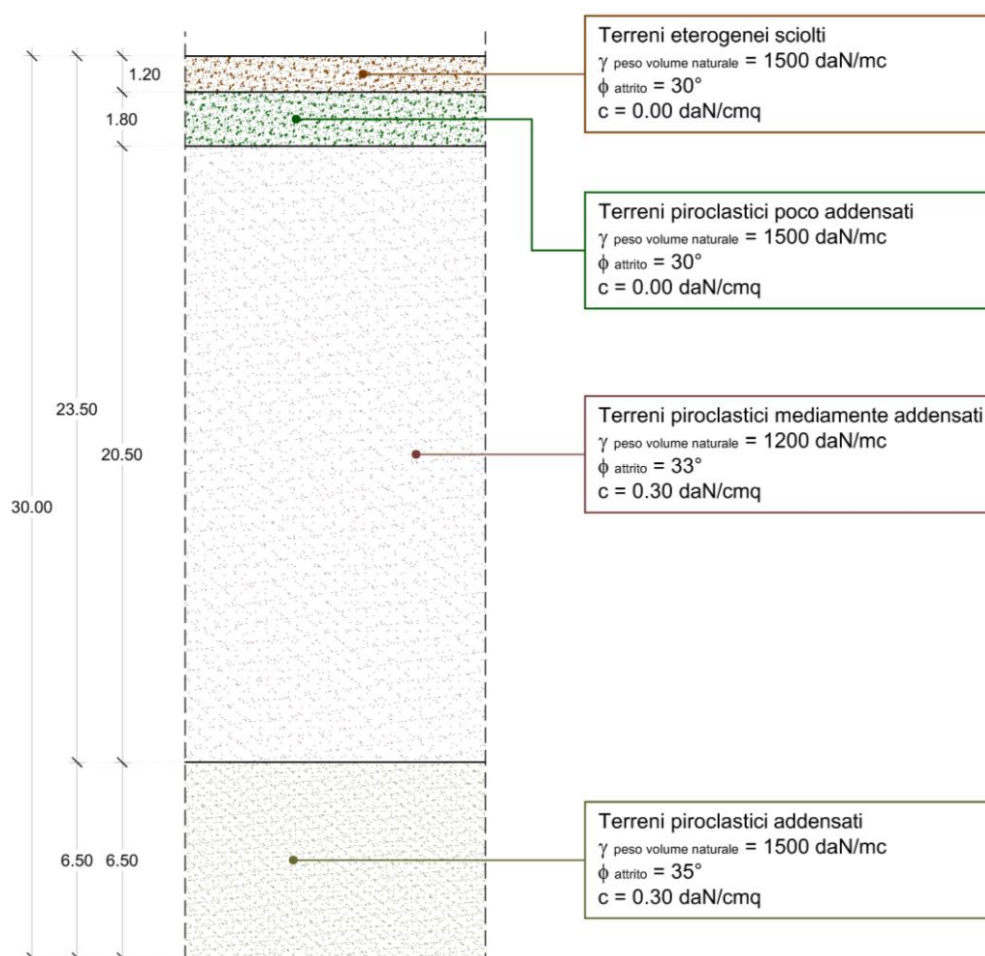


REL.01 – Relazione Generale

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.



8 INQUADRAMENTO SISMICO

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

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

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.

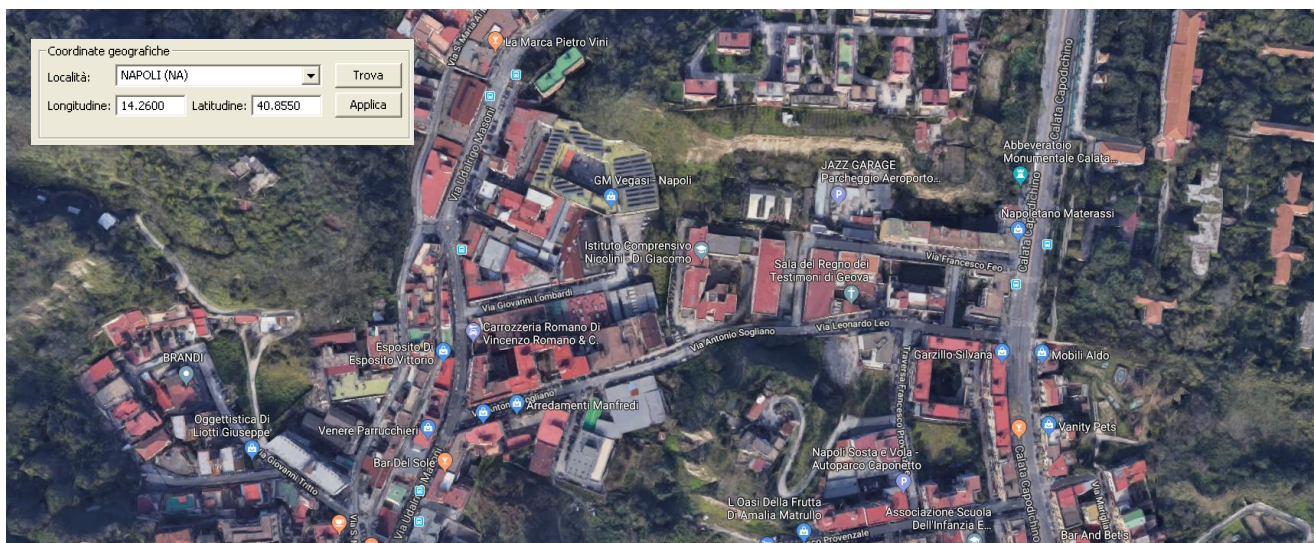
T_c^* dipende dalla latitudine e dalla longitudine del sito in questione.

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



REL.01 – Relazione Generale

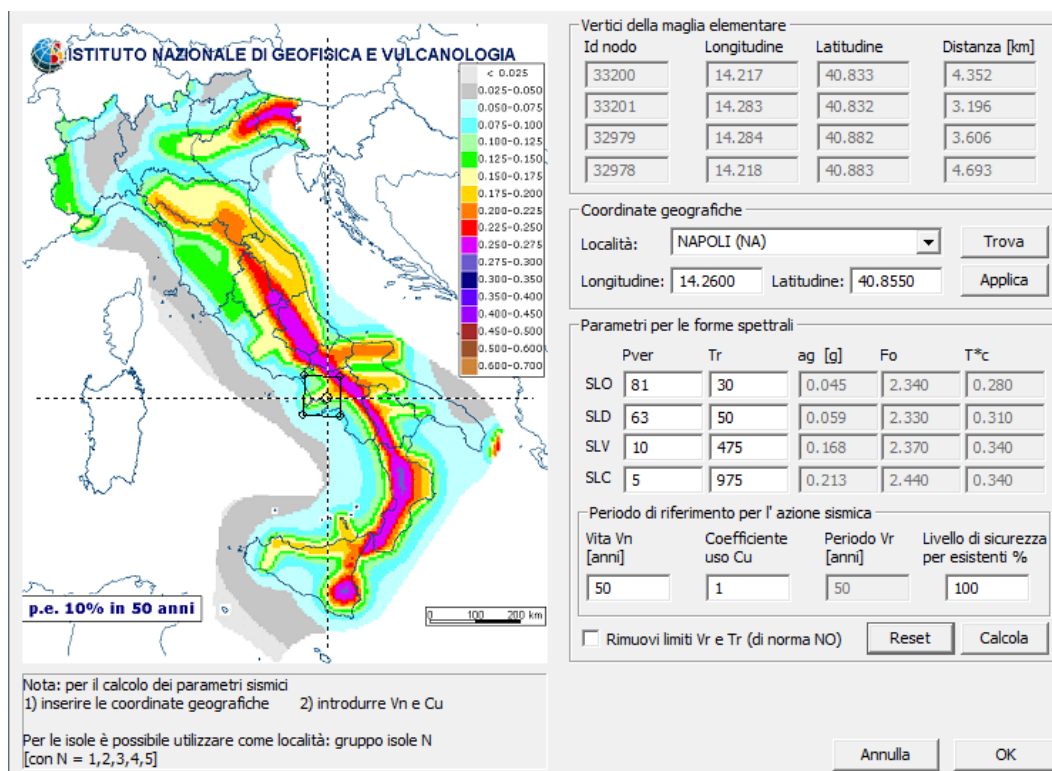
Poiché generalmente i valori delle predette coordinate non corrispondono ad alcun nodo del reticolo di riferimento (come si evince dalla figura riassuntiva riportata di seguito nella quale si riportano pure le coordinate dei nodi della maglia elementare) i valori dei parametri $p(a_g, F_0, T_c^*)$ si 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.

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.



Riepilogo dei parametri che individuano la pericolosità sismica



9 SPESA E QUADRO ECONOMICO

Il costo complessivo delle opere in progetto, comprensivo dei costi della sicurezza, è riportato nel seguente quadro economico.

A - LAVORI:			
A.1	Importo Lavori		€ 386.794,08
A.2	Importo dei lavori al netto degli oneri di sicurezza intrinseci	€ 378.132,73	
A.3	Oneri di Sicurezza intrinseca alle lavorazioni	€ 8.661,35	
A.4	Oneri per la sicurezza aggiuntivi estrinseci alle lavorazioni		€ 11.060,05
A.5		Totale Lavori	€ 397.854,13

B - SOMME A DISPOSIZIONE DELL'AMMINISTRAZIONE			
B.1	Imprevisti e lavori in economia		€ 28.015,07
B.2	Oneri per smaltimento compreso IVA		€ 20.000,00
B.3	Spese tecniche (2% totale lavori)		€ 7.957,08
B.4	Spese ex A.V.C.P e pubblicità		€ 225,00
B.5	IVA al 10% sui Lavori		€ 39.785,41
B.6	IVA al 22% su B.1		€ 6.163,31
B.7	TOTALE SOMME A DISPOSIZIONE		€ 102.145,87

TOTALE GENERALE (A + B)		€ 500.000,00
--------------------------------	--	---------------------

Il progettista
Ing. Vincenzo DI MAIO