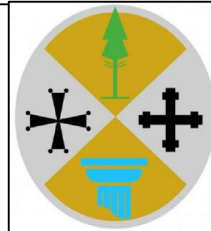




CITTÀ METROPOLITANA DI REGGIO CALABRIA



Intervento di sistemazione idraulica per la messa in sicurezza della Fiumara Armo nel Comune di Reggio Calabria” Codice Rendis 18IR003/G4 – CUP: J35J1900018001 - CIG: 876826592C

PROGETTO DEFINITIVO

Il R.U.P.
Geom. Saverio Calafiore

Progettista
Ing. Pasquale Penna



TITOLO ELABORATO:

RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

ELABORATO N°:

D.GET.GE.02.RE.04.A

| SIGLA | | | | |
|-----------|---|------|-------------|--|
| REVISIONE | N | DATA | DESCRIZIONE | |
| | A | A | Revisione | |
| | B | B | Revisione | |
| | C | C | Revisione | |
| | D | D | Revisione | |

| | | |
|------------|--|---------------------|
| NOME FILE: | | D.GET.GE.02.RE.04.A |
| DATA: | | Dicembre 2021 |
| SCALA: | | |

SOMMARIO

| | | |
|--------------|--------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| 1 | PREMESSA | 1 |
| 2 | CAMPAGNA DI INDAGINI | 3 |
| 2.1 | PROVE MASW | 4 |
| 2.1.1 | INTERPRETAZIONE PROVE MASW | 6 |
| 2.2 | PROVE PENETROMETRICHE DSPH | 9 |
| 2.2.1 | INTERPRETAZIONE PROVE PENETROMETRICHE DSPH..... | 9 |
| 3 | CARATTERIZZAZIONE SISMICA | 12 |
| 3.1 | PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE | 12 |
| 3.2 | CATEGORIA DI SOTTOSUOLO | 12 |
| 3.3 | CATEGORIA TOPOGRAFICA | 13 |
| 3.4 | PARAMETRI SISMICI..... | 15 |
| 4 | CARATTERISTICHE OPERE IN CEMENTO ARMATO | 18 |
| 4.1 | VERIFICA DELLE FONDAZIONI NUOVO ATTRAVERSAMENTO | 18 |
| 4.1.1 | VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE FONDAZIONI (7.11.5.3.1 e 7.11.5.3.2 del DM 17/01/2018).19 | |
| 4.2 | VERIFICA DELLE FONDAZIONI MURI ARGINE..... | 21 |
| 4.2.1 | VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE FONDAZIONI (7.11.5.3.1 e 7.11.5.3.2 del DM 17/01/2018).22 | |
| 5 | RIFERIMENTI LEGISLATIVI | 24 |

1 PREMESSA

La presente relazione ha come finalità la caratterizzazione geotecnica e sismica a corredo del progetto di **"SISTEMAZIONE IDRAULICA PER LA MESSA IN SICUREZZA DELLA FIUMARA ARMO NEL COMUNE DI REGGIO CALABRIA" CODICE RENDIS 18IR003/G4 – CUP: J35J1900018001 - CIG: 876826592C**".

L'area di intervento è ubicata all'interno del bacino idrografico della fiumara Armo e, precisamente, gli interventi riguardano due aree ben distinte. Il primo intervento si colloca ad una quota compresa tra +71.78, dove è presente l'attraversamento che collega la strada comunale con la Contrada di Aretina, e la quota +86,27 coincidente con la sezione n. 15, il secondo intervento si colloca tra la tombinatura esistente che attraversa la pista dell'aeroporto Tito Minniti e il Ponte della SS 106. L'area è riportata in cartografia nel Foglio 602 (Motta San Giovanni) Sez. III, Serie 25 della Carta d'Italia edita dall'I.G.M, Inquadramento territoriale scala 1:25.000) oltre che sulla Carta Tecnica Regionale in scala 1:5.000.



Fig. 1 – Ortofoto con aree di intervento

Il progetto si svilupperà su due aree differenti, di cui verranno descritte brevemente le caratteristiche.

- **Intervento 1 – Sistemazione idraulica tratto a monte.** Si colloca ad una quota compresa tra +71.78, dove è presente l'attraversamento a raso che collega la strada comunale con la Contrada di Aretina, e la quota +86,27. Gli interventi riguardano, la costruzione di un nuovo attraversamento, in calcestruzzo armato, che avrà la forma geometrica di uno scatolare (sez. 2), le cui dimensioni sono riportate negli elaborati grafici di progetto, la scolmatura del materiale presente all'interno dell'alveo fino alla quota di progetto (dalla sez. 2 alla sez. 15), la realizzazione di nuove arginature in calcestruzzo armato, in sinistra e destra idraulica, al

fine di contenere le portate di piena calcolate con periodo di ritorno di 200 anni e la realizzazione, tra le sezioni a maggior velocità di deflusso, di opere di stabilizzazione del fondo alveo con elementi trasversali (v. Fig. 2). Le coordinate geografiche (WGS 84) dei punti centrali dell'area interessata risultano essere: *Latitudine 38.0683°N; Longitudine 15.6731°E*.

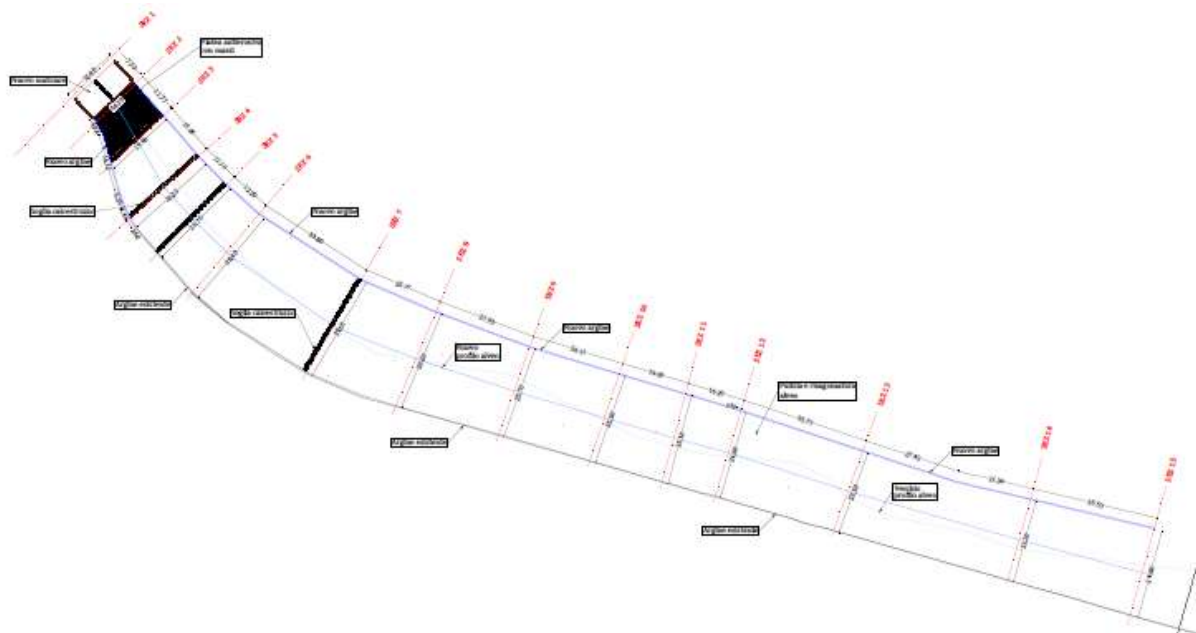


Fig. 2 – Planimetri ubicazione interventi. 1° Intervento

Intervento 2 – Sistemazione idraulica tratto a valle. Si colloca tra la tombinatura esistente che attraversa la pista dell’aeroporto Tito Minniti e il Ponte della SS 106. Sul secondo tronco di alveo, saranno realizzati interventi di risagomatura delle sezioni di deflusso (dalla sez. 4 – alla sez. 11), la chiusura di varchi esistenti attraverso la costruzione di nuovi argini, in sinistra e destra idraulica (v. Fig. 3). Le coordinate geografiche (WGS 84) dei punti centrali dell’area interessata risultano essere: *Latitudine 38.0631° N; Longitudine 15.6613° E.*

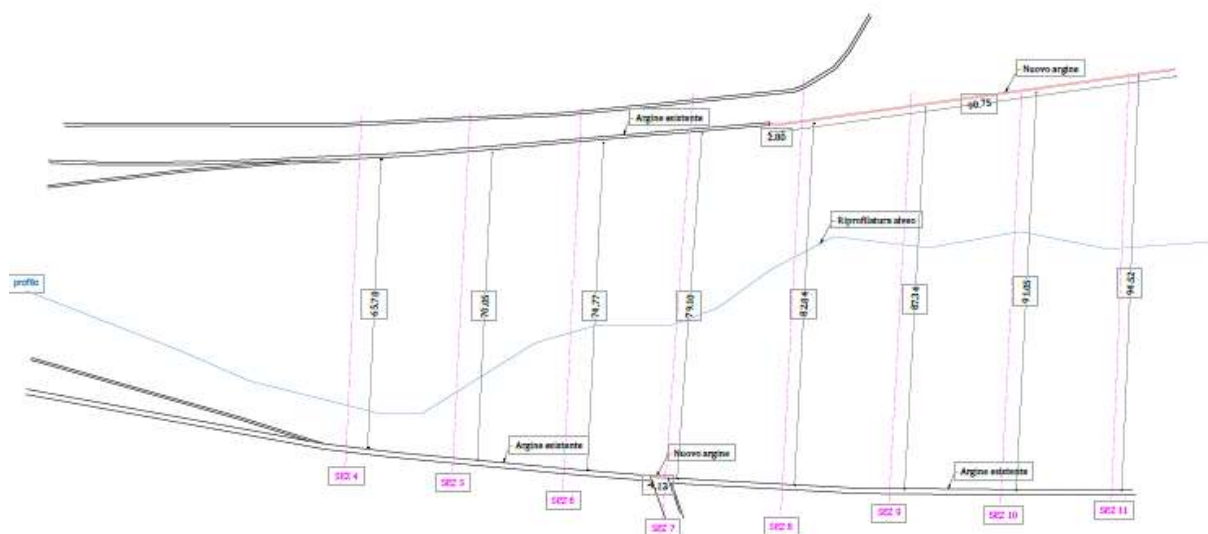


Fig. 3 – Planimetria ubicazione interventi. 2° Intervento

Per ciò che attiene le indagini geognostiche, dovendosi realizzare degli interventi di natura strutturale, ai sensi del D.M. 17.1.2018 (Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni), assoggettati a controllo da parte del Dipartimento Infrastrutturale e Lavori Pubblici – Settore 4 - Regione Calabria (ex Genio Civile) ai sensi della Legge Regionale n. 37/2015 Modifica alla legge regionale n. 35 del 19 ottobre 2009 e s.m.i. (Procedure per la denuncia degli interventi di carattere strutturale e per la pianificazione territoriale in prospettiva sismica) e relativo Regolamento attuativo n. 16 del 15/09/2020 è stato predisposto il necessario Piano delle Indagini Geognostiche da sottoporre all'approvazione del RUP.

Le indagini geognostiche sono state condotte in due aree distinte al fine di determinare le caratteristiche geomeccaniche dei terreni e l'assetto litostratigrafico.

2 CAMPAGNA DI INDAGINI

I dati geognostici a supporto della relazione geotecnica derivano dalle risultanze delle indagini in sito condotte nell'ambito della campagna d'indagini realizzata dal Geol. Surace. La suddetta campagna d'indagini si è articolata nelle seguenti attività:

- ✓ N. 4 prove masw;
- ✓ N. 31 prove penetrometriche dinamiche pesanti (DPSH).

suddivise come di seguito riportato:

- **Intervento lato monte:**
 - N. 3 prove Masw
 - N. 28 penetrometriche dinamiche pesanti (DPSH).
- **Intervento lato valle:**
 - N. 1 prova Masw
 - N. 3 penetrometriche dinamiche pesanti (DPSH)

Per la determinazione delle caratteristiche del sottosuolo, per il **primo intervento** sono state eseguite n. 3 prove MASW, mentre per il **secondo intervento** è stata eseguita solo n. 1 prova MASW.

La finalità di tali prospezioni è stata quella della determinazione del $V_{s,eq}$, e conseguentemente della categoria di sottosuolo di riferimento, e la definizione della profondità e dei rapporti geometrici tra i diversi sismostrati individuati.

I modelli risultanti dalle elaborazioni hanno consentito di definire i caratteri sismo-stratigrafici dei tratti investigati e, con le opportune correlazioni, valutare gli spessori delle coltri di copertura e lo stato di fratturazione e allentamento delle litologie presenti.

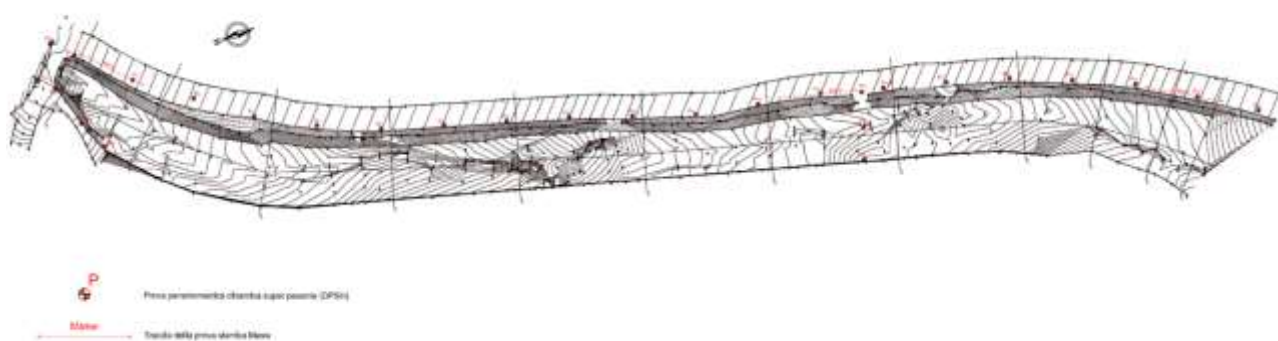


Fig. 2 – Planimetria con ubicazione indagine. 1° Intervento

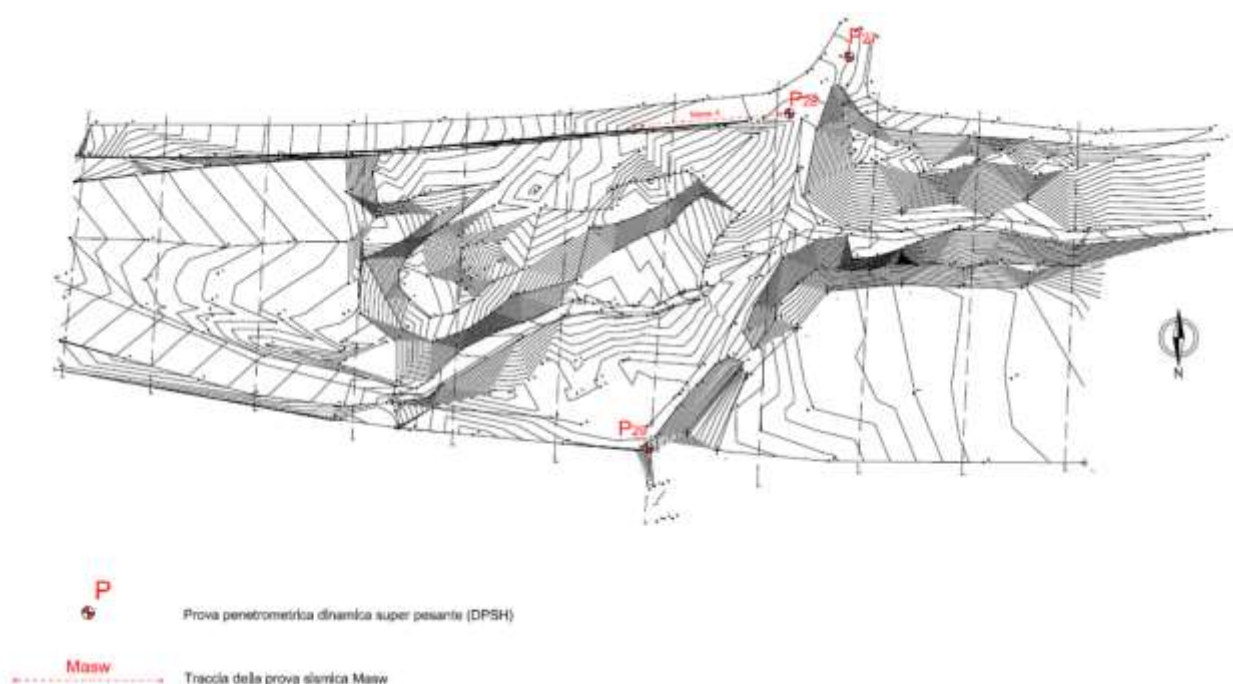


Fig. 3 – Planimetria con ubicazione indagini. 2° Intervento

2.1 PROVE MASW

Il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) consente di determinare il profilo di velocità $V_{s,eq}$. Tale metodologia non necessita di tempi lunghi in fase di acquisizione e fornisce buoni risultati anche in presenza di rumore. Le onde di Rayleigh, in un mezzo stratificato, sono dispersive propagandosi con diverse velocità di fase e di gruppo. Tali onde sono registrate, lungo lo stendimento di geofoni, energizzando artificialmente e vengono successivamente analizzate attraverso complesse tecniche computazionali basate su un approccio di riconoscimento di modelli multistrato di terreno.

Osservando lo spettro di frequenza è possibile evidenziare che l'onda S si propaga a velocità variabile a seconda della sua frequenza, come risultato del fenomeno della dispersione.

Effettuato il picking sullo spettro f-K o sulla curva di dispersione ottenuta dai dati di campagna, mediante dei processi di inversione, si ottiene il profilo di velocità con la profondità che

consente di definire il parametro $V_{s,30}$.

L'intero processo comprende tre passi successivi:

- acquisizione dei dati di campo delle onde superficiali ("ground roll") mediante idonea strumentazione sismica;
- costruzione di una curva di dispersione (grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza);
- inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle Vs che descrive la variazione di Vs con la profondità.

L'inversione della curva di dispersione viene successivamente realizzata iterativamente, utilizzando la curva di dispersione sperimentale come riferimento sia per la modellizzazione diretta che per la procedura dei minimi quadrati.

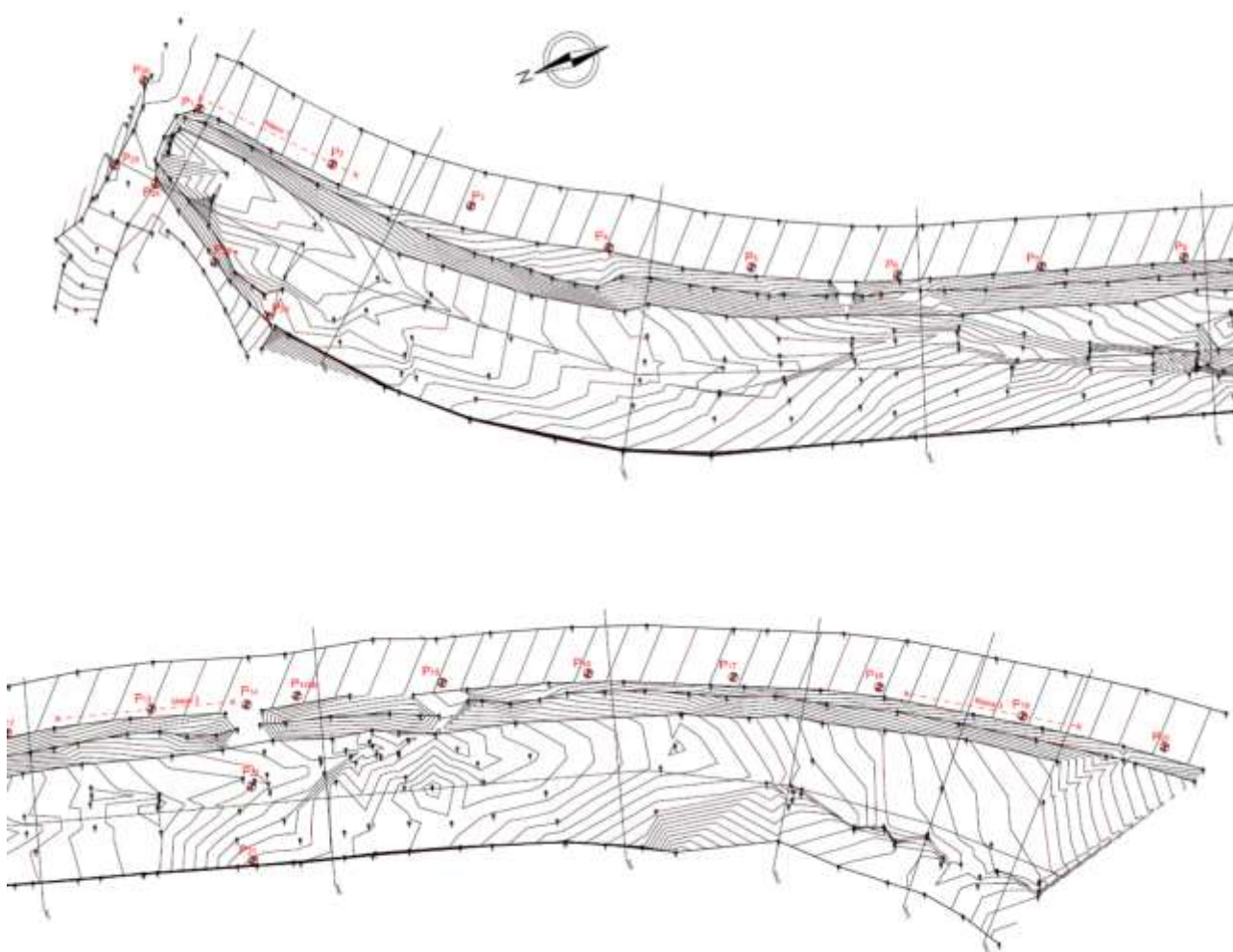


Fig. 4 – Ubicazione indagini MASW. 1° Intervento

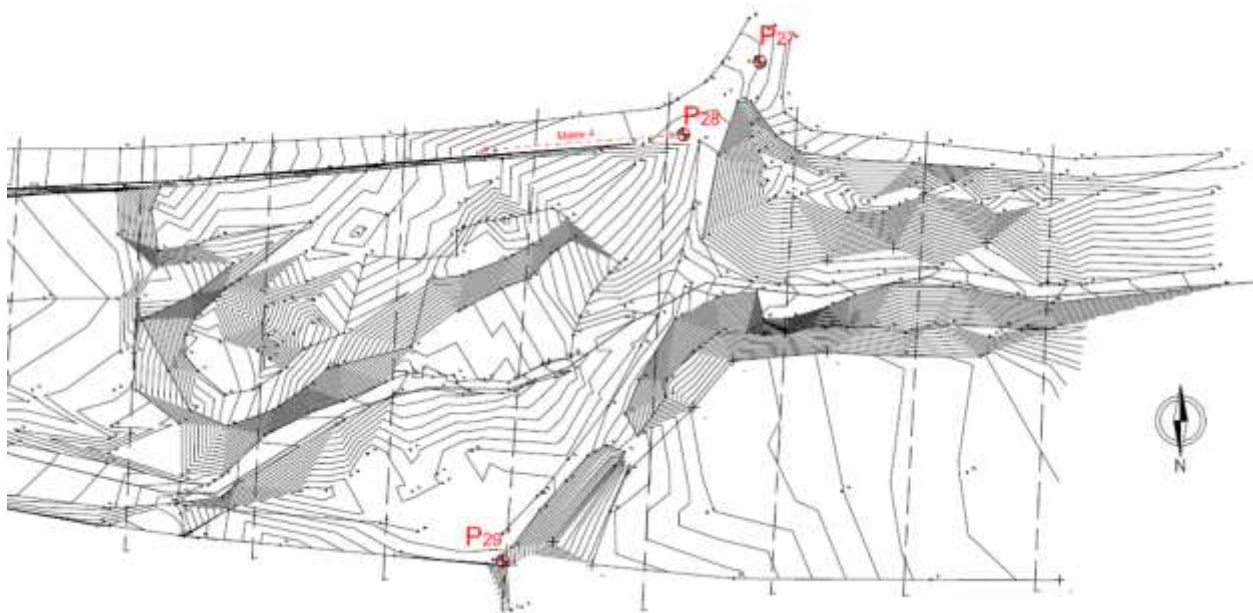


Fig. 5 – Ubicazione indagini MASW. 2° Intervento

Come citato in premessa, sono state eseguite due prospezioni con metodo sismico di superficie “a rifrazione” ad onde P e una indagine sismica con metodologia Masw. I modelli risultanti dalle elaborazioni hanno consentito di definire i caratteri sismo-stratigrafici dei tratti investigati e, con le opportune correlazioni, valutare gli spessori delle coltri di copertura e lo stato di fratturazione e allentamento delle litologie presenti. Entrambe le stese sismiche sono state realizzate nella porzione più elevata del versante, nella zona di crinale. Le basi sismiche sono state realizzate mediante 24 sensori geofonici tra loro intervallati di 2.0 m.

2.1.1 INTERPRETAZIONE PROVE MASW

Le prospezioni geofisiche di tipo MASW eseguite sia nell’area interessata dal 1° intervento sia nell’area interessata dal 2° intervento, hanno dimostrato che la velocità delle onde di taglio intercettano il substrato ad una profondità superiore a 30 m di profondità, per cui le Vs equivalenti sono riconducibili alle Vs,30.

Relativamente al primo intervento le indagini Masw mettono in evidenza che la velocità delle onde di taglio, ad eccezione dei primi 2 metri, assume, valori crescenti con **314 m/s < Vs < 586 m/s**, mentre per il secondo intervento si sono ottenuti valori crescenti con **408 m/s < Vs < 499** che rientrano tra i valori tipici delle Rocce tenere.

L’analisi dei valori di Vs lungo le verticali esplorate evidenzia il progressivo miglioramento delle proprietà meccaniche dei terreni con la profondità, come del resto succede in tutte le aree caratterizzate dai litotipi presenti con spessori di almeno 30 metri.

Nel caso in esame, lo studio geologico eseguito confrontato con le indagini sismiche MASW eseguite sul terreno (MASW) il valore delle Vs,30 calcolato a partire dal piano campagna attuale e fino alla profondità del bedrock sismico è stato di **425 m/s** relativamente al **primo intervento** e di **434 m/s** relativamente al **secondo intervento** (v. Indagini geognostiche – Relazione indagini). Di seguito vengono riportati i profili delle Vs,eq scaturiti dallo stendimento

MASW, ai fini dell'identificazione della categoria di suolo, ricavati dai dati sismici provenienti dall'indagine MASW realizzate.

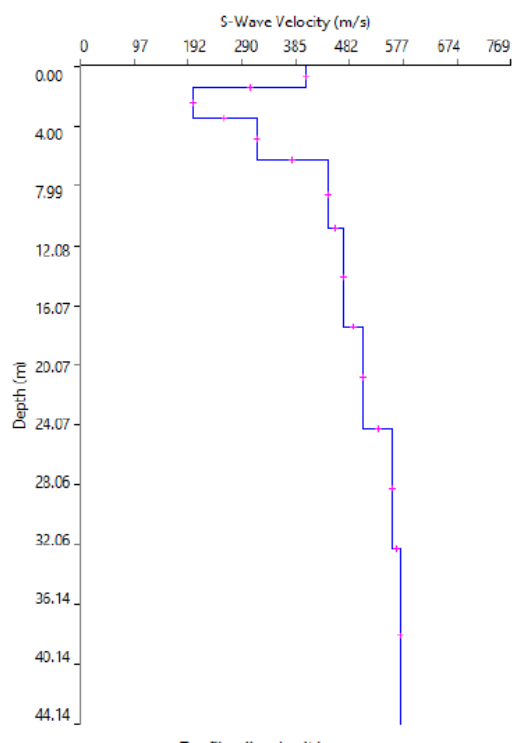


Fig. 6 - Profilo verticale Vs – MASW 1

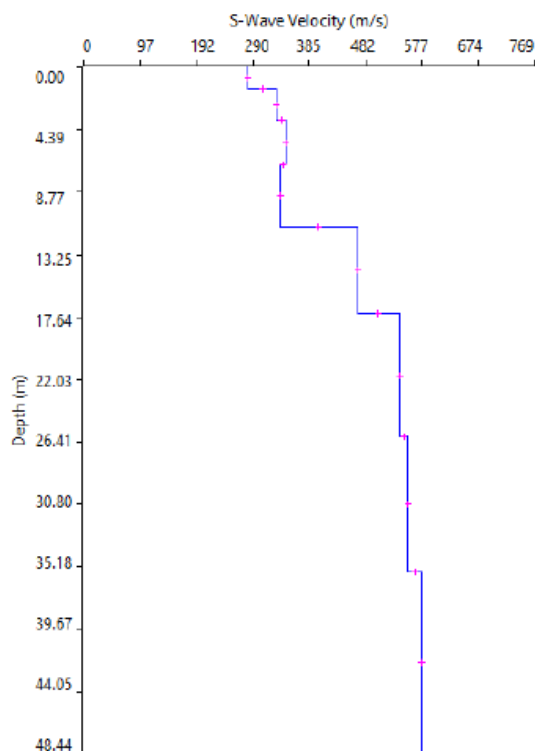


Fig. 7 – Profilo verticale Vs – MASW 2

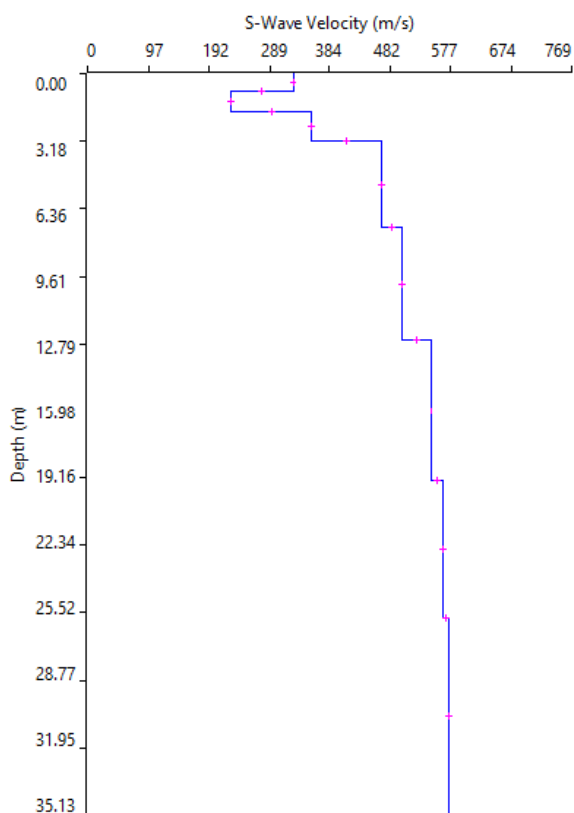


Fig. 8 - Profilo verticale Vs – MASW 3

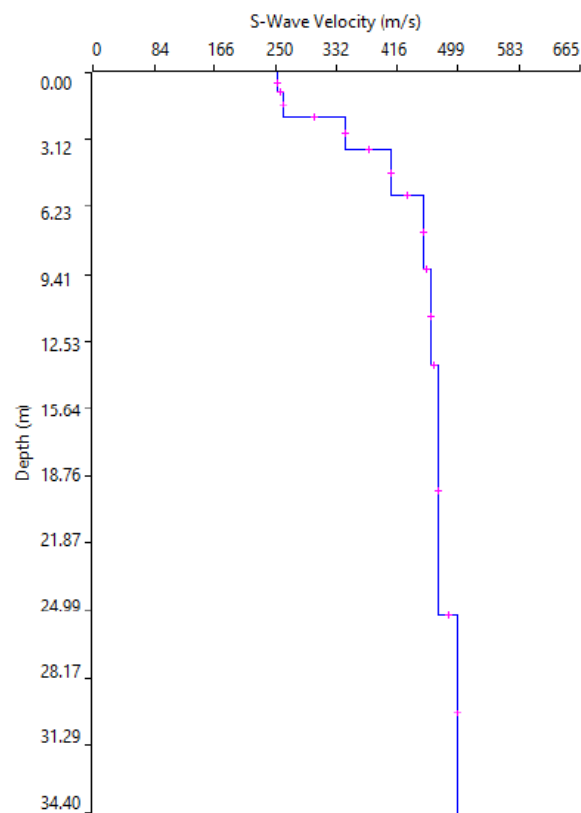


Fig. 9 - Profilo verticale Vs – MASW 4

| N. STRATO | SPESSORE (Thickness) (m) | Vs (m/s) | Vp (m/s) |
|--------------|--------------------------------|-------------|-------------|
| 1 | 1.39 | 404 | 807 |
| 2 | 2.04 | 202 | 404 |
| 3 | 2.83 | 314 | 628 |
| 4 | 4.60 | 443 | 885 |
| 5 | 6.60 | 471 | 941 |
| 6 | 6.87 | 506 | 1011 |
| 7 | 8.07 | 559 | 1117 |
| 8 | INF | 573 | 1145 |

Tab. 1 - Velocità equivalente ($V_{s,eq}$) – MASW 1

$$V_{S30} = 425 \text{ m/s};$$

| N. STRATO | SPESSORE (Thickness) (m) | Vs (m/s) | Vp (m/s) |
|--------------|--------------------------------|-------------|-------------|
| 1 | 0.82 | 326 | 652 |
| 2 | 0.96 | 227 | 454 |
| 3 | 1.40 | 357 | 713 |
| 4 | 4.11 | 457 | 933 |
| 5 | 5.31 | 499 | 997 |
| 6 | 6.70 | 546 | 1091 |
| 7 | 6.48 | 565 | 1129 |
| 8 | INF | 574 | 1147 |

Tab. 2 - Velocità equivalente ($V_{s,eq}$) – MASW 2

$$V_{S30} = 426 \text{ m/s}$$

| N. STRATO | SPESSORE (Thickness) (m) | Vs (m/s) | Vp (m/s) |
|--------------|--------------------------------|-------------|-------------|
| 1 | 1.39 | 404 | 807 |
| 2 | 2.04 | 202 | 404 |
| 3 | 2.83 | 314 | 628 |
| 4 | 4.60 | 443 | 885 |
| 5 | 6.60 | 471 | 941 |
| 6 | 6.87 | 506 | 1011 |
| 7 | 8.07 | 559 | 1117 |
| 8 | INF | 573 | 1145 |

Tab. 3 - Velocità equivalente ($V_{s,eq}$) – MASW 3

$$V_{S30} = 490 \text{ m/s};$$

| N. STRATO | SPESSORE (Thickness) (m) | Vs (m/s) | Vp (m/s) |
|--------------|--------------------------------|-------------|-------------|
| 1 | 0.82 | 326 | 652 |
| 2 | 0.96 | 227 | 454 |
| 3 | 1.40 | 357 | 713 |
| 4 | 4.11 | 457 | 933 |
| 5 | 5.31 | 499 | 997 |
| 6 | 6.70 | 546 | 1091 |
| 7 | 6.48 | 565 | 1129 |
| 8 | INF | 574 | 1147 |

Tab. 4 - Velocità equivalente ($V_{s,eq}$) – MASW 4

$$V_{S30} = 434 \text{ m/s}$$

Per cui, i terreni presenti nel substrato delle aree di intervento rientrano nella categoria **B**. Infatti, la presenza di terreni consistenti dalla profondità di 3,18 m in poi fa sì che i valori complessivi di $V_{s/30}$ facciano rientrare tali terreni all'interno della categoria sopraindicata, mentre oltre i 30 m, la presenza di rocce integre consente valori di $V_s > 800 \text{ m/s}$.

A cui competono i valori ed i parametri che seguono:

| MASW | |
|---------------------------------------------|---------------------|
| Tipo di terreno | B |
| Litotipo | Rocce tenere |
| V_{S30} – 1° Intervento | 425 m/s |
| V_{S30} – 2° Intervento | 434m/s |

In definitiva, i rilievi e le indagini dirette e le consultazioni biblio-cartografiche hanno portato a stabilire che:

- nell'ambito del "*volume di roccia significativo*", la successione stratigrafica verticale è caratterizzata, da una densità progressivamente crescente verso il basso (vedi profilo sismico delle indagini MASW);
- i terreni superficiali fino alla profondità di circa 3,18 m sono caratterizzati da un grado di addensamento medio, mentre fino ai 30 m dal p.c., presentano un elevato grado di consistenza, come testimoniano le indagini sismiche realizzate nell'area di interesse;
- il piano di appoggio delle opere che andranno ad essere realizzate non interferirà con alcuna falda.;
- non sono state osservate linee di frattura né faglie, classificate come "sismogenetiche o sismopropagatrici" passanti per le aree di intervento.

In base a tali elementi di analisi, si può escludere l'esistenza di qualsiasi fattore geologico di amplificazione sismica locale.

2.2 PROVE PENETROMETRICHE DSPH

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi d) misurando il numero di colpi N necessari. Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione. La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica. La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno.

L'utilizzo dei dati, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona

2.2.1 INTERPRETAZIONE PROVE PENETROMETRICHE DSPH

Partendo dai valori di N_{20} ottenuti dalla prove penetrometriche DSPH che forniscono una valutazione quantitativa del grado di addensamento e di consistenza dei terreni attraversati si è risaliti da tali valori (N_{20}) al valore del numero dei colpi N della prova SPT.

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi N_{spt} ottenuto con la suddetta prova.

Il rapporto tra il numero di colpi di una prova dinamica con N_{spt} , può essere dato dalla seguente espressione.

$$N_{DP} = \beta N_{SPT}$$

In cui β dipende dal rapporto tra l'energia liberata dal singolo colpo per una prova DP e per una

SPT ed è correlata alle caratteristiche tecniche strumentali della sonda.

In letteratura, tale coefficiente assume un valore compreso tra 0,57 e 2, ma per le prove eseguite con il penetrometro super pesante utilizzato per questa campagna d'indagine è stato utilizzato un coefficiente pari a **1.515** (v. Indagini geognostiche – Descrizione della strumentazione - Correlazione con N_{SPT}).

Normalizzate le prove DPSH al numero di colpi da N_{SPT} , unitamente alle prove SPT in foro ed ai dati derivanti dalle prove di taglio diretto effettuate, si è giunti alla determinazione dell'angolo di resistenza al taglio di picco (φ'_p) in condizioni drenate per strati omogenei.

Tale determinazione è stata effettuata mediante la correlazione di Owasaki & Iwasaki (1959) valida per sabbie - sabbie medie e grossolane-ghiaiose:

$$\varphi' = (20N_{spt})^{0.5} + 15$$

Come stabilito nel § C.2.2. della Circolare Applicativa del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, nella progettazione geotecnica, in coerenza con gli eurocodici, la scelta dei valori caratteristici dei parametri deriva da una stima cautelativa, effettuata dal progettista, del valore del parametro appropriato per lo stato limite considerato.

Quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti, come nel caso di interesse, il valore caratteristico può essere individuato con il 5° percentile della media secondo la seguente equazione:

$$x_k = \bar{x} \pm z_{0,05} \left(\frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right) \approx \bar{x} \pm 1.645 \cdot \left(\frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right)$$

Dove:

- x_k = è il valore caratteristico
- \bar{x} = valore medio del campione
- z = distribuzione standard normalizzata
- σ = deviazione standard del campione
- n = numerosità del campione

Per quanto concerne la determinazione degli altri parametri geomeccanici principali (γ e c') si è fatto ricorso alle seguenti correlazioni:

- Peso di volume secco (γ), Meyerhof ed altri, valida per sabbie, ghiaie, limo;

In base ai valori riscontrati durante le indagini geognostiche abbiamo ottenuto i seguenti parametri geotecnici

| N | Terreno | z [m] | γ [Kg/m ³] | γ_{sat} [Kg/m ³] | φ [°] | δ [°] | Add. | E [Kg/cm ²] | E _{ed} [Kg/cm ²] | v | G [Kg/cm ²] |
|---|---------------------------------------------------|----------|----------------------------------|----------------------------------------|------------------|-----------------|------|----------------------------|------------------------------------------|------|----------------------------|
| 1 | Ghiaia sabbiosa con ciottoli mediamente addensata | 0.00 | 1700 | 1900 | 29 | 19.88 | NO | 94.97 | 71.00 | 0.34 | 17.21 |

| N | Terreno | z [m] | γ [Kg/m ³] | γ_{sat} [Kg/m ³] | ϕ [°] | δ [°] | Add. | E [Kg/cm ²] | E_{ed} [Kg/cm ²] | v | G [Kg/cm ²] |
|----------|---------------------------------------------------|-----------------|----------------------------------------------------|----------------------------------------------------------|---------------------------------|-----------------------------------|-------------|-----------------------------------|------------------------------------------------|----------|-----------------------------------|
| 2 | Ghiaia sabbiosa con ciottoli addensata | 1.90 | 2000 | 2100 | 34 | 22.67 | NO | 378 | 306.00 | 0.31 | 84.26 |
| 3 | Ghiaia sabbiosa con ciottoli mediamente addensata | 5.10 | 2180 | 2200 | 35 | 23.33 | SI | 527 | 444.00 | 0.28 | 135.67 |

Tab. 2 – Parametri geotecnici 1° Intervento

| N | Terreno | z [m] | γ [Kg/m ³] | γ_{sat} [Kg/m ³] | ϕ [°] | δ [°] | Add. | E [Kg/cm ²] | E_{ed} [Kg/cm ²] | v | G [Kg/cm ²] |
|----------|------------------------------------------------------|-----------------|----------------------------------------------------|----------------------------------------------------------|---------------------------------|-----------------------------------|-------------|-----------------------------------|------------------------------------------------|----------|-----------------------------------|
| 1 | Sabbia argillosa debolmente ghiaiosa | 1.40 | 1900 | 1950 | 31.00 | 20.67 | NO | 129.00 | 94.00 | 0.03 | 45.45 |
| 2 | Limo argilloso a consistenza plastica | 2.80 | 1600 | 1800 | 20.00 | 13.33 | NO | 21.00 | 33.00 | 0.35 | 7.62 |
| 3 | Sabbia limosa a consistenza sciolta | 4.60 | 1700 | 1900 | 29.00 | 19.33 | NO | 81.00 | 62.00 | 0.34 | 15.03 |
| 4 | Ghiaia sabbiosa con ciottoli a consistenza addensata | 13.80 | 2180 | 2200 | 35.00 | 23.33 | SI | 527.00 | 444.00 | 0.28 | 135.67 |

Tab. 3 – Parametri geotecnici 2° Intervento

Parametri sismici

Per quanto concerne le implicazioni di carattere sismico, qui ne vengono sintetizzati gli elementi caratterizzanti:

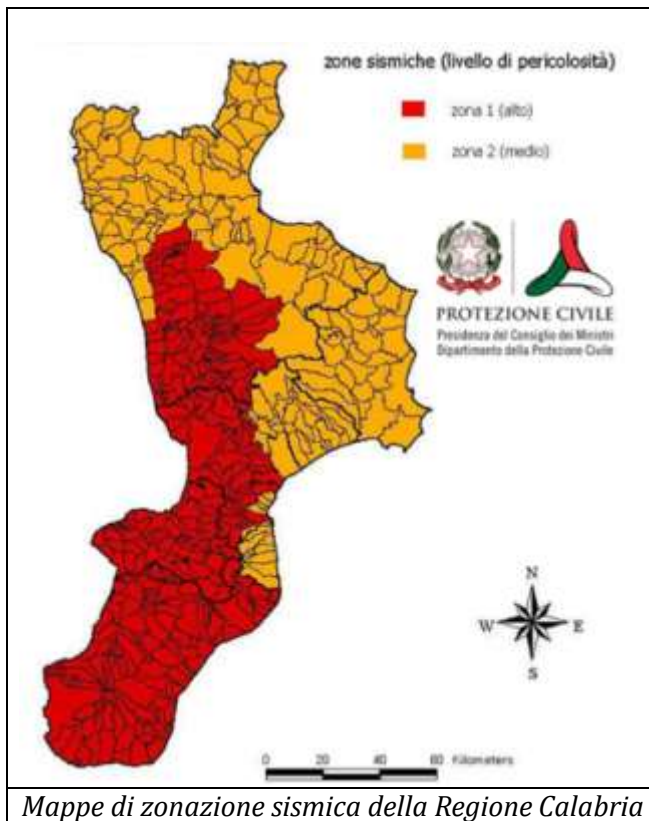
Categoria di sottosuolo : **B** ($360 < V_{s30} < 800$ m/s; **$V_{s30} = 425$ – 1° Interv.; 434 m/s – 2° Interv.)**

Coefficiente topografico : **T1** (area pianeggiante con pendenza $i < 15^\circ$)

3 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

3.1 PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

La Calabria ha una pericolosità sismica molto alta (per frequenza e intensità dei fenomeni accaduti in epoca storica), una vulnerabilità altissima (per fragilità del patrimonio edilizio, infrastrutturale, industriale, produttivo e dei servizi) e un'esposizione molto alta (per densità abitativa e presenza di un patrimonio storico, artistico e monumentale in zone interessate da faglie attive). La nostra Regione è dunque ad elevato rischio sismico, in termini di vittime, danni alle costruzioni e costi diretti e indiretti attesi a seguito di un forte terremoto. Nel 2003 sono stati emanati i criteri di nuova classificazione sismica del territorio nazionale, basati sugli studi e le elaborazioni più recenti relative alla pericolosità sismica del territorio, ossia sull'analisi della probabilità che il territorio venga interessato in un certo intervallo di tempo (generalmente 50 anni) da un evento che superi una determinata soglia di intensità o magnitudo.



Con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 individua in Italia quattro zone, a pericolosità decrescente, nelle quali è stato riclassificato il territorio nazionale.

La classificazione sismica vigente della regione Calabria suddivide l'intero territorio in Zona 1 e Zona 2.

Il comune di Reggio Calabria, interessato dagli interventi di messa in sicurezza della Fiumara Armo, ricade nella **zona 1** (livello di pericolosità alta) caratterizzata da un valore di PGA (*Peak Ground Acceleration*) maggiori di 0.25g. La zona 1 comprende 703 comuni.

3.2 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella tabella sottostante (*Tab. 3.2.II delle NTC 2018*), si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio "Vs".

I valori di Vs sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e

limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche. La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

dove:

- h_i : spessore dell'i-esimo strato;
- $V_{s,i}$: velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;
- N: numero di strati;
- H: profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite nella tabella seguente:

| Suolo | Descrizione geotecnica | $V_{s,eq}$ (m/s) |
|----------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------|
| A | Ammassi rocciosi affioranti e terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_s superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m. | >800 |
| B | Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o a grana fine molto consistenti , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,eq}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s | 360÷800 |
| C | Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o a grana fine mediamente consistenti , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,eq}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s | 180÷360 |
| D | Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,eq}$ compresi tra 100 m/s e 180 m/s. | 100÷180 |
| E | Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie di tipo C o D , con profondità del substrato non superiore a 30 m | |

Tabella 4 - Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

3.3 CATEGORIA TOPOGRAFICA

Una corretta determinazione della risposta sismica locale, deve considerare, oltre all'amplificazione stratigrafica, l'andamento del profilo topografico dell'area in cui si colloca

l'opera in esame. A tal proposito le NTC 2018 attraverso la tabella 3.2.IV, forniscono quattro categorie topografiche, distinte sulla base della configurazione e dell'inclinazione media del profilo, utili per la scelta del coefficiente di amplificazione topografico S_T , strettamente connesso con tali categorie (Tab. 3.2.III delle NTC-18):

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica |
|-----------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| T1 | <i>Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$</i> |
| T2 | <i>Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$</i> |
| T3 | <i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base ed inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$</i> |
| T4 | <i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$</i> |

Tabella 5 – Caratteristiche superficie topografica.

Le stesse norme tecniche stabiliscono, inoltre, che se l'altezza del pendio è inferiore ai 30 metri la categoria topografica da assegnare è sempre T1.

Il coefficiente topografico S_T , utile ai calcoli di amplificazione sismica, varia in funzione della categoria topografica e, una volta individuata la categoria, la sua variazione spaziale è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità fino alla base dove S_T assume valore unitario.

| Categoria | Ubicazione dell'opera o dell'intervento | S_T |
|-----------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------|
| T1 | <i>Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$</i> | 1,00 |
| T2 | <i>In corrispondenza della sommità del pendio</i> | 1,20 |
| T3 | <i>In corrispondenza della cresta del rilievo</i> | 1,20 |
| T4 | <i>In corrispondenza della cresta del rilievo</i> | 1,40 |

Tabella 6 - Categorie topografica

Come si può osservare dalle planimetrie allegate, il sito in esame si trova su un'area con pendenze inferiore a 15° , quindi esso ricade nella **categoria topografica T1**.

Il **coefficiente Topografico S_T** , utile ai calcoli di amplificazione sismica, varia in funzione della categoria topografica e, una volta individuata la categoria, la sua variazione spaziale è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità fino alla base dove S_T assume valore unitario

Nel caso in esame (categoria T1), considerando che l'area d'intervento si trova in area pianeggiante il **coefficiente topografico S_T è pari a 1,00**.

Riepilogando, i valori dei vari coefficienti S_s , C_c e S_r che tengono conto dell'amplificazione dell'azione sismica, per ciascuno stato limite considerato, sono i seguenti:

| Stato limite | S_s | S_r | C_c | S |
|--------------|-------|-------|-------|------|
| <i>SLO</i> | 1,20 | 1,00 | 1,41 | 1,20 |
| <i>SLD</i> | 1,20 | 1,00 | 1,40 | 1,20 |
| <i>SLV</i> | 1,09 | 1,00 | 1,34 | 1,09 |
| <i>SLC</i> | 1,00 | 1,00 | 1,31 | 1,00 |

Tabella 7 – Coefficienti di amplificazione topografica

dove:

S_s è il coefficiente stratigrafico del sito, C_c è il coefficiente di categoria di suolo, S_t è il coefficiente topografico di sito e S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_s \times S_T.$$

I dati così ricavati, insieme a quelli provenienti dai modelli geologici locali illustrati nella relazione geologica, dovranno essere assunti come base per la caratterizzazione e modellazione geotecnica di progetto.

Di seguito è fornito il quadro sintetico completo dei valori

Sottosuolo di categoria B

| Stato limite | Parametri indipendenti | | | Parametri dipendenti | | | |
|-----------------|------------------------|-------|-------|----------------------|--------------|--------------|--------------|
| | S_s | S_t | C_c | S | T_B (s) | T_C (s) | T_D (s) |
| SLO | 1,20 | 1,00 | 1,41 | 1,20 | 0,134 | 0,402 | 1,634 |
| SLD | 1,20 | 1,00 | 1,40 | 1,20 | 0,140 | 0,420 | 1,645 |
| SLV | 1,09 | 1,00 | 1,34 | 1,09 | 0,168 | 0,505 | 1,730 |
| SLC | 1,00 | 1,00 | 1,31 | 1,00 | 0,179 | 0,538 | 1,772 |

Tabella 8 – Quadro sintetico valori

3.4 PARAMETRI SISMICI

Nel presente paragrafo, in accordo alle prescrizioni normative fornite dalle NTC 2018, si riepilogano le informazioni significative per l'inquadramento sismico dell'area d'interesse e la definizione dell'azione sismica di progetto:

- **Vita nominale:** assimilando gli interventi in progetto a "Opere ordinarie, opere infrastrutturali di importanza normale", si considera $V_N = 50$ anni;
- **Classe d'uso:** l'opera in progetto può essere classificata all'interno della classe d'uso 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", cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_u = 1.5$;
- **Periodo di riferimento:** $V_N * C_u = 75$ anni;
- **Categoria di sottosuolo:** B "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con a profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s"
- **Categoria topografica:** T1 "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$ "
- **Azione sismica su suolo rigido:** Le aree d'intervento è individuata dalle seguenti coordinate geografiche nel sistema WGS84: **Latitudine 38.0683°N - Longitudine 15.6731°E; Latitudine 38.0631°N - Longitudine 15.6613°E**

Sulla base di tali coordinate si ottengono, per i quattro stati limite indicati dalle NCT/2018, i

parametri spettrali caratteristici (a_g , F_0 , T_c^*) per il calcolo dell'azione sismica di progetto di seguito riportati:

| Stati limite | | P_{VR} [%] | T_r [anni] | a_g [g] | F_0 | T_c^* [s] |
|--------------|-----|-----------------|-----------------|--------------|-------|----------------|
| SLE | SLO | 81 | 45 | 0.084 | 2.288 | 0.285 |
| | SLD | 63 | 75 | 0.111 | 2.282 | 0.300 |
| SLU | SLV | 10 | 712 | 0.319 | 2.442 | 0.377 |
| | SLC | 5 | 1462 | 0.421 | 2.485 | 0.411 |

Tabella 8 - Parametri spettrali del sito di progetto per i diversi stati limite di normativa. **1° Intervento.**

| Stati limite | | P_{VR} [%] | T_r [anni] | a_g [g] | F_0 | T_c^* [s] |
|--------------|-----|-----------------|-----------------|--------------|-------|----------------|
| SLE | SLO | 81 | 45 | 0.084 | 2.288 | 0.285 |
| | SLD | 63 | 75 | 0.111 | 2.282 | 0.300 |
| SLU | SLV | 10 | 712 | 0.319 | 2.442 | 0.376 |
| | SLC | 5 | 1462 | 0.422 | 2.485 | 0.411 |

Tabella 9 - Parametri spettrali del sito di progetto per i diversi stati limite di normativa. **2° Intervento.**

dove:

- a_g : accelerazione orizzontale massima su suolo rigido;
- 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.

I valori del periodo di ritorno T_r dell'azione sismica, in funzione della probabilità di superamento P_{VR} associata allo stato limite considerato, sono ricavati attraverso la relazione seguente:

$$T_r = \frac{-V_r}{\ln(1 - P_{VR})}$$

L'accelerazione massima attesa al sito a_{max} è definita attraverso la seguente relazione:

$$a_{max} = S_S S_T a_g$$

in cui:

- a_g : accelerazione massima su sito rigido pari a $a = 0.319$;
- S_S : coefficiente di amplificazione stratigrafica per sottosuolo tipo B = pari a 1.09;
- S_T : coefficiente di amplificazione topografica = 1.00.

Nel caso di specie, in accordo alle assunzioni esposte precedentemente ed alle prescrizioni normative, i valori del coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica sono

determinati come segue:

| Categoria sottosuolo | S_s | C_c |
|----------------------|-----------------------------------------------------------------|------------------------------|
| A | 1,00 | 1,00 |
| B | $1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$ | $1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$ |
| C | $1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$ | $1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$ |
| D | $0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$ | $1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$ |
| E | $1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$ | $1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$ |

Tabella 10 - Espressioni di S_s e C_c in relazione alla categoria di sottosuolo.

| Categoria topografica | Ubicazione dell'opera o dell'intervento | S_T |
|-----------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|-------|
| T1 | - | 1,0 |
| T2 | In corrispondenza della sommità del pendio | 1,2 |
| T3 | In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30° | 1,2 |
| T4 | In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30° | 1,4 |

Tabella 11 - Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica.

L'analisi in condizioni sismiche è stata eseguita mediante metodi pseudo statici. Nei metodi pseudo statici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h \times W$ ed $F_v = k_v \times W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \times a_{max}/g$$

$$K_v = \pm 0,5 \times k_h$$

dove

- β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito pari a $\alpha = 0.28$;
- a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito pari a $\alpha = 3.406$;
- g = accelerazione di gravità.

L'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S \times a_g = (S_s \times S_T) \times a_g$$

dove

- S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al cap 3.2.3.2 delle NTC 2018;
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori b_s sono riportati nella Tab. 7.11.I al variare della categoria di sottosuolo e

dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Tab. 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

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

Le elaborazioni portano a considerare i seguenti coefficienti di amplificazione sismica pseudo statici:

| | |
|-----------|--------------|
| ST | 1,00 |
| Ss | 1,09 |
| S | 1,09 |
| ag | 0,319 |
| amax | 3,406 |
| β_s | 0,28 |
| kh | 0,132 |
| kv | 0,066 |

4 CARATTERISTICHE OPERE IN CEMENTO ARMATO

La caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione compresi nel volume significativo, ovvero in quella parte di sottosuolo che viene influenzata direttamente o indirettamente dalle opere in oggetto, viene riportata in dettaglio nella relazione geologico-tecnica allegata.

Vengono di seguito indicati i parametri fondamentali per la valutazione della capacità portante del terreno di fondazione e le scelte tipologiche adottate per il dimensionamento delle opere di fondazione, non avendo riscontrato altre particolari problematiche di tipo geotecnico.

Al fine d'identificare la categoria di sottosuolo, tramite la conoscenza dello spessore e natura dei diversi strati che compongono il terreno sottostante il piano di posa delle fondazioni, per il dimensionamento strutturale e geotecnico delle stesse sono state effettuate delle indagini in sito ubicate nell'area oggetto dell'intervento.

L'area in esame è sostanzialmente pianeggiante, caratterizzata da un fattore di amplificazione corrispondente alla categoria topografica T1, pertanto non si osservano variazioni di quota della superficie topografica degne di valutazioni particolari.

4.1 VERIFICA DELLE FONDAZIONI NUOVO ATTRAVERSAMENTO

Il terreno di rinfiato e di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento, \mathbf{K}_e , si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura \mathbf{K} . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali \mathbf{p} .

Indicando con \mathbf{u} il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma

$$\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{p}$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti \mathbf{u}

$$\mathbf{u} = \mathbf{K}^{-1} \mathbf{p}$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

4.1.1 VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE FONDAZIONI (7.11.5.3.1 e 7.11.5.3.2 del DM 17/01/2018)

Le verifiche della sicurezza in fondazione sono condotte nei riguardi di tutti gli stati limite previsti dalla normativa vigente.

Le verifiche nei riguardi dello stato limite ultimo (SLU) previste dalla Normativa ed eseguite sono:

STR - raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, compresi gli elementi di fondazione;

GEO - raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;

Verifiche STR: le verifiche di resistenza degli elementi strutturali di fondazione sono state eseguite contestualmente alla verifica degli elementi strutturali in elevazione. I risultati e l'esito delle relative verifiche sono riportate negli appositi elaborati allegati alla presente relazione;

Verifiche GEO: le verifiche di resistenza del terreno interagente con la struttura sono condotte confrontando i valori di resistenza con quelli di progetto.

La verifiche saranno condotte in funzione degli SLU, cioè quelli che possono mettere fuori servizio le strutture di fondazione ed in funzione degli SLE, atti a garantire le prestazione dell'opera durante il suo esercizio.

Per ogni stato limite si verificherà che verrà rispettata la condizione:

$$E_d < R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La verifica del sistema di fondazione relativo alla struttura in oggetto, è stata effettuata sulla base dei dati geologici e dei parametri geotecnici forniti, seguendo l'approccio di progetto relativo alla normativa di riferimento:

Per fondazioni superficiali (punto 6.4.2.1 del DM 17/01/2018):

Approccio 2

- Combinazione 1: **A1 + M1 + R3**

Per fondazioni profonde (punto 6.4.3.1 del DM 17/01/2018):

Approccio 2

- Combinazione 1: **A1 + M1 + R3**

dove:

Coefficienti parziali per le azioni

| CARICHI | COEFFICIENTE PARZIALE | Combinazione A1 | Combinazione A2 |
|-----------------------------------|-----------------------|-----------------|-----------------|
| PERMANENTI | γ_{G1ns} | 1.3 | 1.0 |
| PERMANENTI NON STRUTTURALI | γ_{G2ns} | 1.5 | 1.3 |
| VARIABILI | γ_{Qi} | 1.5 | 1.3 |

Coefficienti per i parametri geotecnici del terreno

| PARAMETRO | GRANDEZZA ALLA QUALE APPL. IL COEFF. PARZIALE | Combinazione M1 | Combinazione M2 |
|-----------------------------------------|--------------------------------------------------|--------------------|--------------------|
| Tangente dell'angolo di attrito | $\tan\phi$ | 1.0 | 1.25 |
| Coesione drenata del terreno | C | 1.0 | 1.25 |
| Coesione non drenata del terreno | C_u | 1.0 | 1.4 |
| Peso dell'unità di volume | γ | 1.0 | 1.0 |

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati ultimi di fondazioni superficiali

| VERIFICA | | COEFFICIENTE PARZIALE R1 | COEFFICIENTE PARZIALE R2 | COEFFICIENTE PARZIALE R3 |
|--------------------------|--|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| Capacità portante | | $\gamma_R = 1.0$ | $\gamma_R = 1.8$ | $\gamma_R = 2.3$ |

La fondazione dello scatolare può essere assimilata ad una piastra le cui dimensioni in pianta sono: 16.90 x 7.5 metri con uno spessore di 1.00 metri.

Si riportano i risultati ottenuti nel calcolo:

| X [m] | M _{min} [kgm] | M _{max} [kgm] | V _{min} [kg] | V _{max} [kg] | N _{min} [kg] | N _{max} [kg] |
|----------|---------------------------|---------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| 0.00 | 31449 | 53813 | 26236 | 43666 | -31895 | 31964 |
| 4.18 | 3516 | 5530 | 1778 | 5347 | -21636 | 22763 |
| 8.45 | -46798 | -24363 | -30196 | -17513 | -10301 | 13645 |
| 12.72 | 14292 | 25857 | -4057 | -321 | -6597 | 9941 |

| | | | | | | |
|-------|---|---|------|------|------|-----|
| 16.90 | 0 | 0 | -620 | -358 | -239 | 209 |
|-------|---|---|------|------|------|-----|

Tabella 12 – Inviluppo sollecitazioni nodali

| X [m] | σ_{tmin} [kg/cmq] | σ_{tmax} [kg/cmq] |
|----------|-----------------------------|-----------------------------|
| 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 4.18 | 0.26 | 0.41 |
| 8.45 | 0.62 | 0.96 |
| 12.72 | 0.60 | 0.96 |
| 16.90 | 0.86 | 1.49 |

Tabella 13 – Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione

4.2 VERIFICA DELLE FONDAZIONI MURI ARGINE

La scelta del tipo di opera di sostegno viene effettuata sulla base delle dimensioni e delle esigenze di funzionamento dell'opera, delle caratteristiche meccaniche dei terreni in sede e di riporto, dell'eventuale regime delle pressioni interstiziali, dell'interazione con gli eventuali manufatti circostanti e delle condizioni generali di stabilità del sito. Il modello geometrico dell'opera di sostegno tiene conto delle possibili variazioni del livello del terreno a monte e a valle del paramento rispetto ai valori nominali.

Il livello di progetto della superficie libera dell'acqua o della falda freatica viene scelto sulla base di misure e sulla conoscenza del regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo.

Il calcolo e la verifica agli stati limite dell'opera di sostegno è svolto secondo il punto §6.5.3 del citato D.M. 17 Gennaio 2018.

Gli stati limite ultimi dell'opera di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite (§6.5.3.1.1 - NTC 2018):

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)

- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
- ribaltamento;
- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1 con la Combinazione 2 (A2+M2+R2).

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la Combinazione

(A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Nel presente calcolo, maggiori dettagli sugli approcci utilizzati nelle singole verifiche di cui sopra e sulle combinazioni di carico (§2.5.3 - NTC 2018) considerate, sono riportati nella sezione "Scenari di Calcolo".

4.2.1 VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE FONDAZIONI (7.11.5.3.1 e 7.11.5.3.2 del DM 17/01/2018)

Le verifiche della sicurezza in fondazione sono condotte nei riguardi di tutti gli stati limite previsti dalla normativa vigente.

Le verifiche nei riguardi dello stato limite ultimo (SLU) previste dalla Normativa ed eseguite sono:

STR - raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, compresi gli elementi di fondazione;

GEO - raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;

Verifiche STR: le verifiche di resistenza degli elementi strutturali di fondazione sono state eseguite contestualmente alla verifica degli elementi strutturali in elevazione. I risultati e l'esito delle relative verifiche sono riportate negli appositi elaborati allegati alla presente relazione;

Verifiche GEO: le verifiche di resistenza del terreno interagente con la struttura sono condotte confrontando i valori di resistenza con quelli di progetto.

La verifiche saranno condotte in funzione degli SLU, cioè quelli che possono mettere fuori servizio le strutture di fondazione ed in funzione degli SLE, atti a garantire le prestazioni dell'opera durante il suo esercizio.

Per ogni stato limite si verificherà che verrà rispettata la condizione:

$$E_d < R_d$$

dove **E_d** è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e **R_d** è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La verifica del sistema di fondazione relativo alla struttura in oggetto, è stata effettuata sulla base dei dati geologici e dei parametri geotecnici forniti, seguendo l'approccio di progetto relativo alla normativa di riferimento:

Per fondazioni superficiali (punto 6.4.2.1 del DM 17/01/2018):

Approccio 2

- Combinazione 1: **A1 + M1 + R3**

Per fondazioni profonde (punto 6.4.3.1 del DM 17/01/2018):

Approccio 2

- Combinazione 1: **A1 + M1 + R3**

dove:

Coefficienti parziali per le azioni

| CARICHI | COEFFICIENTE PARZIALE | Combinazione A1 | Combinazione A2 |
|----------------------------|-----------------------|-----------------|-----------------|
| PERMANENTI | γ_{G1ns} | 1.3 | 1.0 |
| PERMANENTI NON STRUTTURALI | γ_{G2ns} | 1.5 | 1.3 |
| VARIABILI | γ_{Qi} | 1.5 | 1.3 |

Coefficienti per i parametri geotecnici del terreno

| PARAMETRO | GRANDEZZA ALLA QUALE APPL. IL COEFF. PARZIALE | Combinazione M1 | Combinazione M2 |
|----------------------------------|--------------------------------------------------|--------------------|--------------------|
| Tangente dell'angolo di attrito | $\tan\phi$ | 1.0 | 1.25 |
| Coesione drenata del terreno | C | 1.0 | 1.25 |
| Coesione non drenata del terreno | C_u | 1.0 | 1.4 |
| Peso dell'unità di volume | γ | 1.0 | 1.0 |

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati ultimi di fondazioni superficiali

| VERIFICA | | COEFFICIENTE PARZIALE R1 | COEFFICIENTE PARZIALE R2 | COEFFICIENTE PARZIALE R3 |
|-------------------|--|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| Capacità portante | | $\gamma_R = 1.0$ | $\gamma_R = 1.8$ | $\gamma_R = 2.3$ |

La verifica della capacità portante della fondazione viene condotta controllando che la resistenza di progetto, ovvero il valore del carico limite della fondazione, sia sufficiente a contrastare l'azione di progetto data dalla pressione media in fondazione.

Il calcolo del carico limite del terreno viene eseguito con l'ausilio della formula di Terzaghi, secondo la quale, la capacità portante ultima del complesso fondazione-terreno è data dalla somma di tre contributi dovuti alla coesione, all'affondamento e alla larghezza della base, tutti funzione dell'angolo di resistenza a taglio del terreno:

$$q_{Lim} = N_q \gamma_1 D + N_c c + N_\gamma \gamma_2 \frac{B}{2} \quad \text{(formula trinomia di Terzaghi)}$$

essendo B la larghezza della fondazione, D la profondità del piano di posa della fondazione, γ_1 il peso dell'unità di volume del terreno compreso tra il piano di posa della fondazione e la superficie del terreno, c, ϕ , γ_2 , rispettivamente, la coesione, l'angolo di attrito e il peso dell'unità di volume del terreno sottostante il piano di posa della fondazione, N_q , N_c , N_γ i coefficienti di capacità portante, forniti dalle seguenti espressioni (Prandtl, 1921; Reissner, 1924; Vasic, 1975):

$$N_q = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \tan \varphi}$$

$$N_q = 1$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_c = 5.14$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \varphi$$

$$N_\gamma = 0$$

in condizioni drenate;

in condizioni non drenate.

Per le combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo (SLV) otteniamo i coefficienti di capacità portante:

| Comb. | N _c | N _q | N _γ |
|-------|----------------|----------------|----------------|
| 1 | 44.98 | 32.17 | 45.98 |
| 3-I | 44.98 | 32.17 | 45.98 |
| 3-II | 44.98 | 32.17 | 45.98 |

Tabella 14 – Coefficienti capacità portante terreno fondazione

| Comb. | V [Kg] | H [Kg] | M [Kg*m] | P _m [Kg/cm ²] | q _{lim} [Kg/cm ²] | S _f | Esito |
|-------|-----------|-----------|-------------|-----------------------------------------|-------------------------------------------|----------------|-------|
| 1 | 219439.08 | 98422.52 | 84715.10 | 1.28 | 3.68 | 2.87 | sodd. |
| 3-I | 154357.10 | 97850.94 | 105358.68 | 1.36 | 1.49 | 1.09 | sodd. |
| 3-II | 176143.05 | 108964.78 | 113199.95 | 1.45 | 1.64 | 1.13 | sodd. |

Tabella 14 – Coefficienti capacità portante terreno fondazione

5 RIFERIMENTI LEGISLATIVI

Tutte le operazioni illustrate nel proseguo, relative all'analisi della struttura ed alle verifiche sugli elementi sono state effettuate in piena conformità alle seguenti norme:

- **D.M. 17/01/2018:** "Norme tecniche per le costruzioni."
- **Circolare CSLP N. 7 del 21/01/2019:** "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018."
- **UNI ENV 1997-1: Eurocodice 7:** "Progettazione geotecnica" - Parte 1: Regole generali."
- **UNI ENV 1998-5: Eurocodice 8:** "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici."

Reggio Calabria, dicembre 2021

Il Progettista
Ing. Pasquale Penna

