



COMUNE DI VIBO VALENTIA
DIPARTIMENTO 2 - SETTORE 5

Aggiornamento Progetto di Sistemazione Piazzale Capannina
di Vibo Marina (Legge Regionale n. 9/2007 art. 33)

PROGETTO DEFINITIVO

elaborato:

RELAZIONE GEOTECNICA

TAVOLA

A9

SCALA

DATA

LUG.17

FILE

A9_REL_GEO.doc

COORDINATE PROGETTO

1817/CE

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROFESSIONISTI (R.T.P.):

DOTT. ING. ANTONIO D'ARRIGO

DOTT. GEOL. PIERO MERK

DOTT. ING. NICOLA RUSTICA

DOTT. ING. DOMENICO MANGANO

DOTT. ING. AGOSTINO LA ROSA



c/o Sede legale: Studio D'Arrigo s.r.l. Via Gagini n.6 98122 Messina - Tel./Fax. 090364154 - pec: antoniop.darrigo@ingpec.eu - mail: a.darrigo@tiscali.it

COLLABORATORI:

DOTT. ING. MANUELA BARBAGIOVANNI GASPARO

DOTT. ING. CLAUDIA SORCE

DOTT. ING. ALBERTO LO PRESTI

IL DIRIGENTE DEL DIPARTIMENTO 2 - SETTORE 5:

DOTT. ADRIANA TETI

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:

ING. LORENA CALLISTI

COMUNE DI VIBO VALENTIA



DIPARTIMENTO 2 – SETTORE 5

**AGGIORNAMENTO PROGETTO DI SISTEMAZIONE PIAZZALE
CAPANNINA DI VIBO MARINA (LEGGE REGIONALE N. 9/2007 ART. 33)**

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE GEOTECNICA

INDICE

1. GENERALITÀ	3
1.1. PREMESSA	3
1.2. NORMATIVA ADOTTATA	3
1.3. RELAZIONI DI RIFERIMENTO	4
1.4. CRITERI GENERALI SULLA GEOTECNICA DELLE OPERE MARITTIME	4
1.5. INTERAZIONE TERRENO - STRUTTURA	5
1.6. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA	7
1.6.1. CALCOLO GEOTECNICO PER AZIONI STATICHE	7
1.6.2. CALCOLO GEOTECNICO IN PRESENZA DI AZIONI SIMICHE	10
1.7. CALCOLO DELLE AZIONI SISMICHE	10
1.8. CARICO LIMITE	15
1.9. VERIFICA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	16
2. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA DEL SITO	20
2.1. INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO E GEOMORFOLOGIA, GEOLOGIA ED IDROGEOLOGIA LOCALE DELLE AREE IN STUDIO	20
2.1.1. PREMESSA	20
2.1.2. VIBO VALENTIA	21
2.2. TETTONICA, GEOLOGIA E STRATIGRAFIA GENERALE DELLA CALABRIA MERIDIONALE	28
2.3. CLIMATOLOGIA	35
2.4. IDROGEOLOGIA E IDROGRAFIA SUPERFICIALE	36
2.5. CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI LITOTIPI	38
2.5.1. TABELLA DI CALCOLO DELLE CARATTERISTICHE GEOTECNICHE	39
2.6. SISMICA E SISMOLOGIA	40
3. VERIFICHE GEOTECNICHE SULLE OPERE IN PROGETTO	45
3.1. OPERE A GETTATA PREVISTE	45
3.2. FASI COSTRUTTIVE ED ANALISI EVOLUTIVA AD ELEMENTI FINITI	46
3.2.1. TABULATI DI CALCOLO	47
3.3. VERIFICA DEL TERRENO SUL PIANO DI APPOGGIO	54
3.4. VERIFICA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	55
3.4.1. TABELLA DI VERIFICA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	56
4. CONCLUSIONI	58

1. GENERALITÀ

1.1. PREMESSA

La presente Relazione Geotecnica è stata redatta nell'ambito del progetto definitivo per l'“**AGGIORNAMENTO PROGETTO DI SISTEMAZIONE PIAZZALE CAPANNINA DI VIBO MARINA (LEGGE REGIONALE N. 9/2007 ART. 33)**”.

La presente relazione è stata redatta ai sensi del D.P.R. 05/10/2010 n. 207 e s.m.i., nonché delle “*Linee Guida per la progettazione e esecuzione degli interventi*” predisposte dall'ABR del 29/09/2006. In particolare, nella presente relazione si trattano i seguenti temi:

- sintesi degli studi, delle indagini e dei risultati contenuti delle relazioni di riferimento;
- descrizione delle caratteristiche geomorfologiche, geotecniche, tettoniche, ecc. delle aree a mare interessate dalle opere;
- esecuzione dei calcoli e delle verifiche geotecniche per i seguenti aspetti:
 - stabilità locale e globale del complesso opere/terreno di sedime;
 - evoluzione del regime delle tensioni e dei cedimenti in funzione delle reali fasi di esecuzione dell'opera;
 - verifica della capacità portante del terreno di sedime;
 - calcolo del potenziale di liquefazione del terreno di sedime sotto sisma.

1.2. NORMATIVA ADOTTATA

Nei calcoli si sono adottate le seguenti norme:

- **D.M. 14.01.2008:** Norme tecniche per le costruzioni
- **Circ. 02.02.2009 n.ro 617** Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni.

1.3. RELAZIONI DI RIFERIMENTO

Per la redazione della presente relazione geotecnica si è fatto riferimento ai seguenti elaborati e studi:

- **[1] Progetto Preliminare per l'”Intervento integrato per il completamento delle opere di difesa costiera e ricostruzione del litorale (Scogli delle Formiche di Pizzo Calabro)” – ECI10 – I Stralcio Funzionale** - Redatto dal Dipartimento LL.PP. della Regione Calabria per la mitigazione del fenomeno dell'erosione costiera (progettisti: ing. Pierluigi Mancuso, ing. Stefania Romanò, geol. Tiziana La Pietra) – (maggio 2014)
- **[2] Progetto Esecutivo per i “Lavori di protezione dell'abitato della frazione Marina” di Vibo Valentia** – Redatto da A.T.P. ing. A. D'Arrigo, ing. N. Rustica, ing. Domenico Mangano, ing. A. La Rosa, geol. P. Merk (nov. 2008)
- **[3] Master Plan degli interventi di mitigazione del rischio di erosione costiera in Calabria** – A.B.R. Calabria

1.4. CRITERI GENERALI SULLA GEOTECNICA DELLE OPERE MARITTIME

Per una corretta definizione dei problemi connessi con la costruzione di opere marittime occorre in primo luogo considerare che devono essere risolti i problemi della stabilità del complesso opera terreno e quelli connessi con le deformazioni. Per risolvere il primo problema si adottano usualmente modelli plastici, mentre per risolvere il secondo problema si adottano modelli elastici, separando, come di consueto, i due aspetti dell'interazione terreno struttura.

Il progetto dell'opera, dal punto di vista geotecnico, deve essere sviluppato in modo che i coefficienti di sicurezza rispetto alla rottura del terreno e allo slittamento sul piano di posa devono essere sufficientemente elevati anche in condizioni di onde estreme per effetto delle azioni orizzontali da queste provocate.

Si deve garantire inoltre la protezione del fondo contro lo scalzamento causato da correnti o dall'azione del moto ondoso.

Nel caso di opere indeformabili gli spostamenti verticali e orizzontali devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera anche in condizioni di onde estreme e la struttura di fondazione deve essere progettata in modo che sia sempre garantito il contatto tra la struttura e il terreno anche in condizioni di onde estreme.

Riferendoci al problema della stabilità, deve essere garantita tale stabilità dell'opera nei confronti del terreno di fondazione, ma più in generale deve essere garantita la stabilità della zona.

La stabilità del complesso opera terreno è eseguita con i metodi dell'equilibrio limite globale per le opere deformabili, quali le barriere di scogli, che agiscono sul terreno come carichi verticali in quanto le azioni orizzontali dovute al moto ondoso sono assorbite dalla struttura stessa. Alle opere a gettata in progetto vengono assegnate le seguenti caratteristiche geotecniche:

▪ pietrame	$\gamma = 1.80 \text{ ton/mc}$	$\varphi = 35^\circ$
▪ scogli	$\gamma = 2.00 \text{ ton/mc}$	$\varphi = 45^\circ$

mentre per il terreno si fa riferimento ai risultati delle indagini in sito ed alle relazioni di riferimento [1] e [2]. I terreni che costituiscono il substrato nel nostro caso sono terreni granulari per cui la verifica deve essere eseguita in termini di pressioni efficaci.

Le deformazioni delle opere a mare possono anche essere elevate in funzioni delle caratteristiche dei terreni che costituiscono gli strati di fondazione. Nel caso di opere deformabili la valutazione dei cedimenti può essere eseguita con il metodo edometrico. In terreni sabbiosi il cedimento è immediato per cui ciò non comporta problemi per la funzionalità dell'opera. Per le opere deformabili il cedimento differenziale può compromettere la funzionalità dell'opera. Per il calcolo dei cedimenti occorre tenere in conto sia le azioni verticali che quelle orizzontali dovute all'azione del moto ondoso. La progressiva diminuzione della porosità può provocare deformazioni del terreno gradualmente crescenti. Anche in questo caso il metodo utilizzato è il metodo edometrico che permette di determinare i cedimenti del terreno sotto il carico dell'opera deformabile da realizzare.

1.5. INTERAZIONE TERRENO - STRUTTURA

La analisi geotecnica relativa all'evoluzione del regime delle tensioni e dei cedimenti connesse con le reali fasi di esecuzione dell'opera in oggetto è eseguita conducendo l'analisi con un programma di calcolo particolarmente studiato per l'analisi delle deformazioni e per la stabilità delle strutture dell'ingegneria geotecnica, PLAXIS, sviluppato in Olanda presso l'Università di Delft, in stretta collaborazione con le

Università di Stuttgart (Germania), Grenoble (Francia), Oxford (Inghilterra), Graz (Austria), Colorado e Massachusetts (USA).

Il programma consente di rappresentare realisticamente il comportamento dei terreni mediante l'impiego di modelli costitutivi avanzati di tipo non lineare ed è capace di caratterizzare il loro comportamento differito nel tempo.

Inoltre, tenuto conto che il terreno è generalmente un materiale multifase, è possibile tenere conto delle pressioni idrostatiche dovute alla presenza di acqua.

Poiché la progettazione geotecnica generalmente prevede la realizzazione di opere di contenimento, il programma utilizzato consente di studiare il comportamento complessivo del sistema terreno-struttura, tenendo conto dell'interazione tra i due sottosistemi componenti. Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei modelli di calcolo.

Modello ad elementi finiti

La struttura è studiata considerando il problema in stato piano di deformazione. Il modello permette la discretizzazione degli elementi caratteristici utilizzando il metodo degli elementi finiti compatibili a comportamento non lineare. Il sistema permette la modellazione impiegando diversi tipi di elementi finiti per rappresentare i diversi componenti. In particolare:

- Terreno: può essere rappresentato mediante elementi finiti a forma triangolare a 6 nodi, con 3 punti di Gauss utilizzati per le integrazioni numeriche e nei quali si valutano le tensioni. La mesh ad elementi finiti viene automaticamente costruita, una volta definite le stratificazioni del terreno, ed è possibile attuare un processo di "refinement" della mesh, in funzione degli scopi e della accuratezza richiesta.
- Paratie: si possono utilizzare elementi finiti di tipo "beam" a due nodi e 6 gradi di libertà (3 per ogni nodo, due traslazioni e una rotazione) con comportamento basato sull'ipotesi della trave di Mindlin, che tiene conto sia delle deformazioni flessionali, che di quelle taglianti, nonché di quelle estensionali.
- Ancoraggi: si possono utilizzare elementi finiti di tipo "truss" a comportamento estensionale per modellare la parte libera dei tiranti, accoppiando un elemento finito di tipo "geotessile" per rappresentare il bulbo di ancoraggio, avente comportamento ancora estensionale. Entrambi gli elementi sono a due nodi.
- Interfacce: si utilizzano per rappresentare l'interazione tra la struttura ed il terreno e tengono conto del fattore di riduzione della resistenza all'interfaccia che mette in relazione la resistenza all'interfaccia (adesione e attrito della paratia) con la resistenza

del terreno (coesione e angolo di attrito). Si utilizzano per esse dei particolari elementi finiti a 6 nodi di spessore nullo.

Modelli costitutivi del terreno e della struttura

Il software utilizzato prevede una modellazione costitutiva differenziata per il terreno e per i vari elementi costituenti la struttura. In particolare:

➤ Terreno/opere a gettata: per esso si è assunto un comportamento elasto-plastico non lineare, con superficie di rottura alla Mohr-Coulomb. In tal caso, le caratteristiche del terreno per ogni stratificazione sono costituite da:

- coesione (c)
- angolo di attrito interno (ϕ)
- modulo elastico longitudinale di Young (E)
- coeff. di contrazione laterale di Poisson ($1/\nu$)
- Il peso per unità di volume (γ)

➤ Struttura: il comportamento del materiale costituente un'eventuale struttura qualora presente si è assunto di tipo elastico, con i seguenti parametri necessari per definirlo:

- modulo elastico longitudinale di Young (E)
- coeff. di contrazione laterale di Poisson ($1/\nu$)
- area della sezione trasversale (A)
- momento d'inerzia della sezione trasversale (I)
- il peso per unità di area (w)

Tali parametri consentono tra l'altro di valutare la rigidezza assiale (EA) e la rigidezza flessionale (EI).

➤ Geotessile e ancoraggi: assunto il comportamento elastico, i parametri sono:

- modulo elastico longitudinale di Young (E)
- area della sezione trasversale (A)
- coeff. di contrazione laterale di Poisson ($1/\nu$)

che consentono tra l'altro di valutare la rigidezza assiale (EA).

1.6. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA

1.6.1. CALCOLO GEOTECNICO PER AZIONI STATICHE

Le verifiche geotecniche delle strutture soggette ad azioni non sismiche devono essere eseguite agli stati limite ultimi (SLU) e agli stati limite di esercizio (SLE).

La verifica allo SLU è rispettata se:

$$E_d \leq R_d$$

ove E_d è il valore di progetto dell'azione e R_d è il valore di progetto delle resistenze.

Le azioni vanno assunte secondo la relazione:

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

o, in alternativa, secondo la relazione:

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

a seconda che si adotti l'Approccio 1 o l'Approccio 2 di cui si tratterà nel seguito.

La resistenza R_d è determinata in modo analitico secondo la relazione:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Nelle espressioni sopra riportate, γ_F sono i coefficienti parziali relativi alle azioni (Tabella 6.2.I D.M. 14/01/2008), F_k sono le azioni di calcolo, X_k sono i parametri geotecnici di progetto, γ_M sono i coefficienti parziali relativi ai parametri del terreno (Tabella 6.2.II D.M. 14/01/2008), a_d è la geometria di progetto.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

Tabella 1 - Tabella 6.2.I D.M. 14/01/2008

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

Tabella 2 - Tabella 6.2.II D.M. 14/01/2008

Il calcolo di R_d dovrà, inoltre tenere conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati caso per caso dalla Norma per ciascun tipo di opera.

La verifica allo SLU deve essere attuata adottando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali da applicarsi sulle azioni (A1, A2), sui parametri geotecnici (M1, M2) e sulle resistenze (R1, R2, R3). Le modalità di combinazione dei coefficienti sono funzione di dell'approccio progettuale scelto tra due possibili distinti ed alternativi.

Nell'Approccio 1 si opereranno due differenti combinazioni di cui la prima è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale, mentre la seconda è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento geotecnico.

Nell'Approccio 2, viceversa, è prevista un'unica combinazione valida sia ai fini strutturali che geotecnici.

In particolare, le combinazioni possibili saranno sempre riconducibili alle forme:

- Approccio 1:
 - Combinazione 1: (EQU-A1+M1+R1)
 - Combinazione 2: (EQU-A2+M2+R2)
- Approccio 2:
 - Combinazione unica: (EQU-A1+M1+R3)

ma potranno essere prescritti in maniera differente - caso per caso - sia i coefficienti R1, R2, R3, sia, eventualmente l'obbligo di eseguire la verifica secondo una specifica delle combinazioni sopra riportate.

La verifica allo SLE per azioni non sismiche è rispettata se:

$$E_d \leq C_d$$

in cui C_d è il valore limite prescritto dell'effetto delle azioni che può portare ad una fuoriuscita dal servizio delle strutture in elevazione, da stabilirsi caso per caso.

1.6.2. CALCOLO GEOTECNICO IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE

Le verifiche delle strutture e geotecniche soggette ad azioni sismiche devono essere eseguite agli stati limite ultimi (SLU) e agli stati limite di danno (SLD).

In presenza di azioni sismiche, la verifica allo SLU non è dissimile da quella in assenza di sisma, ma va effettuata ponendo i coefficienti sulle azioni sempre pari a $\gamma_F = 1$ e continuando ad assumere i valori dei coefficienti parziali sui parametri geotecnici e sulle resistenze per come sono tabellati nella normativa.

La verifica allo SLD consiste nel valutare le deformazioni permanenti indotte dal sisma e nel verificare che esse siano compatibili con la funzionalità delle strutture di elevazione.

1.7. **CALCOLO DELLE AZIONI SISMICHE**

Nel seguito, le azioni sismiche saranno determinate secondo un approccio pseudostatico, ovvero facendola corrispondere ad un'azione statica equivalente costante nello spazio e nel tempo proporzionale alla massa sismica dell'opera, all'eventuale cuneo di terreno in stato di equilibrio limite attivo, e dagli eventuali sovraccarichi agenti sul cuneo suddetto.

Nell'analisi pseudo-statica l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali date dal prodotto della forze di gravità per un coefficiente sismico:

$$F_h = \pm k_h W$$

$$F_v = \pm k_v W$$

La componente verticale dell'azione sismica deve essere considerata agente verso l'alto o verso il basso in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli. I coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v che interessano tutte le masse devono essere calcolati con le relazioni:

$$k_h = \beta^*(a_{max}/g)$$

$$k_v = 0.5 k_h$$

in cui a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito, mentre g è l'accelerazione di gravità e β è un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, ed è tabellato in funzione del tipo di analisi svolta.

	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

Tabella 3 - Coeff. di riduzione β_s per verifiche di Stabilità Globale
Tabella 7.11.I D.M. 14/01/2008

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Tabella 4 - Coeff. di riduzione β_m per il calcolo dei muri di sostegno¹
Tabella 7.11.II D.M. 14/01/2008

Il valore di a_{\max} può essere determinato in funzione delle caratteristiche sismiche del sito (a_g) e ad effetti locali legati principalmente alla stratigrafia dell'ammasso ed alla sua topografia, secondo la relazione:

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

Nella precedente espressione il valore di a_g - accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale - va determinato in accordo al par. 3.2 del D.M. 14/01/2008 in funzione dei seguenti elementi:

- Pericolosità Sismica di base del sito;
- Classe d'Uso dell'opera, variabile tra I e IV, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso;
- Vita Nominale dell'opera (V_N), ovvero del numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata allo scopo per la quale è destinata (Tab. 2.4.I D. M. 14/01/2008);

¹ Per i muri che non sono in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno si assume $\beta_m=1$

- Periodo di Riferimento (V_R), ottenuto applicando il coefficiente C_U tabellato in funzione della Classe d'Uso (Tab. 2.4.II D. M. 14/01/2008); ($V_R = V_N \cdot C_U$)
- Categoria di Sottosuolo (Tabb. 3.2.II-3.2.III D. M. 14/01/2008);
- Probabilità di superamento nel periodo di riferimento (P_{VR}), al variare dello stato limite considerato (Tab. 3.2.I D. M. 14/01/2008).

<i>Classe I:</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<i>Classe II:</i>	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.
<i>Classe III:</i>	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.
<i>Classe IV:</i>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tabella 5 - Classi d'Uso delle opera - par. 2.4.2 D.M. 14/01/2008

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

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

Tabella 6 - Tabella 2.4.II D.M. 14/01/2008

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

¹ Le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni.

Tabella 7 - Tabella 2.4.I D.M. 14/01/2008

Stati Limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 8 - Tabella 3.2.I D.M. 14/01/2008

(SLO – Stato limite di operatività)
(SLD – Stato limite di danno)
(SLV – Stato limite di salvaguardia della vita)
(SLC – Stato limite di prevenzione del collasso)

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Tabella 9 - Tabelle 3.2.I e 3.2.II D.M. 14/01/2008

Nella stessa espressione, S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tabella 3.2.V del D.M. 14/01/2008), mentre S_T è il coefficiente di amplificazione topografica (Tabelle 3.2.I e 3.2.VI del D.M. 14/01/2008).

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

Tabella 10 - Tabella 3.2.IV D.M. 14/01/2008

Categoria sottosuolo	S_s
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$

Tabella 11 - Tabella 3.2.V D.M. 14/01/2008

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 del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 12 - Tabella 3.2.VI D.M. 14/01/2008

Nel caso in esame, si ha:

- Classe d'Uso dell'opera: Classe = II
- Vita Nominale dell'opera V_N = 50 anni
- Categoria di Sottosuolo Cat. = C

L'applicazione dei parametri sopra indicati ha portato, per il sito in oggetto (lat. 38.7179127, long. 16.1173174) ai seguenti risultati in termini di a_g :



Figura 1 - Caratterizzazione sismica del sito (Dati STS Software Tecnico Scientifico)

La Norma (par. 7.11.4) prevede che si utilizzi lo Stato Limite per salvaguardia della Vita per cui si ha $a_g/g = 0.267$ e $F_o = 2.425$. Ponendo inoltre:

- Coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S = 1.31$
- Coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1.00$

si ottiene:

$$a_{\max}/g = 1.31 * 1.00 * 0.267 = 0.350$$

per cui, i coefficienti di intensità sismica valgono:

- **Opera a gettata:** $k_h = \beta_s * (a_{\max}/g) = 0.31 * 0.350 = 0.109$
 $k_v = \pm 0.5 k_h = 0.50 * 0.109 = 0.0545$

Nelle analisi eseguite, l'azione sismica è stata valutata in maniera automatica dal programma di calcolo, in uniformità con quanto sopra riportato, avendo provveduto ad applicare i coefficienti sopra riportati alle masse dei terreni e delle opere previste, previa caratterizzazione dei terreni in sito, dei materiali costituenti le opere, della geometria del modello e del grado di sismicità dell'area in oggetto.

1.8. CARICO LIMITE

Per la valutazione del coefficiente di sicurezza nei confronti della capacità portante del terreno di sedime delle opere, si determina il valore del carico ammissibile sul terreno di fondazione. Il carico limite per fondazioni superficiali vale:

$$q_{lim} = c * N_c + \gamma_1 * D * N_q + \gamma_2 * B * N_\gamma / 2$$

in cui c è la coesione, γ_1 il peso dell'unità di volume del materiale di riempimento, γ_2 il peso dell'unità di volume del terreno di fondazione, D l'affondamento della fondazione rispetto al piano di campagna, B la base della fondazione, N_c , N_q ed N_γ parametri adimensionali funzione dell'angolo di attrito interno. Nell'applicazione dei parametri geotecnici vanno tenuti in conto i coefficienti parziali riduttivi γ_M delle colonne $M1$ e/o $M2$ di cui al par. 1.6.1.

La portanza di calcolo del terreno per il confronto con le tensioni agenti ottenute dall'applicazione dell'Approccio 1 ($A1+M1$; $A2+M2$) o dall'Approccio 2 ($A1+M1$), si ricava dividendo il valore di q_{lim} calcolato per il coefficiente riduttivo γ_R che assume valori ($R1$, $R2$) nel caso dell'Approccio 1 ed $R3$ nel caso dell'Approccio 2, ovvero:

$$q_d = q_{lim}/\gamma_R$$

Si dovrà in ogni caso verificare che le tensioni massime sul terreno σ_{max} rispettino la seguente condizione:

$$\sigma_{max} \leq q_d$$

Da osservare infine che, come riportato nel par. 1.6.2, nel caso delle azioni sismiche le tensioni sul terreno vanno calcolate ponendo sempre $A1=A2=1,00$.

1.9. VERIFICA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Trattandosi di terreni sabbiosi saturi d'acqua, in presenza di una variazione dello stato tenso-deformativo che avvenga con tale rapidità da non consentire un contemporaneo apprezzabile drenaggio dell'acqua può verificarsi il fenomeno della liquefazione delle sabbie sature.

Le condizioni di carattere geotecnico e le sollecitazioni indotte, possono in questi casi combinarsi in modo che la resistenza a taglio della sabbia diminuisca fino ad un limite inferiore che in alcuni casi può anche essere nullo.

La verifica che si esegue consiste nella determinazione del potenziale di liquefazione delle sabbie, ovvero la loro suscettività a presentare il fenomeno della liquefazione in condizioni sismiche.

La verifica può essere eseguita con diversi metodi ed in particolare vengono esposti di seguito i più comuni che possono essere utilizzati nella verifica a liquefazione.

Criterio del Chinese Building Code

Il Chinese National Code of Aseismic Design for Building (1974) presenta un metodo empirico per la valutazione della liquefacibilità di un deposito sabbioso sotto falda basato sull'utilizzo della prova SPT.

Il criterio consente di calcolare, in funzione del sisma di progetto, il numero di colpi SPT critico dello strato sabbioso con la relazione:

$$N_{cr} = N_o * [0.90 + 0.10 * (d_s - d_w)] * \sqrt{3/p_c}$$

in cui:

- N_o = parametro funzione del sisma di progetto secondo la relazione empirica $N_o = 43.81 * a_g + 3$ in cui a_g è l'accelerazione sismica riferita alla accelerazione di gravità;
- d_s = profondità media dello strato sabbioso saturo (m);
- d_w = profondità media della falda (m);
- p_c = percentuale di fine presente $d \leq 0.005$ mm nello strato [se $p_c(\%) < 3$ porre $p_c(\%) = 3$]

Il numero di colpi critico calcolato deve essere quindi confrontato con il numero di colpi effettivamente misurato: per $N_{misurato} < N_{cr}$ lo strato è liquefacibile.

Metodi semplificati

Tutti i metodi semplificati permettono di esprimere la suscettività alla liquefazione del deposito attraverso un coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto fra la resistenza a taglio mobilitabile nello strato (R) e lo sforzo tagliante indotto dal sisma (T). Il coefficiente di sicurezza è quindi dato da

$$\mu_1 = R/T \quad [1.8.1]$$

Un deposito è suscettibile di liquefazione se il coefficiente μ_1 è minore di 1.

La grandezza T dipende dai parametri del sisma di progetto quali accelerazione sismica e magnitudo, mentre il valore di R è funzione delle caratteristiche meccaniche dello strato, principalmente del suo addensamento e può essere ricavato direttamente attraverso correlazioni con le prove penetrometriche dinamiche, statiche o con valori delle onde S ricavati da stendimenti di sismica a rifrazione. Il calcolo di T viene eseguito mediante la relazione:

$$T = 0.65 \times (a_{max}/g) \times (\sigma_{vo}/\sigma'_{vo}) \times r_d \times (1/MSF)$$

dove:

- a_{max} è l'accelerazione sismica massima;
- g è l'accelerazione di gravità 9.81 m/sec^2 ;

- σ_{vo} è la tensione totale alla profondità z dal p.c.;
- σ_{vo}' è la tensione efficace alla profondità z dal p.c.;
- r_d è un coefficiente funzione della profondità dal p.c. valutabile secondo il seguente schema:
 - $r_d = 1 - 0.00765 \times z$ per $z \leq 9.15$ m
 - $r_d = 1.174 - 0.0267 \times z$ per $9.15 < z \leq 23$ m
 - $r_d = 0.774 - 0.008 \times z$ per $23 < z \leq 30$ m
 - $r_d = 0.5$ per $z > 30$ m
- MSF è un fattore correttivo funzione della magnitudo del sisma

Il valore MSF si può ricavare con la relazione

$$MSF = (M/7.5)^{3.3} \quad \text{se } M \leq 7.5$$

$$MSF = 10^{2.24/M} / M^{2.56} \quad \text{se } M > 7.5$$

I dati del sisma di progetto possono essere ricavati attraverso l'analisi probabilistica dei dati del Catalogo Sismico Nazionale. In particolare si fa riferimento alla magnitudo massima attesa nella zona sismogenetica di competenza, ricavabile dalla tabella 6 del Rapporto Conclusivo della Mappa di Pericolosità Sismica INGV.

Il calcolo da prove penetrometriche dinamiche secondo il metodo di Seed e Idriss (1982) è eseguito stimando la resistenza alla liquefazione con la seguente formula:

$$R = N_a / 90$$

con

$$N_a = N_{spt} \times 1.7 / (\sigma_v + 0.70) + N_1$$

in cui σ_v è la tensione verticale efficace, $N_1 = 0$ se $d_{50}(\text{mm}) > 0.25$ e $N_1 = 7.5$ se $d_{50}(\text{mm}) \leq 0.25$. Il coefficiente di sicurezza definito dalla [1.8.1] deve essere maggiore di 1.3.

Il metodo di Tokimatsu & Yoshimi, inserito nella proposta di normativa sismica del GNDT prevede che la resistenza alla liquefazione sia ottenuta con la relazione:

$$R = 0.26 \times [0.16 \times \sqrt{N_a} + (0.21 \times \sqrt{N_a})^{14}]$$

in cui

$$N_a = N_{spt} * 1.7 / (\sigma_v + 0.70) + N_1$$

in cui σ_v' (kg/cmq) è la pressione verticale efficace ed N_1 si pone pari a 0 per una percentuale di fine minore del 5% e pari a $N_1 = 10 \times p_c + 4$ per una percentuale di fine maggiore uguale al 5%.

Il metodo di Iwasaki (1984) prevede che la resistenza alla liquefazione sia data dalla relazione:

$$R = 0.0882 \times N_{spt} \times \sqrt{(\sigma_v' + 0.70)} + 0.225 \times \text{Log}(0.35/d_{50})$$

valida per $d_{50} < 0.6$ mm. Per valori di $d_{50} \geq 0.6$ mm la resistenza alla liquefazione assume il valore:

$$R = 0.0882 * N_{spt} * \sqrt{(\sigma_v' + 0.70)} - 0.05$$

2. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

2.1. INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO E GEOMORFOLOGIA, GEOLOGIA ED IDROGEOLOGIA LOCALE DELLE AREE IN STUDIO

2.1.1. PREMESSA

Tutte le aree in studio ricadono nel settore meridionale dell'unità fisiografica (Tav. 1) compresa fra Capo Vaticano a sud e Capo Bonifati a nord, che sottende una corda pari ad oltre 102. km ubicata in cartografia IGMI ai F° 245 I NE bis tavoletta "Tropea" e 241 III SE tavoletta "Vibo Valentia" scala 1:25.000 e 241 II SW tavoletta "Briatico".

In particolare le aree in studio ricadono al margine meridionale della sub-unità fisiografica denominata Golfo di S. Eufemia compresa fra Capo Suvero e Capo Cozzo (tav. 1) ubicate nel quadrato centichilometrico UTM (WGS84) nella zona 33S WC.



Tav. 1 - Localizzazione degli interventi
H = 50 Km

Figura 2 – Tav. 1 – Localizzazione degli interventi per tutta l'unità fisiografica

Infatti il Golfo di S. Eufemia s.s. è delimitato grosso modo a nord dal complesso inerodibile di Capo Suvero e a sud dal complesso inerodibile di Capo Cozzo.

Ma in effetti Capo Suvero è l'inizio dell'elemento inerodibile esteso che delimita a nord l'unità fisiografica di S. Eufemia s.s., mentre tutta l'unità realmente termina presso Amantea a circa 25 km a nord determinando altre due subunità fisiografiche inserite nel contesto più ampio del settore settentrionale del Golfo di S. Eufemia.

Tali unità sono costituite dalle unità tettoniche rigide a carattere ofiolitifero come l'unità del Frido e filladico come l'unità di Bagni e solo presso quote topografiche minori sono presenti le litologie più erodibili tortoniane e plioceniche che consentono all'azione del mare di produrre le due sub unità fisiografiche individuate fra Capo Cozzo ed Amantea.

A supporto di tale ipotesi è possibile osservare una discreta simmetria con il settore più meridionale e che interessa il presente studio dove il Golfo di S. Eufemia s.s. termina a Capo Cozzo inteso come elemento inerodibile, ma realmente l'unità fisiografica termina presso Capo Vaticano a circa 20 km dove insistono le unità cristalline dell'arco calabro peloritano.

Quindi in definitiva l'unità fisiografica ha la sua espressione più marcata rappresentata dal Golfo determinato dall'azione erosiva del mare in seno a formazioni giovani sia in termini di età che di tessitura a resistenza bassa, ma in effetti tutta l'unità fisiografica comprende anche formazioni litoidi più antiche dotate di tessitura più resistente.

I tratti di litorale in studio sono ubicati lungo il margine meridionale della UF (Tav. 1), ed in particolare due tratti sono localizzati sulla spiaggia del Convento a Tropea per un totale di 1.356 m, due tratti sono localizzati sulla spiaggia di Michelino a Parghelia per un totale di 1.497 m, un tratto è localizzato sul litorale a punta Zambrone presso l'omonima località per un totale di 1.452 m, poi è stato studiato specificatamente tutto il tratto di litorale antistante Vibo Valentia da Bivona al Porto di S. Venere incluso (Tav. 2) per un totale di 4.307 m, e su due tratti di costa, uno presso l'approdo di Pizzo Calabro e uno poco a nord per un totale di 1.970 m. Complessivamente trattasi di 8 rilevamenti per un totale di 10.582 m.

Per il caso in oggetto si riporta lo studio relativo al litorale di Vibo Valentia.

2.1.2. VIBO VALENTIA

La zona litorale di Vibo Valentia (Tavv. 2 e 11) insiste sull'ampio edificio alluvionale costituito dai tre torrenti Candrilli, Trainito e S. Anna che, sebbene siano torrenti ben

distinti nei loro alvei, hanno costituito un unico corpo deposizionale alle foci fornendo così un apporto solido.

Tale apporto solido, nonostante la presenza del paraggio di sopraflutto del porto che avrebbe potuto favorire l'accumulo dei sedimenti, procedendo il verso di corrente da ovest verso est, non ha avuto tale effetto se non in modo molto limitato, a causa dell'attività erosiva prevalente esercitata sul litorale in rapporto agli apporti solidi provenienti dai tre torrenti che di fatto sono scarsi a causa delle opere antropiche realizzate sul litorale soprattutto a Bivona e nonostante le barriere realizzate a ridosso del litorale in erosione.



Tav. 2 - Ubicazione area di Vibo Valentia in studio
H = 4 Km

Figura 3 – Tav. 2 – Litorale in corrispondenza di Vibo Valentia



Tav. 11 - Inquadramento topografico di Vibo Valentia
241 III SE tavoletta "Vibo Valentia"

Figura 4 – Tav. 11 – Litorale di Vibo Valentia – Tavoletta IGM

E la tendenza evolutiva del litorale è ampiamente riscontrabile dall'analisi del fondale che evidenzia come il moto ondoso sta spianando la barra soffolta naturale antistante il sito di Bivona e che ancora riesce a smorzare il moto ondoso, mentre tale azione è già stata completata sul litorale che procede da Bivona al Porto, dove, in mancanza di tale ostacolo, il moto ondoso ormai esercita la sua pressione con gli effetti demolitori sui manufatti antropici. Tale circostanza è ben evidente dall'analisi dell'andamento della linea di riva esposto nella Fig. 5.



Figura 5 – Andamento della linea di riva

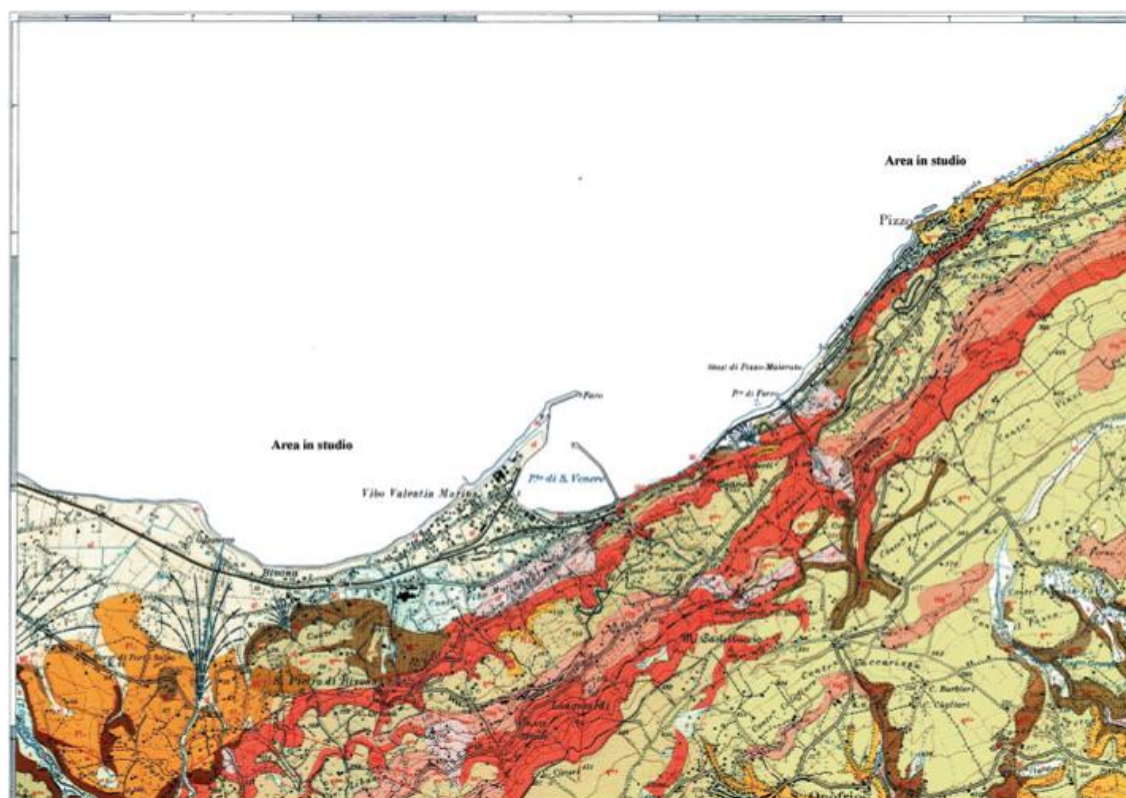
Specificatamente, lo studio geologico dell'area non può non tenere conto della geologia di superficie litoranea ed in generale di tutta l'unità fisiografica ed in particolare della geologia dei terreni presenti a monte dell'unità in studio con la quale la costituzione del fondale è intimamente connessa.

Nella Tav. 16 è esposta la geologia di superficie dell'area litorale e dei rilievi retrostanti. Dalle carte e dagli studi esaminati si può affermare che tutto il sistema litorale che corre da Capo Vaticano a Pizzo Calabro, è costituito da un sistema di terrazzamenti marini quaternari su diversi livelli che vanno da quote elevate fino anche 400 m s.l.m.m. fin sotto la superficie del mare a -3.50 m -4.50 m s.l.m.m. e probabilmente sono presenti anche altri livelli a batimetrie maggiori (Fig. 7 - Carta strutturale dell'area di Capo Vaticano e del Mar Tirreno - Trincardi et al. 1987)

Tali terrazzi marini, di cui le prospezioni indicano la presenza fino a quote di qualche centinaio di metri sotto il livello del mare nell'area di Capo Vaticano, rappresentano i resti relitti di stasi eustatiche sotto forma di piattaforme abrasione marina.

Il raccordo tra l'altopiano che culmina con il Monte Poro (707 m s.l.m.m.) e il mare è costituito da diversi ordini di terrazzi marini a diversa ampiezza che testimoniano le fasi di regressione marina e di sollevamento orogenico del sistema Appenninico.

Alla pagina seguente è esposta una esaustiva mappatura dei terrazzamenti di cui sopra a cura di Cucci e Tertulliani del 2006 (Fig. 9).



Tav. 16 - Stralcio di carta geologica di Vibo Valentia e Pizzo Calabro
241 III SE tavoletta "Vibo Valentia"

Figura 6 – Carta Geologica di superficie

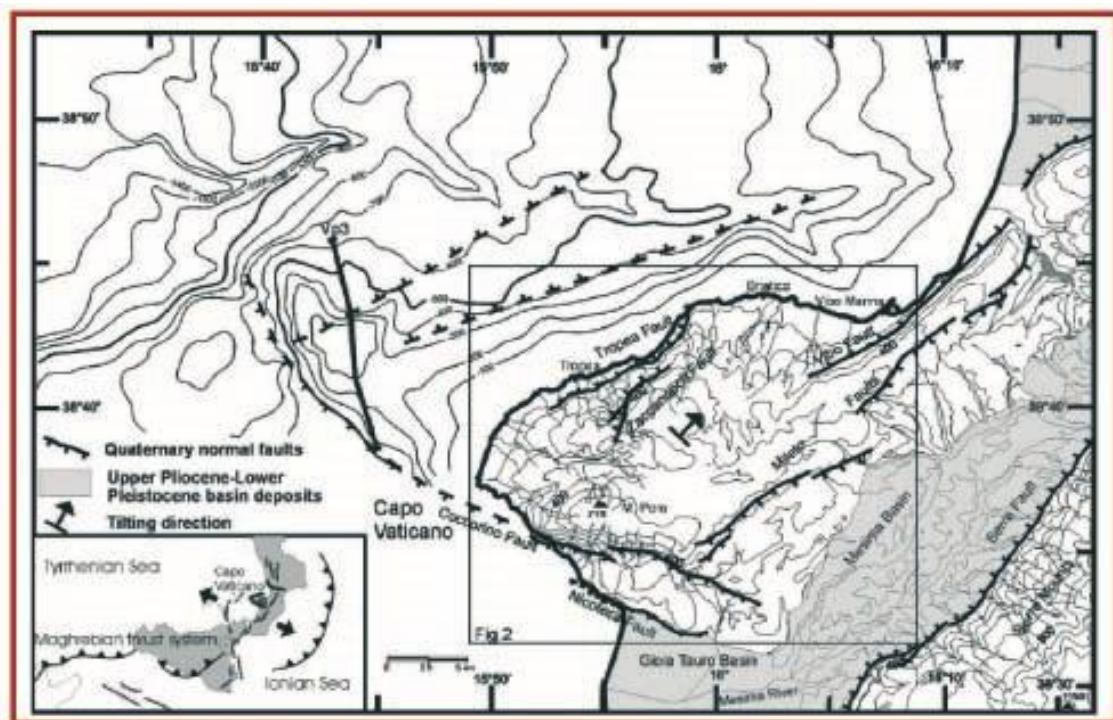


Figura 7 – Carta Strutturale di Capo Vaticano e del Mar Tirreno – Trincardi e altri 1987

Sui diversi di tali ordini di terrazzamenti, come già esposto, si trovano ubicati, partendo dall'alto, diversi centri abitati fra cui Spilinga, Caria, Zaccanopoli, Brattirò, Ricadi, Zambrone, San Costantino.

In particolare, il terrazzo denominato dagli autori, T1 posto tra 50- 80 m s.l.m., in corrispondenza con la zona di Briatico, costituisce la fascia a lieve pendenza su cui insistono Tropea, Parghelia e Santa Domenica di Ricadi. Questo terrazzamento poi, corre verso est terminando lungo la costa con una falesia quasi verticale sugli arenili che è stata esaminata ai paragrafi precedenti.

Stratigraficamente, nell'area in studio, dall'alto verso il basso sono presenti recenti depositi di litorale giacenti su alluvioni recenti. Su di questi sono stati osservati depositi derivanti da fenomenologie di dilavamento e soliflusso che hanno interessato soprattutto le formazioni site a monte mischiando tali prodotti con i sedimenti di genesi alluvionale.

In tal senso la presenza di vistosi conoidi di deiezione fornisce un supporto a tali ipotesi come spiega anche la diffusa presenza di residui misti di materiali di genesi diversa più antichi. I terreni descritti hanno età olocenica fino a pleistocenica.

Questi ultimi terreni sono localizzati in C.da Casette insieme a depositi continentali rossastri costituiti da conglomerati di ciottolame di genesi cristallina in matrice sabbiosa grossolana a scarsa resistenza ed elevata permeabilità.

In posizione stratigraficamente sottostante stanno le argille e silt miste a sabbie grossolane a scarsa resistenza all'erosione e a bassa permeabilità di età pliocenica localizzate ad occidente nella zona del Borgo di Porto Salvo.

Infine, in posizione stratigraficamente inferiore, si rinvennero localizzati topograficamente più a monte con un andamento grossomodo SW – NE, le formazioni metamorfiche costituite da scisti e gneiss con quarzo, mica biotite e granati a grana mista con una elevata resistenza meccanica e bassa permeabilità. Tale costituzione delle formazioni riprende quanto già esposto nei casi precedenti.

Analizzando più specificatamente il tratto di litorale in studio, che nel tratto che corre dal pennello sito ad Est prima del complesso portuale fino al torrente Bivona ad ovest si osserva che il sistema è costituito sostanzialmente da una zona morfologicamente definibile come una baia la cui tendenza evolutiva è verso un approfondimento a causa di fenomeni erosivi. La spiaggia associata a questa baia presenta settori variabili a seconda delle strutture antropiche che la interessano e che ne condizionano le caratteristiche. E' importante tenere presente che laddove vengono imposte variazioni alla morfologia dei litorali facilmente cambiano le condizioni meccaniche dei regimi litorali per cui si instaurano fenomenologie depositive o erosive. Nei settori in deposizione la spiaggia si può definire poco acclive con valori variabili a seconda della larghezza fra 2% e 3% .

Nei settori invece dove sono state localizzate fenomenologie erosive, risulta che la spiaggia diventa più acclive (dal 4% ad oltre il 6%) fino ad annullarsi verso l'interno dove sono state posizionate massicciate e/o palancolate per protezione (Fig. 8)



Figura 8 - Litorale protetto da palanconate di protezione mista

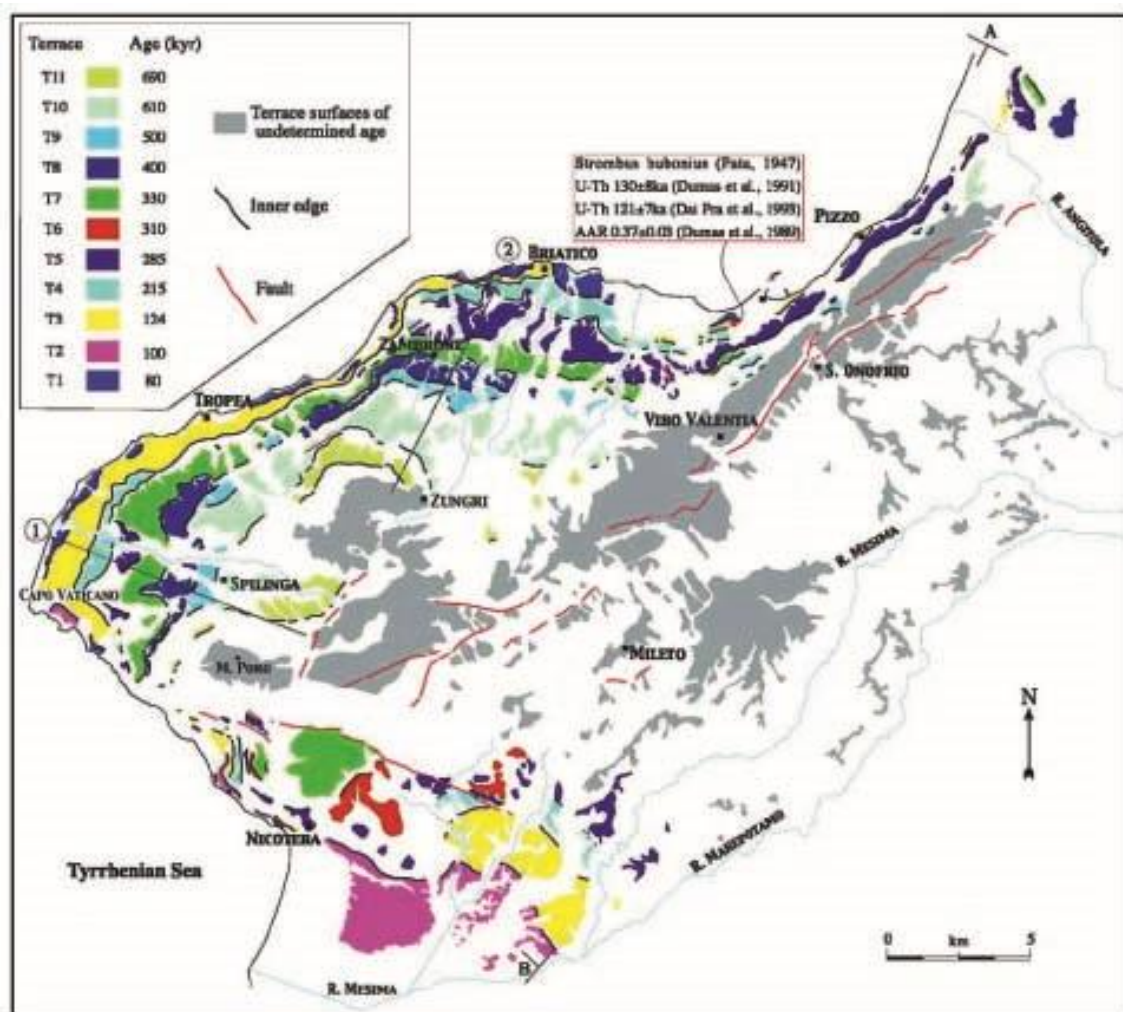


Figura 9 – Mappatura dei terrazzamenti – Cucci e Tertulliani - (2006)

In effetti la fascia litorale si estenderebbe verso monte, ma la presenza della strada ha interrotto la continuità della fascia in studio che allo stato attuale in alcuni punti si ferma in alcuni settori proprio sulla strada.

Nel settore più occidentale invece è presente una zona di litorale piuttosto ampia anche se l'acclività fino alla prima berma, configurabile come berma di tempesta, presenta valori più elevati.

Tale circostanza denota una maggiore forza del moto ondoso e una certa resistenza e questa ipotesi sembra confermata dalle analisi di laboratorio dei sedimenti esposte alla relazione sedimentologica.

Infine, dal punto di vista idrogeologico come già detto, la zona è caratterizzata dagli edifici alluvionali costituito dai tre torrenti Candrilli, Trainito e S. Anna che, sebbene siano torrenti ben distinti nei loro alvei, hanno costituito un unico corpo deposizionale alle foci formando così una formazione alluvionale contigua che parte dalla Fiumara

Spadaro che sfocia in C.da S. Giorgio presso Briatico fino ad arrivare al porto di S: Venere. Soprattutto i fiumi Candrilli e S. Anna presentano grossi conoidi di deiezione. Le caratteristiche meccaniche dei litotipi interessati sostanzialmente presentano valori analoghi a quelli misurati negli studi di cui ai paragrafi precedenti.

2.2. TETTONICA, GEOLOGIA E STRATIGRAFIA GENERALE DELLA CALABRIA MERIDIONALE

Il territorio in studio, strutturalmente ricade nell'ambito complesso dell'Arco Calabro Peloritano inserito in un complesso orogenico ben più ampio denominato appenninico - maghrebide che corre dall'Africa nord occidentale fino oltre la catena alpina arrivando fino alla catena Himalayana.

Questo sistema, dopo l'apertura del Mar Tirreno si è spostato verso SE, in sovrapposizione ad un altro elemento strutturale denominato Wadati - Benioff che sta in subduzione con immersione verso NW.

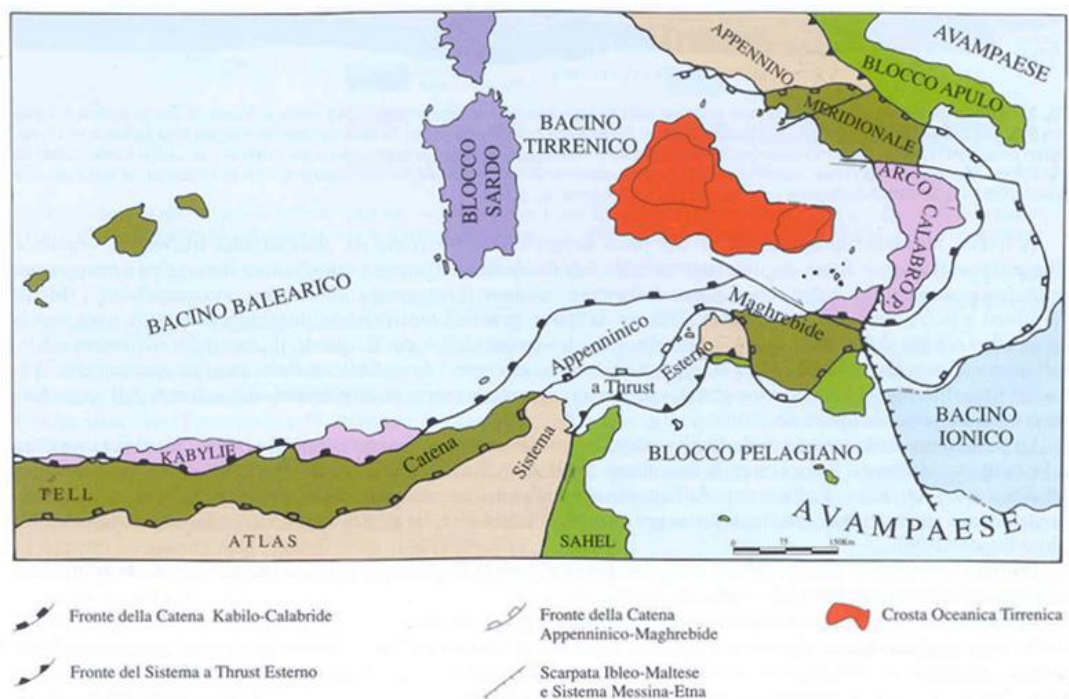


Figura 10 – Configurazione strutturale dell'Arco Calabro Peloritano

L'arco Calabro peloritano (Fig. 10) strutturalmente è un insieme di Unità Stratigrafico Strutturali (USS) separati da faglie tettoniche profonde, in sovrascorrimento verso l'avampaese ionico, con velocità differenziate lungo le faglie che separano le USS.

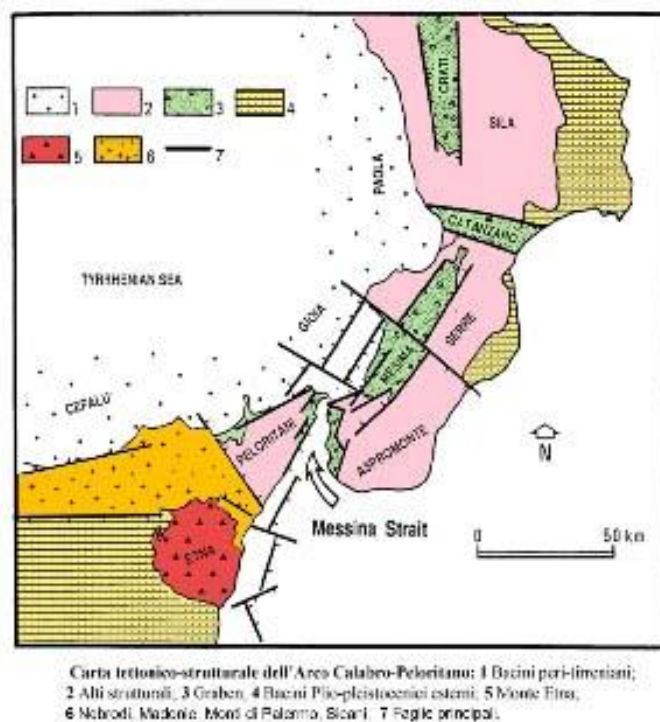


Figura 11 – Schema Strutturale dell'Arco Calabro Peloritano

La mappatura spaziale degli ipocentri dei terremoti con profondità ~ 500 km indicano la presenza di un piano di subduzione che corre lungo la parte più esterna dell'Arco, in pieno Mare Ionio, e del piano di Wadati - Benioff ad immersione NW con angoli di circa 50°- 60° compatibili con la tettonica descritta.

Inoltre, la mappatura degli ipocentri che si collocano nei primi 20 km di spessore della crosta indica la presenza di strutture geologiche sovrapposte e frammentate da altre strutture a tettonica distensiva.

Tale sismica si ritiene che sia riconducibile ad una dinamica di subduzione della zolla ionica sotto la zolla calabra e spiegherebbe l'esistenza dei diversi blocchi strutturali che frammentano quest'ultima. Nella Fig. 11 (G. e M. Mandaglio, 2009) è esposto lo schema strutturale.

Da quanto sopra quindi si può inserire il territorio in studio, in cui è compreso il massiccio delle Serre di cui fa parte il monte Poro (707 m s.l.m.m.) e più in generale l'area Siculo - Calabria, in una zona tettonica interessata sia da processi geodinamici profondi rappresentati dal contatto fra zolla calabra e zolla ionica che, dall'altra, da fenomeni generati dalle strutture intermedie e superiori, che comportano il sollevamento crostale e fenomeni di tettonica compressiva verso E e distensiva e di sprofondamento verso W.

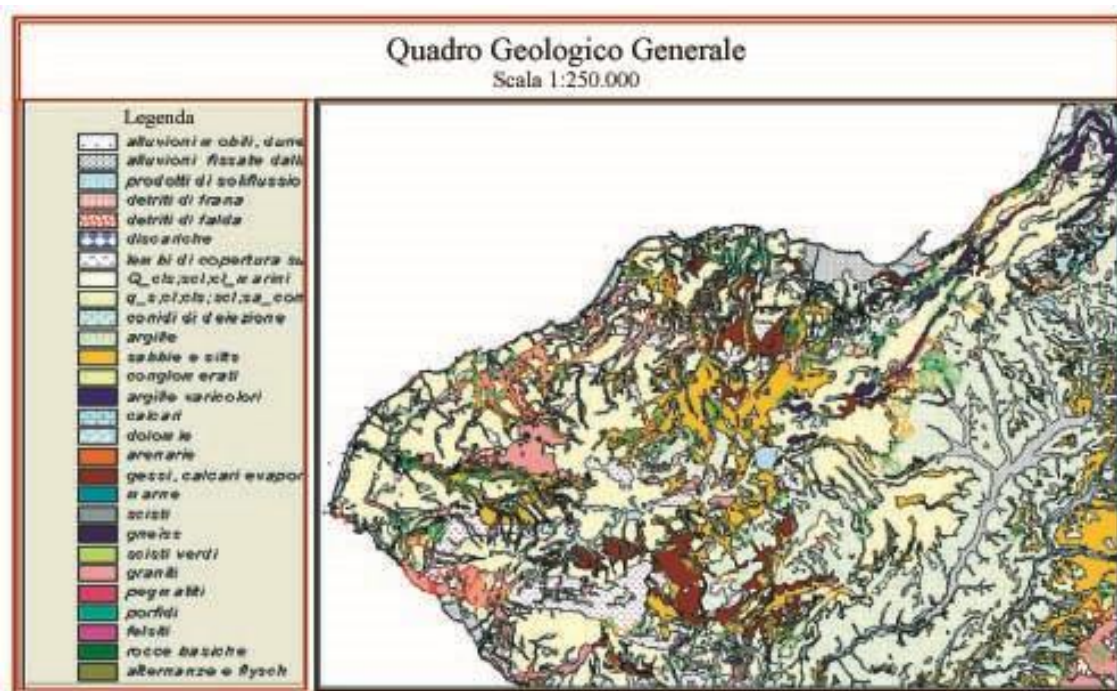


Figura 12 – Carta Geologica Generale

Dal punto di vista strutturale, il territorio in cui ricade l'area in studio si può includere tra due allineamenti tettonici trascorrenti rappresentati dalla linea di Sangineto a Nord e dalla linea di Taormina a Sud attivi fino al Tortoniano.

Dal punto di vista crono-stratigrafico, l'Arco calabro - peloritano è un edificio tettonico a falde di ricoprimento costituite e dislocate durante le fasi pre - mioceniche dell'orogenesi alpina e comprende alti strutturali costituiti da unità tettoniche cristalline e metamorfiche in contatto con unità tettoniche costituite da terreni sedimentari di bacino.

Queste unità tettoniche sono derivanti dalla deformazione di una zolla oceanica e di un margine di continentale scovrascorse fin dal neogene su un margine continentale prima della costruzione della catena appenninica.

L'Arco calabro - peloritano è costituito essenzialmente da due settori ben distinti sia nell'assetto tettonico - stratigrafico delle unità di cui si compongono che nelle caratteristiche strutturali e nell'evoluzione tettonica.

I due settori, vengono suddivisi approssimativamente dall'allineamento Capo Vaticano - Valle del Mesima - Soverato e, partendo dal settore meridionale, sono caratterizzate dalla mancanza di unità ofiolitiche, mancanza di metamorfismo alpino nelle unità cristalline, mancanza di unità carbonatiche appenniniche sottostanti alle unità cristalline. Tutta la penisola calabrese infatti è costituita da un basamento di rocce

cristalline di età arcaica (o pre – paleozoica) che costituiscono il massiccio Silano, delle Serre e dell'Aspromonte e sono rocce generalmente granitoidi, gneissiche e micascisti. Nelle aree in studio nella presente trattazione è stato incontrato diffusamente questo litotipo.

Il gruppo dei graniti è più visibile soprattutto lungo il litorale Jonico costituendo la zona orientale della Sila e delle Serre.

Il gruppo degli gneiss affiora prevalentemente nella Sila occidentale, nel segmento di catena litorale che va da Paola (CS) a Cosenza, lungo l'altopiano di Maida (CZ) e Chiaravalle (CZ) per finire poi, nel massiccio dell'Aspromonte con il gruppo dei micascisti, rocce che caratterizzano la geologia dell'Aspromonte.

I terreni mesozoici o dell'era secondaria costituiscono un terzo della zona montuosa meridionale e sono presenti con varie forme ed aspetti da Lagonegro (PZ) a Castrovillari (CS) e da Pazzano (RC) fino a scendere verso il Mar Jonio.

I terreni di età terziaria o cenozoica, composti di rocce sedimentarie quali argille, arenarie, sabbie fossilifere., provengono dal sollevamento delle unità stratigrafico strutturali in seguito a movimenti tettonici e sono diffuse nel Reggino, nelle montagne di Mosorrofa, Terreti e Ortì, fino a quote variabili dai 700 ai 1200 m. s.l.m.

Tali terreni emergono lungo il limite ionico della Sila, nelle Serre, nella catena Costiera e nella valle del F. Crati .

Dal punto di vista geologico generale, anche se la geologia è stata già esposta a livello locale, di seguito si delineano le generalità della geologia su scala più ampia.

L'alto strutturale del Monte Poro costituisce una struttura di horst, interrotta a sud dal Graben del Mesima e a nord dal sistema di faglie che corrono lungo il settore studiato fino a Pizzo Calabro.

Il basamento cristallino che è visibile soprattutto nei settori costieri sia tirrenico che ionico nelle fasce a acclività maggiore grazie all'erosione soprattutto ad opera dei corsi d'acqua, è rappresentato da rocce cristalline e metamorfiche costituite da scisti e gneiss, ad elevato grado di metamorfismo, da graniti grossolani e talora da quarzofilliti, ricoperti da affioramenti discontinui di rocce a composizione carbonatica di età mio - pliocenica e da depositi terrigeni.

Le serie marine del Miocene, che ricoprono tale basamento, sono rappresentate da calcareniti e da cicli di sabbie, a grana da media a grossolana, fossilifere di colore dal bianco al giallo-brunastro.

La sequenza stratigrafica termina, senza lacune, con i depositi clastici del Pliocene Inferiore – Calabriano, costituiti principalmente da argille, argille sabbiose e sabbie, e da quelli quaternari in facies continentale.

In tutta l'area di studio e a diverse quote affiorano diffusamente i depositi terrazzati marini pleistocenici, già ampiamente descritti, localmente ricoperti da un sottile velo di sedimenti continentali recenti ed attuali.

Le piattaforme di abrasione che individuano tali terrazzamenti quaternari ed i sedimenti a loro associati, si formarono probabilmente durante le fasi interglaciali, relativamente stabili, del Pleistocene. Tali depositi pleistocenici hanno raggiunto spessori talvolta di vari metri.

Dal punto di vista granulometrico sono molto variabili e costituiti principalmente da sabbie grossolane e conglomerati spesso rossastri, localmente con sottili lenti siltose.

Lungo i letti e i terrazzi alluvionali dei corsi d'acqua principali e lungo la stretta fascia costiera affiorano anche depositi continentali recenti (Olocenici), costituiti prevalentemente da ghiaie, sabbie e da materiale alluvionale mobile o fisso. Altri depositi recenti sono rappresentati da conoidi di deiezione, conoidi detritiche di varia origine e detriti di frana.

Da un punto di vista compositivo, la costituzione mineralogica dei sedimenti in generale è costituita da frammenti litici (51%), con quarzo (29%) e feldspati (20%).

I frammenti litici sono di genesi metamorfica di basso – medio grado e sedimentaria probabilmente provenienti dai terreni metamorfici paleozoici delle Unità di Bocchigliero e Mandatoriccio e dai terreni sedimentari delle successioni della Formazione di Paludi di età Oligocene – Miocene inferiore e Tortoniano – Pleistocene.

Per ciò che riguarda la stratigrafia di dettaglio, i sopralluoghi eseguiti anche in occasione anche di altri progetti e la correlazione con la bibliografia cartografica geologica hanno consentito di definire la relazione tra i sedimenti costieri affioranti e le unità litostratigrafiche affioranti nelle aree a monte contigue al litorale.

La successione litostratigrafica è caratterizzata da una successione di età plio–pleistocenica - olocenica rappresentata da formazioni sedimentarie in facies continentale e/o marina, è affiorante a ridosso del settore costiero e nell'immediato entroterra in esame ed è rappresentata dalle seguenti unità litostratigrafiche:

- Dune e Sabbie eoliche mobili (d2) e stabilizzate (d1) di età olocenica riferibili al sistema dunale.

- Alluvioni mobili (ac) e stabilizzate (af); costituite dal ciottolame e sabbie poligeniche e polidimensionali riferibili agli edifici alluvionali e a depositi di litorale.
- Conglomerati e sabbie scarsamente consolidate a tratti cementate e fossilifere ad elevata permeabilità (Qcl-s) di età Pleistocenica
- Sabbie gialle (P3s) di età Pliocenica facilmente erodibili localmente cementate con intercalazioni calcarenitiche e conglomerati di base. Permeabilità da media ad elevata.
- Arenarie tenere (M2-3ar-a) arenarie tenere ben stratificate con intercalazioni di marne e marne siltose di età miocenica medio superiore. Il complesso si presenta resistente all'erosione e con permeabilità da media ad elevata.
- Argille marnose con intercalazioni arenacee (Ma2-3) di età miocenica medio superiore. Facilmente erodibili presentano una bassa permeabilità.

Nella Fig. 13 (Tav. 17) è riportata la legenda con i litotipi riscontrati.

Tav. 17 - Legenda delle carte geologiche

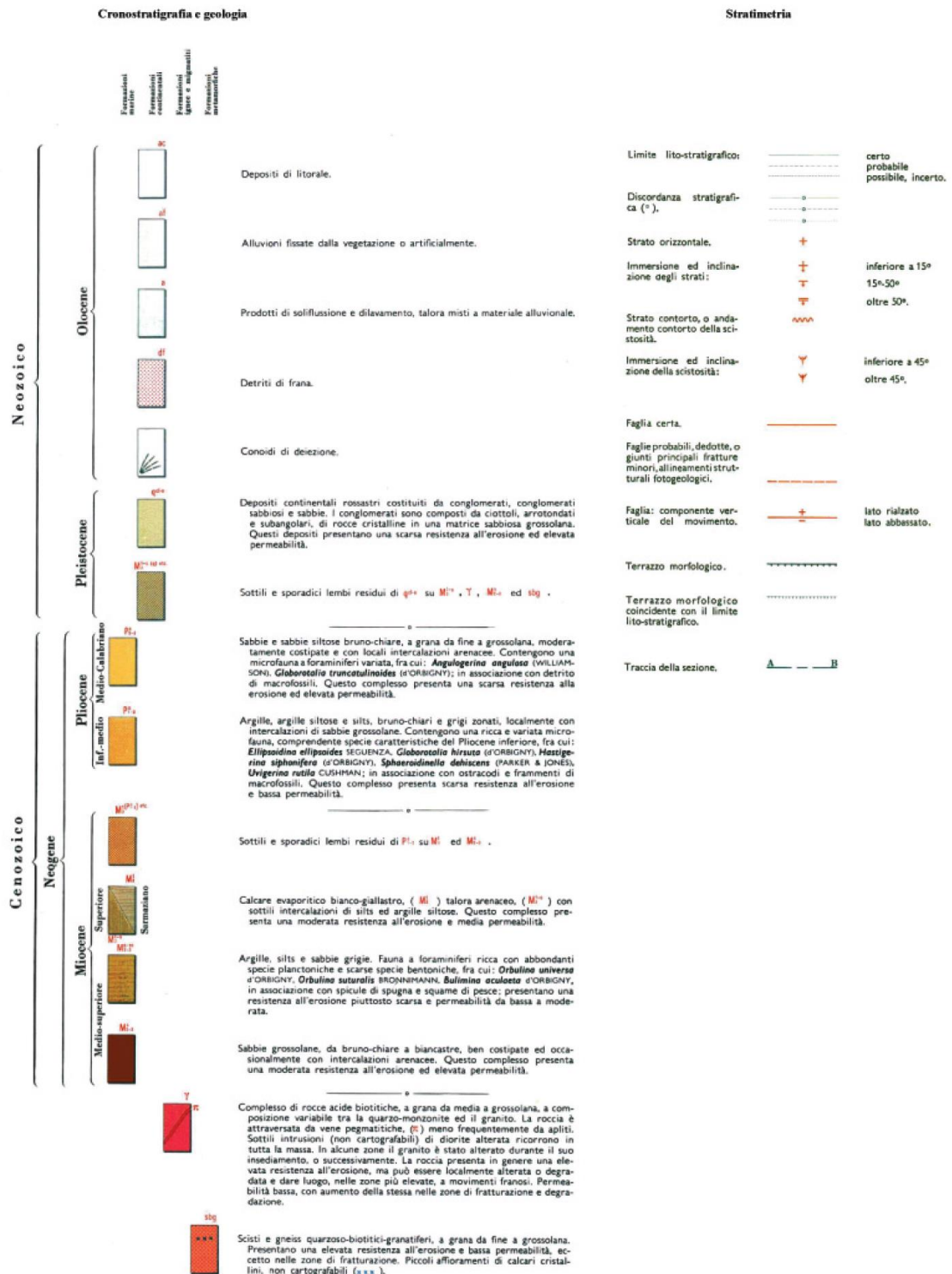


Figura 13 – Carta Geologica Generale - Legenda

2.3. CLIMATOLOGIA

La Calabria è caratterizzata da un clima tipicamente mediterraneo dove gli influssi del mar Tirreno e dello Ionio giocano un ruolo fondamentale.

In considerazione di alcune caratteristiche locali dovute alla particolare morfologia del territorio sono state riscontrate alcune aree a microclima specifico.

Infatti la conformazione ad arco e le altitudini che raggiungono i rilievi condizionano la distribuzione delle precipitazioni in quanto il versante tirrenico, ben esposto ad occidente trattiene gli influssi umidi di origine atlantica ed i venti da ponente, tramontana e maestrale .

L'apporto annuo delle precipitazioni sul versante occidentale raggiunge i 1.000 mm. Tale entità viene superata ed anche raddoppiata sui rilievi.

Al contrario la conformazione descritta che trattiene i venti umidi, determina sul versante ionico, esposto ad E – SE ed ai venti di Levante o Scirocco, un clima meno piovoso in quanto i rilievi intercettano l'umidità proveniente dalle perturbazioni Atlantiche e di conseguenza, gli apporti annui scendono nelle pianure costiere fino a 500-600 mm.

La stagione Estiva è tipicamente secca, anche se sui rilievi si hanno precipitazioni, mentre l'inverno è decisamente più piovoso con frequenti manifestazioni nevose.

I venti di regime sono quelli provenienti dal quadrante Occidentale e ciò spiega la maggior piovosità del settore Tirrenico rispetto al versante Ionico mentre il vento dominante è lo Scirocco. In Inverno la Tramontana e Grecale provocano crolli termici e precipitazioni nevose

Le temperature generalmente seguono gli andamenti dell'area dell'Italia meridionale arrivando a toccare anche la i 40°C in estate. In Inverno, invece, si mantengono miti con massime maggiori di 10°C sui litorali mentre sui rilievi e nella aree interne scendono spesso sotto lo 0° C la neve cade abbondante e persistente sopra ai 1000 m.

Scendendo sullo specifico, la definizione del clima si basano sui rilevamenti delle stazioni dell'Istituto Mareografico ed Idrografico Nazionale.

Le temperature minime più basse si registrano nelle stazioni di Cecita con 3.5°C, Camigliatello Silano (4.7°C), Mammone (4.5°C), mentre le temperature massime più alte si registrano nelle località marittime Marina Porto Salvo e Brancaleone Marina entrambe con 22.8°C.

Per ciò che riguarda le temperature medie massime, il mese più caldo risulta Agosto con un valore massimo di 32.7°C che si ottiene per la località di Botricello dove si è misurata la temperatura media di Agosto più alta con un valore di 27.3°C.

In generale, Agosto risulta la località più calda mentre quello più freddo è Gennaio.

In provincia di Vibo Valentia le due principali stazioni meteo hanno fornito i dati per il 2012 – 2013 riportati nella Tabella 1.

Prov.	STAZIONE	TMED	TMIN	TMAX	UMED	RTOT	ATMN	ATMX
Vv	Filadelfia	6,2	3	9,1	81,9	110,4	0,2	11,2
	Briatico	11	7,2	13,9	64,6	97,8	5,5	15,6

Tabella 1 – Dati Meteorologici per la Provincia di Vibo Valentia

Il grafico di Fig. 14 invece riassume le andature dei parametri climatici per il periodo 2008 – 2012 per la Provincia di Vibo Valentia.

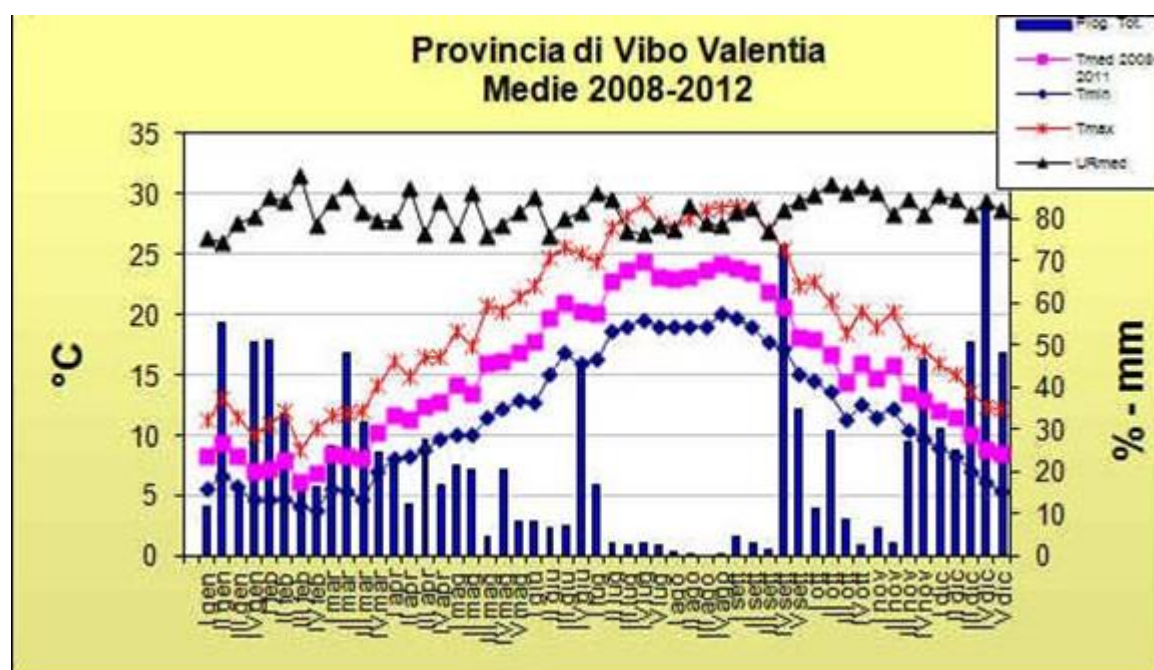


Figura 14 – Parametro climatici per la Provincia di Vibo Valentia

2.4. IDROGEOLOGIA E IDROGRAFIA SUPERFICIALE

Il complesso di terrazzamenti che coronano tutta la fascia tirrenica di questo settore della Calabria, ma anche la fascia ionica, sono attraversati da diversi corsi d'acqua di vario ordine con uno sviluppo massimo di circa 12 Km.

Questi corsi d'acqua, sono a carattere prevalentemente torrentizio a causa soprattutto delle acclività dei versanti e con bacini imbriferi di modeste dimensioni, e sono

caratterizzati dalla presenza di falesia talore che si sviluppano con contiguità e che a causa dei fenomeni di erosione costiera, sono attualmente in arretramento.

Quasi tutti i torrenti presentano profili di fondo molto ripidi, hanno un andamento dendritico condizionato dalla permeabilità delle litologie riscontrate e descritte con una disposizione a raggiera rispetto all'alto strutturale di Monte Poro.

L'assetto strutturale e tettonico condizionano i corsi d'acqua comportando la creazione di vallecole e fossi talora profondi con sponde interessate da numerosi ed estesi fenomeni di dissesto grazie alle quali viene a giorno la successione delle formazioni rocciose.

Le caratteristiche morfologiche dell'area, le caratteristiche di permeabilità dei suoli generalmente medio-basse e quelle climatiche con una notevole variabilità stagionale degli afflussi meteorici

determinano un'accentuata irregolarità di regimi idrici che determinano il carattere torrentizio dei corsi d'acqua tipico delle "fiumare" caratterizzate da piene brevi, improvvise e violente, caratterizzate da forte trasporto solido.

L'assetto geomorfologico dei bacini idrografici, nell'area determina i dissesti idrogeologici in atto costituiti da frane attive, fenomeni di erosione sui versanti e lungo i corsi d'acqua che forniscono il materiale solido trasportato a valle soprattutto in occasione degli eventi di piena e che poi il mare distribuisce lungo il litorale contribuendo al ripascimento naturale della spiaggia.

Procedendo da Tropea a Pizzo Calabro, i principali corsi d'acqua che si incontrano e di cui si è già trattato sono: il Torrente Vetrano, il Fosso Piperno, il Torrente Lumia, il Torrente della Grazia, il Torrente Burmaria, il Vallone di Bardano, il Torrente Arno, Fosso Contura, il T. San Nicola, il Rivo Santo, il Rivo Costa di Bordila, il Rivo Zinzolo, il Rivo Spano, il Fosso Punta di Zambrone, la Fiumara Murria, la Fiumara Trainiti, il Fosso Porto Salvo, il Torrente Sant'Anna, il Fosso Libanio, il Fosso Calzone, il Fosso Galera, il Fosso Cotura, il Fosso Suriani, il Fosso Ciliberti, il Vallone Ponte di Ferro, il Fosso Grotticelle II, il Fosso Stazione I, il Fosso Prangi II, il Fosso Bevilacqua, il Vallone Ferrara, il Fosso Carrieri, il Fiume Angitola.

I corsi d'acqua che sfociano direttamente in mare, che hanno formato conoidi detritici, sono il T. della Grazia e del T. Burmaria che, convergendo in un'unica foce nei pressi del Porto di Tropea hanno formato un unico complesso alluvionale.

Essendo la circolazione idrica sotterranea condizionata dalla natura, dalla struttura e dall'assetto geologico - stratigrafico dei terreni affioranti, i litotipi rilevati si raggruppano essenzialmente in due categorie di permeabilità.

Le formazioni alluvionali continentali dell'Olocene, le sabbie e conglomerati del Pleistocene e le sabbie del Pliocene risultano molto permeabili ($k > 10 \text{ cm/s}$) e, di conseguenza, vulnerabili dagli agenti inquinanti. In tali formazioni si concentrano le falde acquifere e determinano l'andamento del reticolo idrografico.

Le formazioni argillose e marnose del Pliocene e del Miocene risultano impermeabili ($10^{-4} > k > 10^{-7} \text{ cm/s}$) ed il loro contatto con le formazioni permeabili da origine a sorgenti e scaturigini per limite di permeabilità

Le formazioni affioranti possono essere accorpate secondo la permeabilità relativa. - Permeabilità primaria medio – alta con vulnerabilità potenziale elevata, rappresentate dalle alluvioni Oloceniche di fondovalle e/o pianure alluvionali e dai terrazzi morfologici del Pleistocene caratterizzati da sabbie e conglomerati non cementati;

- Permeabilità primaria molto bassa con vulnerabilità potenziale bassa rappresentate dalle argille siltose e silts del Pliocene - Miocene;

- Permeabilità secondaria media – elevata con vulnerabilità medio – elevata rappresentate dalle arenarie cementate con sabbie del Miocene.

2.5. CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI LITOTIPI

Sulla base di alcuni lavori ed indagini eseguite in precedenza nell'area anche dallo scrivente è stato possibile fare una sintesi delle caratteristiche fisico – meccaniche delle formazioni affioranti nel territorio in studio con la notazione che localmente tali dati vanno confermati mediante indagini specifiche ed adeguate ad ogni tipologia di intervento.

Le formazioni affioranti sono state raggruppate in quattro classi con parametri geomeccanici differenti:

- Litotipi coesivi da Normalmente Coerenti a Scarsamente Coerenti rappresentati da argille e silts;
- Litotipi da litoidi rappresentati da arenarie incoerenti;
- Litotipi incoerenti rappresentati da conglomerati e sabbie;
- Litotipi incoerenti a composizione eterogenea rappresentati dalle alluvioni.

la Tabella 2 riporta i dati rilevati e misurati:

	γ [kg/cm ³]	ϕ [gradi]	c [kg/cm ²]	Coeff. Poisson	E_s [kg/cm ²]	G [MN/m ²]
Litotipi incoerenti a composizione eterogenea	1.7÷2.00	25°÷30°	nulla	0.30÷0.35	120÷380	10÷30
Litotipi da pseudo coerenti a semicoerenti	1.65÷2.10	26°÷32°	0.04÷0.20	0.20÷0.30	180÷210	30÷45
Litotipi semicoerenti eterogenei	1.7÷2.10	29°÷32°	0.15÷0.40	0.15÷0.30	190÷420	35÷60
Rocce litoidi da cementate a fratturate, stratificate	1.90÷2.30	>33°	>1	0.15÷0.20	280÷350	70÷100

Tabella 2 – Parametri Geotecnici dei Litotipi

Sulla base dei risultati ottenuti, per i terreni di sedime delle opere previste in progetto si assumono i seguenti parametri geotecnici per le analisi e le verifiche condotte nei capitoli seguenti:

Sabbie:

- peso di volume	γ	= 1.65 ton/mc
	γ_{sat}	= 1.90 ton/mc
	γ'	= 0.90 ton/mc
- coesione	c	= 0.00 kg/cm ²
- angolo di attrito interno	ϕ	= 30°
- modulo di elasticità	E	= 550 kg/cm ²
- coefficiente di Poisson	μ	= 0.38
- Densità relativa	D_r	= 45 %

2.5.1. TABELLA DI CALCOLO DELLE CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Di seguito si riportano i valori delle caratteristiche geotecniche desunte da una prova SPT.

Prova (n.ro)	Prof. (ml)	γ (ton/mc)	N1	N2	N3	Nspt'	σ (kg/cm ²)
1	1.00	1.64	5	7	7	14	0.164

- Fattori di correzione

Prova (n.ro)	Nspt'	cf	f1	f2	f3	Nspt
1	14.00	0.87	1.00	1.61	0.83	16.31

- Determinazione delle caratteristiche geotecniche

Prova (n.ro)	ϕ (°)	D_r (%)	E1 (kPa)	E2 (kPa)	E (kPa)	μ	Eed (kPa)
1	31.89	45.33	26766	31077	28921	0.38	54140

Legenda

cf - fattore di correzione per peso della massa battente
f1 - fattore di correzione per l'uso del cono (0.70)
f2 - fattore di correzione per effetto della press. litostatica
f3 - fattore che tiene conto dell'influenza della falda
E1 - modulo di Young calcolato con la formula per sabbie e ghiaie
E2 - modulo di Young calcolato con la formula di Denver

2.6. SISMICA E SISMOLOGIA

Per ciò che riguarda la macrozonazione sismica intesa come la caratterizzazione sismica dell'area su ampia scala, tale tematica non può non prendere in considerazione la sismicità storica e l'intensità macrosismica dell'area.

Innanzitutto va rilevato che l'area è influenzata dall'attività sismica dello stretto di Messina situato a circa 100 km a Sw.

Il Catalogo CPTI – Versione 2 (Fig. 15), espone gli eventi sismici con epicentri $M > 5,5$ e le magnitudo verificatisi nell'area dal 1626 al 1978.

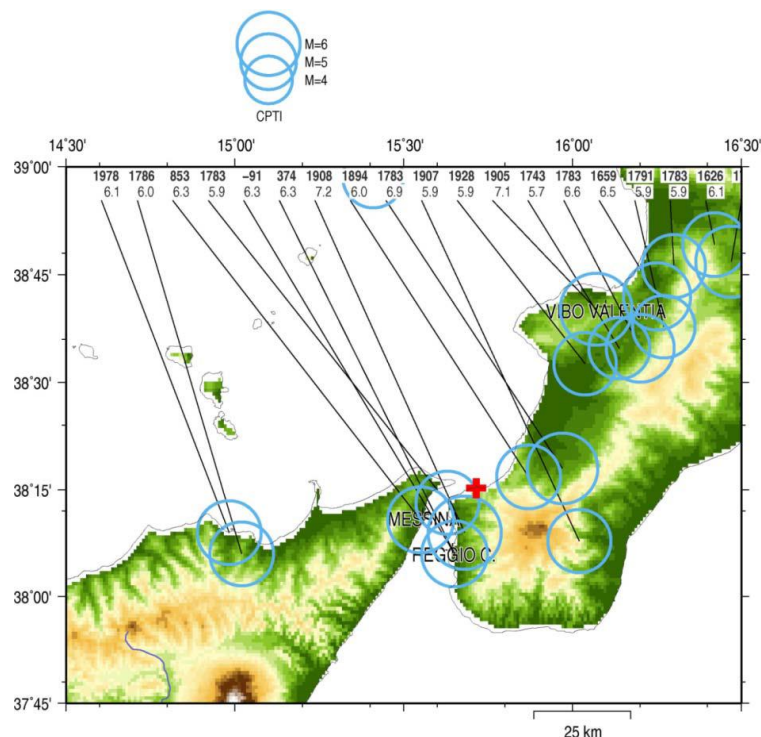


Figura 15 – Catalogo CPTI degli eventi sismici

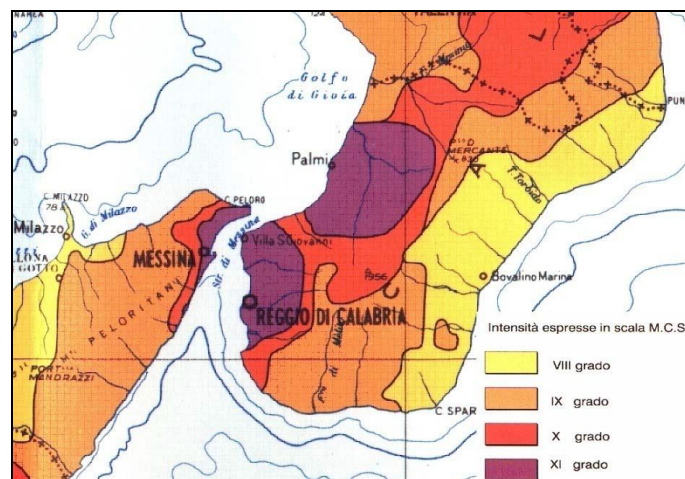


Figura 16 – INGV – Carta delle intensità Macrosismiche

Catalogando i danni storicamente subiti dal territorio, l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia e il Servizio Sismico Nazionale, 1995 e s.m.i, hanno costruito la Carta delle intensità macrosimiche sulla quale, per il territorio in esame, sono evidenziati valori di intensità, espressi in gradi MCS, hanno raggiunto il grado X-XI (Fig. 16).

Per ciò che riguarda l'intensità dei terremoti (MCS) che negli ultimi secoli hanno interessato il territorio, Baratta e Placanica hanno ricostruito la sequenza dal 1783 ad oggi mappandole nella carta esposta in Fig. 17.

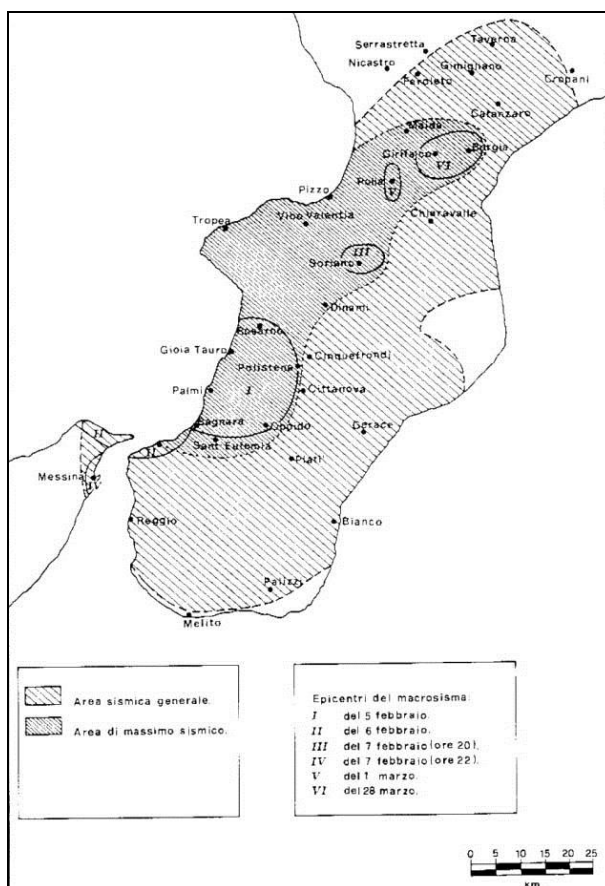


Figura 17 – Sequenza dei terremoti da 1783 ad oggi – Baratta e Placanica

Per ciò che riguarda la più recente zonazione simogenetica, l'area di Vibo Valentia ricade nella ZS 69 dove le strutture più attive sono le faglie del bacino di Mèsima, di Serre, di Gioia Tauro e di Cittanova, le cui strutture sono attive fin dal Pleistocene e sono responsabili dei maggiori terremoti calabresi.

Tali sistemi, in particolare le faglie normali Cittanova – S: Eufemia, e Scilla – Palmi hanno direzione NE-SW ed inclinazione 60° - 70° ed immersione verso W.

Per ciò che riguarda la pericolosità sismica in relazione alla storicità degli eventi, specificatamente per il sito di Vibo Valentia non si hanno elementi storici per valutare i tempi di ritorno e quindi la pericolosità, però, si può eseguire questa analisi per analogia basandosi su località vicine la cui storia sismica è conosciuta nei dettagli, come l'area fra Reggio Calabria, Catona e Pellaro.

Questo perché oggi è possibile, attraverso una valutazione dell'intensità macrosismica, ricostruire la storia sismica di un sito, che è la cronologia degli eventi verificatisi nelle zone entro un areale significativo di influenza e rappresenta il dato di base per valutare l'impatto del sisma sul territorio nel tempo.

Quindi sulla base dei dati e studi disponibili sono stati creati due database, GNDT DOM 4.1 (Monachesi & Stucchi, 1997) ed il catalogo dei forti terremoti italiani, (Boschi et Altri, 2000), che oggi consentono di avere informazioni sui maggiori sismi verificatisi in Italia. In particolare, la zona dello Stretto di Messina risulta indubbiamente una delle più complete di dati.

Da tale analisi è scaturito che i maggiori effetti sono dovuti all'attività delle faglie a carattere locale o regionale che corrono lungo la Calabria meridionale fino alla costa ionica siciliana.

La prima notizia di danni a Reggio Calabria, risale al 1169, ma i maggiori danni sono stati provocati dalle sequenze di sismi del 1783 e del 1908 con valori $I = X - XI$ MCS e $I = VIII - IX$ MCS

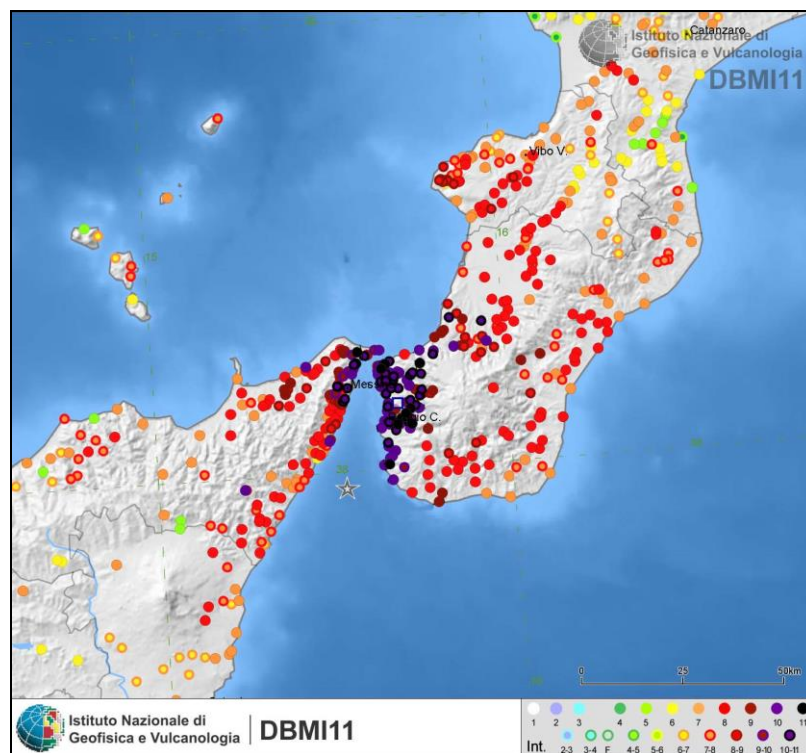


Figura 18 – INGV – Mappa degli eventi sismici in funzione dell'intensità

Danni minori sono stati calcolati nei sismi del 1499, del 1509, 1638, 1693, 1894 e 1978.

I valori di intensità calcolata I_{cal} che costituiscono i valori delle le storie sismiche sono stati ottenuti rapportando al sito le intensità epicentrali dei terremoti mediante una legge cubica di attenuazione sulla base dei dati del Gruppo di lavori CPTI, 1999.

Le catalogazione dei siti così ottenuti, hanno consentito di calcolare i periodi di ritorno medi attraverso il metodo di Magri et altri, 1994 che qui viene assunto in quanto ritenuto più cautelativo rispetto ad altri quali Cornell.

Il metodo è basato sull'uso statistico di una funzione di discretizzazione della distribuzione per ciascun evento sismico e fornisce un calcolo di probabilità che gli effetti macrosismici siano uguali o maggiori a ciascun valore di I_{cal} della scala adottata.

La probabilità è calcolata utilizzando i valori osservati sul sito; ogni classe di intensità è stata trattata indipendentemente dalle altre e per ciascuna è stata calcolata la soglia di completezza. Da tale analisi è scaturito che nella maggior parte dei casi, nei siti in studio, fra cui Reggio Calabria, il periodo di ritorno varia fra 650 e 840 anni per sismi di intensità pari a X MCS.

L'area di Messina e Reggio Calabria sono risultate essere le più a rischio a causa della elevata frequenza di eventi sismici di media intensità con periodi di ritorno pari a 28 anni per Messina e 75 per Reggio Calabria per le stesse classi di intensità.

Per ciò che riguarda la sismicità, sulla base della normativa di cui all'Ordinanza 3275/2003, l'area ricadeva nella seconda categoria con un rapporto $A_g/G=0,25$.

Sulla base dei dati e studi disponibili più recenti, sono stati creati due database, GNDT DOM 4.1 (Monachesi & Stucchi, 1997) ed il catalogo dei forti terremoti italiani, (Boschi et Alii, 2000), che oggi consentono di avere informazioni sui maggiori sismi verificatisi in Italia.

In relazione alla più recente zonazione sismogenetica, l'area in studio ricade nella ZS 69 probabilmente legate all'attività di subduzione della zolla ionica sotto quella tirrenica.

Per ciò che riguarda la pericolosità sismica si può eseguire questa analisi in modo indiretto considerando sia la storicità degli eventi che la presenza di un sistema di strutture geologiche attive e di discontinuità tettoniche di livello più ampio.

L'analisi esposta è su base macrosismica ma localmente, le variazioni geomorfologiche, geologiche geotecniche, idrogeologiche e giacaturali possono provocare risposte diverse della risposta sismica con riduzioni o amplificazioni, accelerazioni e variazioni di frequenza.

Sulla base di tali dati è possibile fare una distinzione dell'area in due zone:

- Area dei depositi miocenici e plio – pleistocenici dove si ritiene che l'amplificazione sismica locale sia scarsa o nulla.
- Area dei depositi alluvionali, costieri e vallivi fluviali con un potenziale di amplificazione sismica locale.

Nelle aree pianeggianti costiere si ritiene reale il pericolo di liquefazione dei terreni sotto stress sismico nei seguenti casi:

- Terreni alluvionali recenti sciolti e/o scarsamente consistenti a granulometria sabbio – limosa in falda.
- Falda a profondità maggiore a 10 m dal p.c.

3. VERIFICHE GEOTECNICHE SULLE OPERE IN PROGETTO

3.1. OPERE A GETTATA PREVISTE

Di seguito si elencano le opere di progetto previste nell'ambito del presente studio. Nei paragrafi 3.2, 3.3 e 3.4 si riportano il calcolo e le verifiche geotecniche relative all'opera avente sezione più importante tra quelle previste.

Al corpo delle opere a gettata in progetto sono state attribuite le seguenti caratteristiche geotecniche:

- | | | |
|-------------------|--------------------------------|-------------------|
| ▪ pietrame | $\gamma = 1.80 \text{ ton/mc}$ | $\phi = 35^\circ$ |
| ▪ scogli naturali | $\gamma = 2.00 \text{ ton/mc}$ | $\phi = 45^\circ$ |

Ai terreni di fondazione si assegnano le caratteristiche geotecniche riportate nel §2.5:

Sabbie:

- | | | |
|-----------------------------|-----------------------|---------------|
| - peso di volume | γ | = 1.65 ton/mc |
| | γ_{sat} | = 1.90 ton/mc |
| | γ' | = 0.90 ton/mc |
| - coesione | c | = 0.00 kg/cmq |
| - angolo di attrito interno | ϕ | = 30° |
| - modulo di elasticità | E | = 550 kg/cmq |
| - coefficiente di Poisson | μ | = 0.38 |
| - Densità relativa | D_r | = 45 % |

E' stato possibile prevedere la realizzazione di una barriera soffolta di lunghezza 70 m con massi di 3[^]ctg. e berma in testa di 7,00 m fondata dalla -5,50 s.l.m.m. alla -6,50 e berma a -0,50 m.s.l.m.m. Le scarpate hanno pendenza 1/1 lato terra e 1/2 lato foraneo. Il nucleo è costituito da massi salpati dalla barra sommersa posta ad Ovest e saranno prelevati nella porzione ridossata dal pennello realizzato dalla provincia regionale per una lunghezza di circa 60 m. Tale barra sommersa, come evidenziato dai rilievi effettuati e dai monitoraggi, non è più in grado di assolvere alle funzioni di attenuazione del moto ondoso.

3.2. FASI COSTRUTTIVE ED ANALISI EVOLUTIVA AD ELEMENTI FINITI

Eseguite le verifiche di stabilità idraulica dell'opera in progetto sotto l'effetto del moto ondoso, riportate nella Relazione di Calcolo di Stabilità delle Opere di Difesa, si riportano di seguito i risultati dell'analisi evolutiva della struttura al fine di determinare le variazioni dello stato tensionale e di deformazione del complesso terreno - opera in condizioni non lineari, in fase di costruzione ed esercizio.

L'analisi evolutiva è eseguita con un programma ad elementi finiti (PLAXIS) e ha come fine quello di calcolare gli stati di tensione e deformazione nei terreni interessati dall'opera e controllare eventuali punti di rottura del terreno stesso.

La verifica allo SLU è condotta secondo le raccomandazioni riportate nel cap. 6.8 del D.M. 14/01/2008, ovvero adottando esclusivamente la Combinazione 2 (A2+M2+R2) relativa all'Approccio 1. In tal caso avremo:

- | | | |
|--|-------------------|--|
| ▪ Coeff. parziali sui carichi: | γ_{G1} | = 1.00 (carichi perm. sfavor. A2) |
| ▪ Coeff. parz. sui parametri geotecnici: | $\gamma_{\phi'}$ | = 1.25 (coeff. ridutt. $\tan\phi'_k$ M2) |
| | $\gamma_{c'}$ | = 1.25 (coeff. riduttivo c'_k M2) |
| | γ_{cu} | = 1.40 (coeff. riduttivo c_{uk} M2) |
| | γ_{γ} | = 1.00 (coeff. riduttivo γ M2) |
| ▪ Coeff. parz. sulle resistenze: | γ_R | = 1.10 (coeff. rid. resistenze R2) |

Per effetto dell'applicazione dei coefficienti M2, le caratteristiche geotecniche di calcolo del terreno di fondazione delle opere (§2.5), diventano:

- | | | |
|---|---------------|---------------------------|
| ○ $\gamma_{M2} = 1.90/1.00$ | = 1.90 ton/mc | peso dell'unità di volume |
| ○ $c_{M2} = 0.00/1.25$ | = 0.00 ton/mq | coesione |
| ○ $\tan(\phi)_{M2} = \tan(30^\circ)/1.25$ | = 0.462 | |
| ○ $\phi_{M2} = \arctg(0.462)$ | = 24.79° | angolo di attrito |

Per il pietrame di imbasamento delle opere si assumono le seguenti caratteristiche geotecniche:

- | | | |
|----------------------------|--|---------------------------|
| ○ $\gamma_P = 1.80$ ton/mc | | peso dell'unità di volume |
| ○ $c_P = 0.00$ ton/mq | | coesione |
| ○ $\phi_P = 35^\circ$ | | angolo di attrito |

le quali, per effetto dei coefficienti M2, divengono:

○	$\gamma_{PM2} = 1.80/1.00$	$= 1.80 \text{ ton/mc}$	peso dell'unità di volume
○	$c_{PM2} = 0.00/1.25$	$= 0.00 \text{ ton/mq}$	coesione
○	$\tan(\varphi_{PM2}) = \tan(35^\circ)/1.25$	$= 0.56$	
○	$\varphi_{PM2} = \arctg(0.56)$	$= 29.25^\circ$	angolo di attrito

Per le opere a gettata si assumono le seguenti caratteristiche geotecniche:

○	$\gamma_B = 2.00 \text{ ton/mc}$		peso dell'unità di volume
○	$c_B = 0.00 \text{ ton/mq}$		coesione
○	$\varphi_B = 45^\circ$		angolo di attrito

le quali, per effetto dei coefficienti M2, divengono:

○	$\gamma_{BM2} = 2.00/1.00$	$= 2.00 \text{ ton/mc}$	peso dell'unità di volume
○	$c_{BM2} = 0.00/1.25$	$= 0.00 \text{ ton/mq}$	coesione
○	$\tan(\varphi_{BM2}) = \tan(45^\circ)/1.25$	$= 0.80$	
○	$\varphi_{BM2} = \arctg(0.80)$	$= 38.66^\circ$	angolo di attrito

Per l'analisi evolutiva del complesso terreno-rilevato con il metodo degli elementi finiti sono state prese in considerazione le seguenti fasi:

▪	fase 1	(step 5)	analisi delle condizioni geostatiche allo stato di fatto;
▪	fase 2	(step 8)	scavo per preparazione scanno di base della barriera;
▪	fase 3	(step 11)	realizzazione scanno di imbasamento dell'opera;
▪	fase 4	(step 21)	prima fase di realizzazione dell'opera;
▪	fase 5	(step 27)	completamento dell'opera;
▪	fase 6	(step 48)	analisi in condizioni sismiche;

3.2.1. TABULATI DI CALCOLO

A seguire si riporta un report relativo alle analisi condotte. L'input e l'output della struttura sono stati descritti attraverso la riproduzione di tabulati di calcolo e schemi grafici in cui sono riportati tutti i dati utili per l'individuazione della struttura stessa. In particolare vengono riportati: lo schema geometrico del complesso terreno-struttura, i dati relativi ai terreni, le fasi di studio dell'opera con indicazione degli step di calcolo, gli stati tensionali e deformativi del terreno conseguenti alle varie fasi nonché le tensioni del terreno di sedime in corrispondenza dell'ultimazione dell'opera. A vantaggio di sicurezza, si sono sempre utilizzati i coefficienti parziali adottati per le

analisi allo SLU. Dai grafici e dai tabulati si evince che per la sezione tipo indagata lo spostamento verticale massimo del terreno di fondazione a regime è pari a circa 1,6 cm assolutamente compatibile con l'opera da realizzare. Di tale spostamento si dovrà tenere comunque conto in fase esecutiva per rispettare le quote di progetto.

<i>Mohr-Coulomb</i>		1	2	3
		Scogli M2	Sabbie M2	Pietrame M2
Type		Drained	Drained	Drained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	20,00	19,00	18,00
γ_{sat}	[kN/m ³]	22,00	21,00	21,00
k_x	[m/day]	1,000	1,000	1,000
k_y	[m/day]	1,000	1,000	1,000
e_{init}	[-]	0,500	0,500	0,500
c_k	[-]	1E15	1E15	1E15
E_{ref}	[kN/m ²]	26709,677	29380,645	26709,677
ν	[-]	0,350	0,380	0,350
G_{ref}	[kN/m ²]	9892,473	10645,161	9892,473
E_{oed}	[kN/m ²]	42867,384	55000,000	42867,384
c_{ref}	[kN/m ²]	0,00	0,00	0,00
ϕ	[°]	38,66	24,79	29,25
ψ	[°]	8,66	0,00	0,00
E_{inc}	[kN/m ² /m]	0,00	0,00	0,00
y_{ref}	[m]	0,000	0,000	0,000
$c_{increment}$	[kN/m ² /m]	0,00	0,00	0,00
$T_{str.}$	[kN/m ²]	0,00	0,00	0,00
$R_{inter.}$	[-]	0,67	0,67	0,67
Interface permeability		Neutral	Neutral	Neutral

Tabella 3 - Caratteristiche dei terreni

Phase	Ph-No.	Start phase	Calculation type	Load input	First step	Last step
Initial phase	0	0		-	0	0
Condizioni geostatiche	1	0	Plastic	Total multipliers	1	5
Scavo	2	1	Plastic	Staged construction	6	8
Pietrame di imbasamento	3	2	Plastic	Staged construction	9	11
Scogli 1/2	4	3	Plastic	Staged construction	12	21
Scogli 2/2	5	4	Plastic	Staged construction	22	27
Sisma	6	5	Plastic	Total multipliers	28	48

Tabella 4 - Fasi di calcolo

Ph-No.	Active clusters	Inactive clusters	Active beams	Active geotextiles	Active anchors
0	1, 2.	3, 4.			
2	1.	2, 3, 4.			
3	1, 2.	3, 4.			
4	1, 2, 3.	4.			
5	1, 2, 3, 4.				

Tabella 5- Staged construction info

Ph-No.	Displ.	Load A	Load B	Weight	Accel	Time	s-f
0	1,0000	1,0000	1,0000	0,0000	0,0000	0,0000	1,0000
1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	0,0000	0,0000	1,0000
2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	0,0000	0,0000	1,0000

Ph-No.	Displ.	Load A	Load B	Weight	Accel	Time	s-f
3	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	0,0000	0,0000	1,0000
4	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	0,0000	0,0000	1,0000
5	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	0,0000	0,0000	1,0000
6	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	-0,0860	0,0000	1,0000

Tabella 6 - Total multipliers – reached values

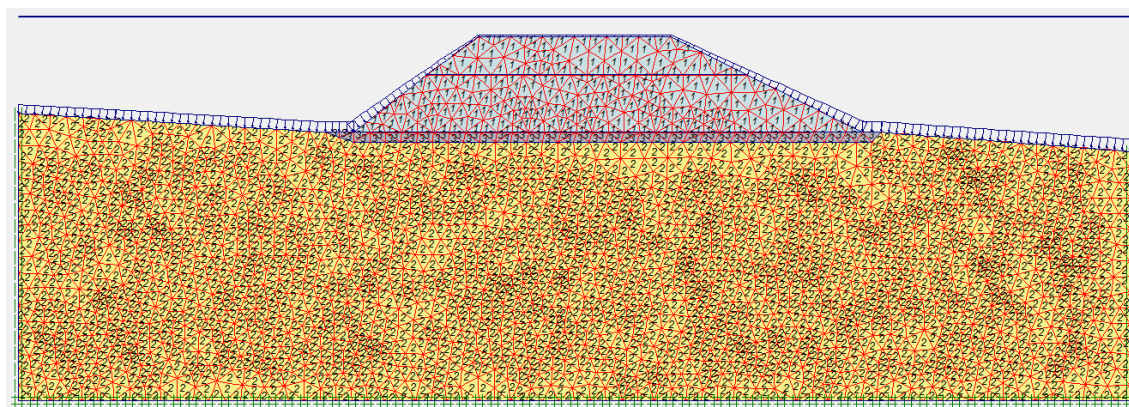


Figura 19 - Geometria e terreni

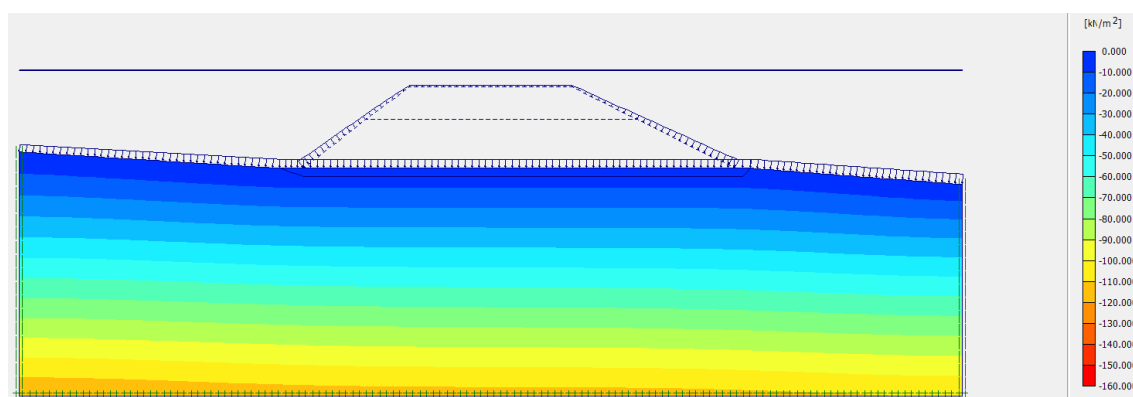


Figura 20 - Plot of effective stresses (mean shadings) - (phase: 1)

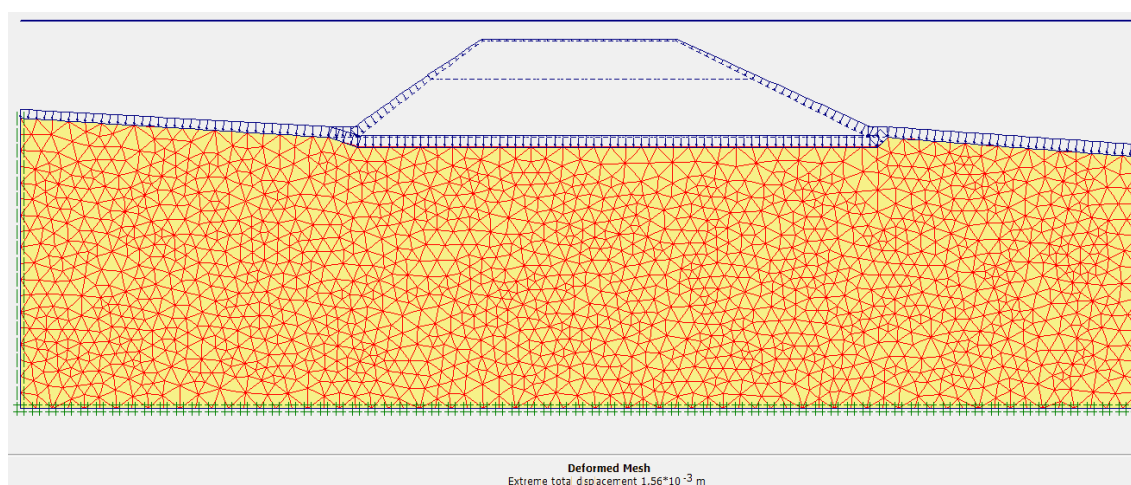


Figura 21 - Plot of deformed mesh - (phase: 2)

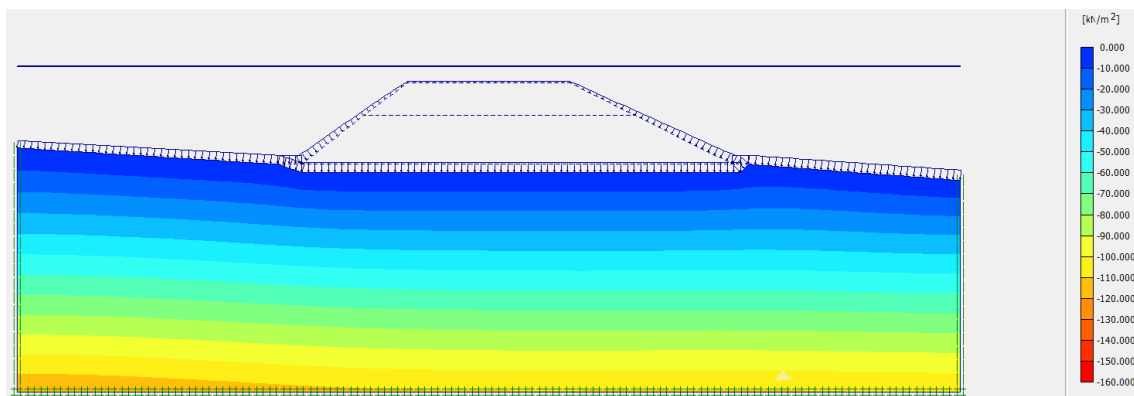


Figura 22 - Plot of effective stresses (mean shadings) - (phase: 2)

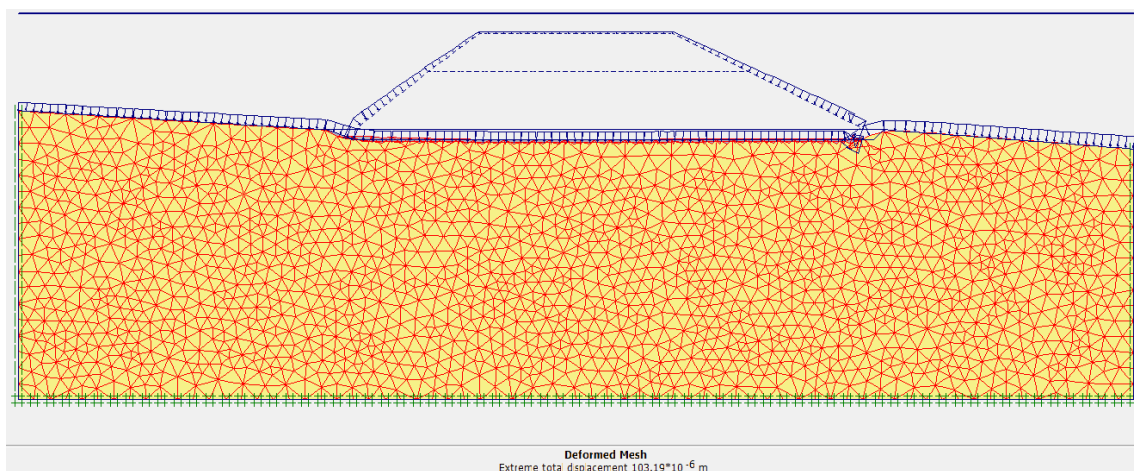


Figura 23 - Plot of deformed mesh - (phase: 3)

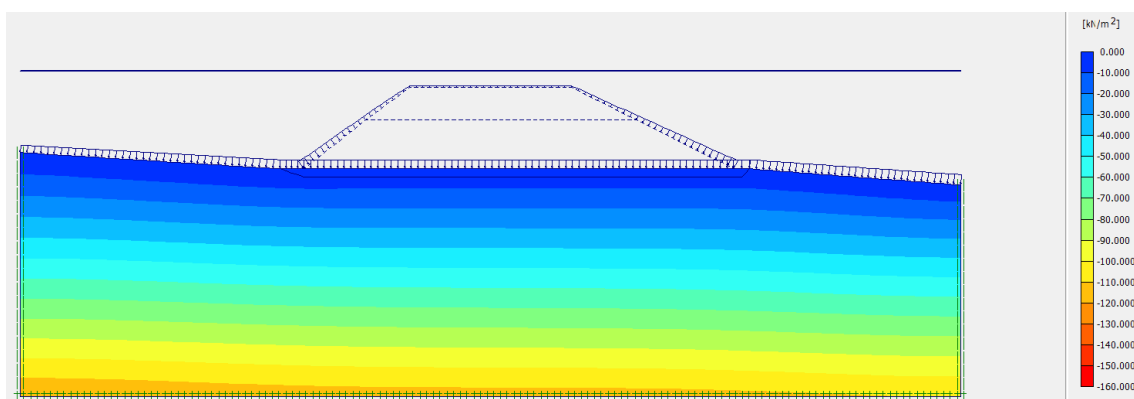


Figura 24 - Plot of effective stresses (mean shadings) - (phase: 3)

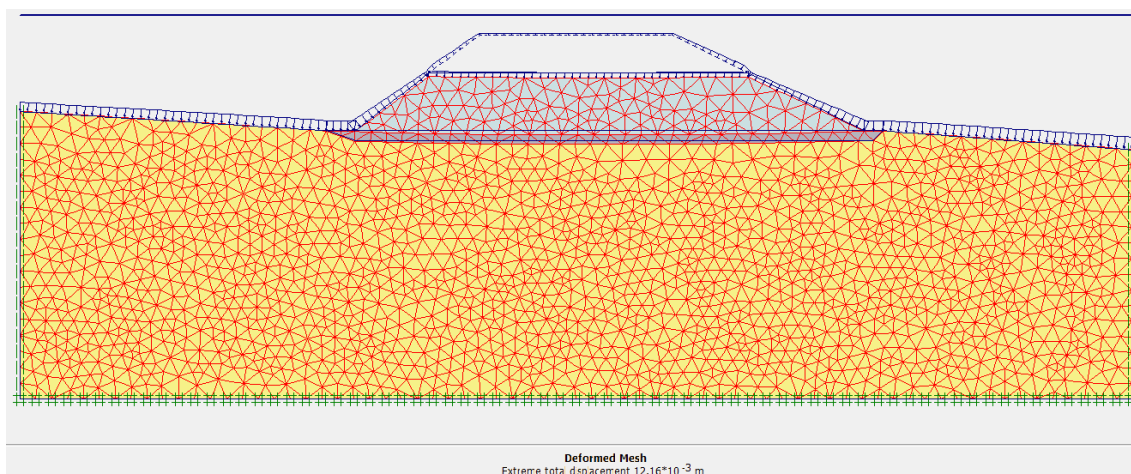


Figura 25 - Plot of deformed mesh - (phase: 4)

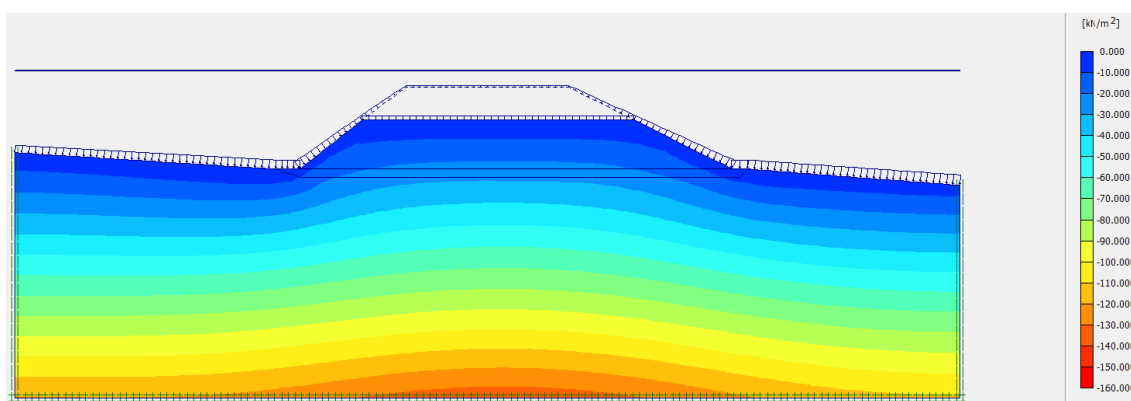


Figura 26 - Plot of effective stresses (mean shadings) - (phase: 4)

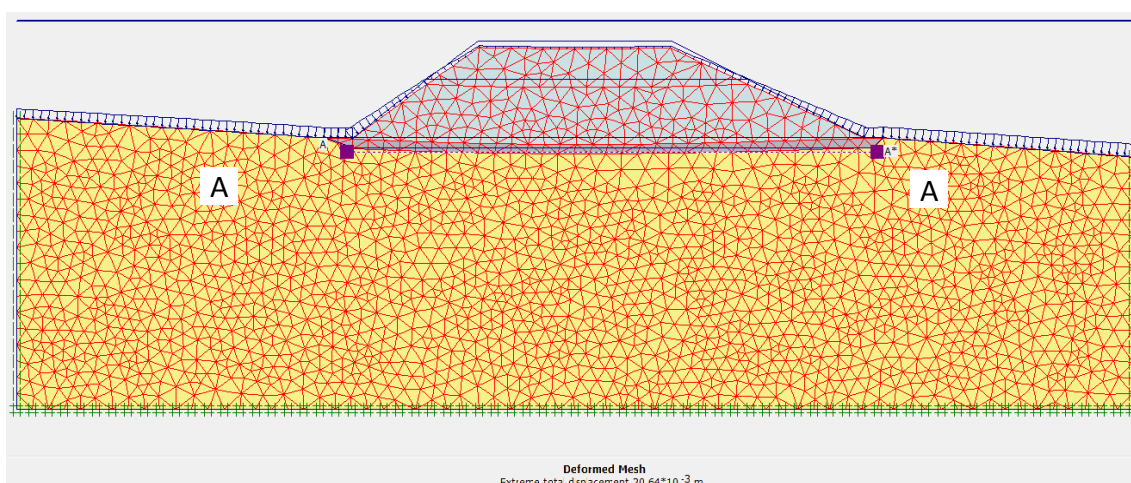


Figura 27 - Plot of deformed mesh - (phase: 5)

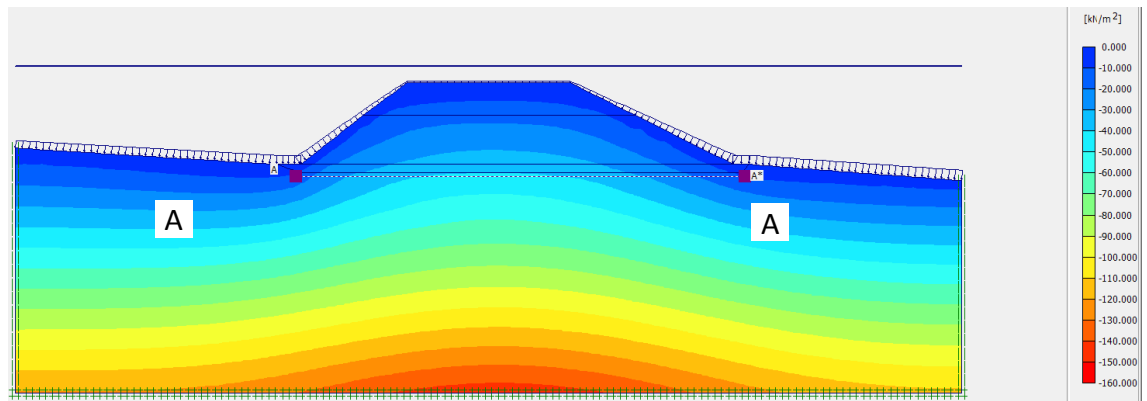


Figura 28 - Plot of effective stresses (mean shadings) - (phase: 5)

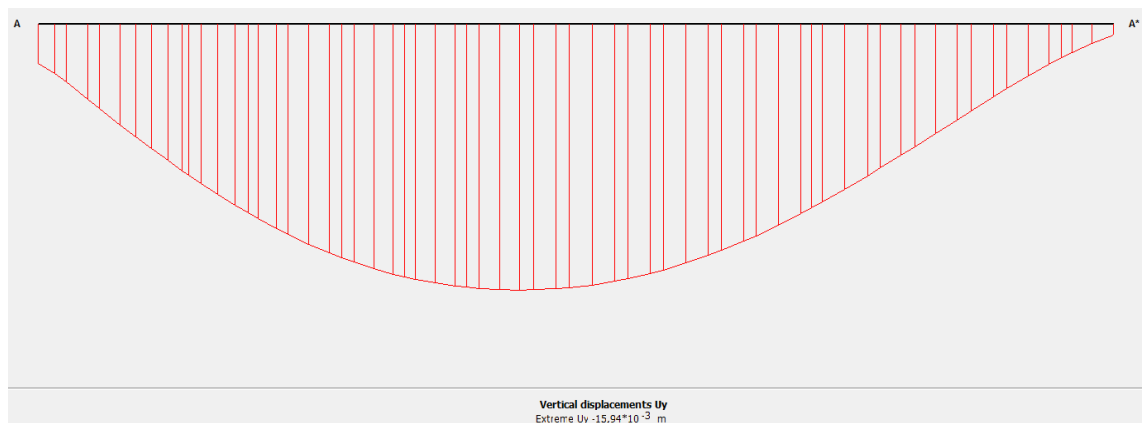


Figura 29 – Vertical displacements Uy Sez. A-A - (phase: 5)

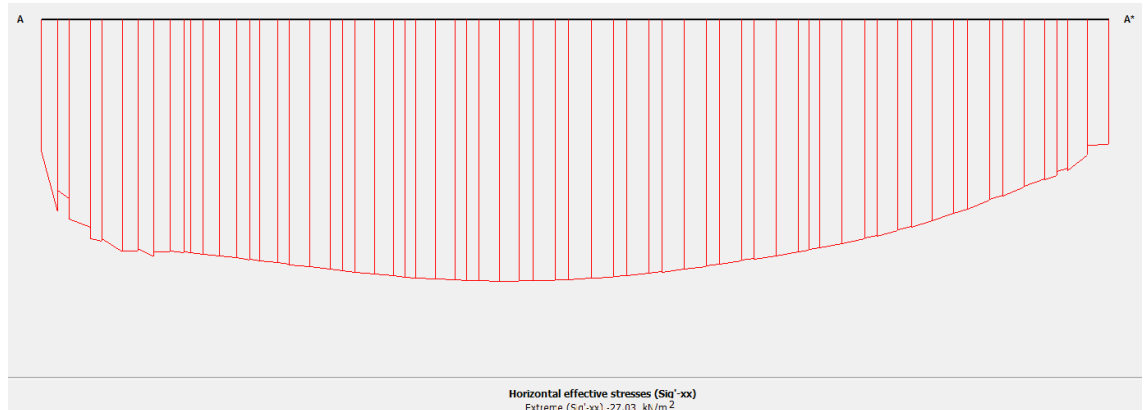


Figura 30 - Plot of effective horizontal stresses Sez. A-A - (phase: 5)

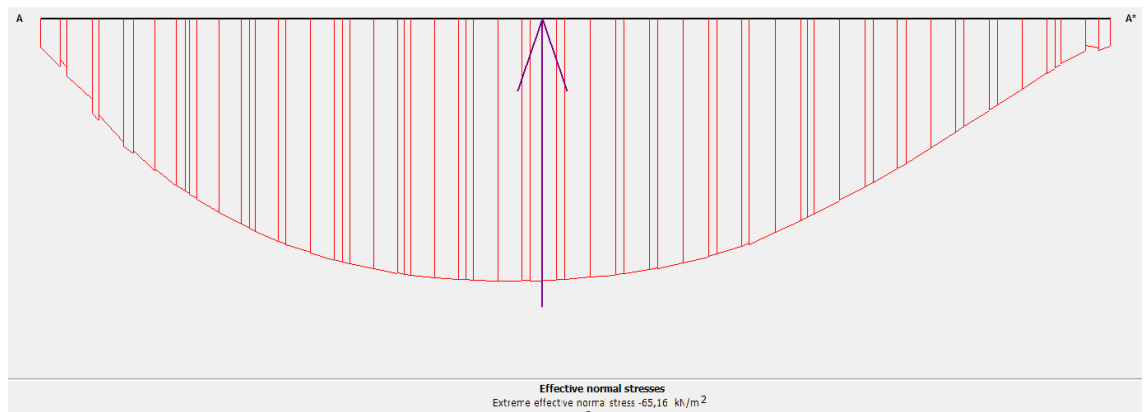


Figura 31 - Plot of effective normal stresses Sez. A-A - (phase: 5)

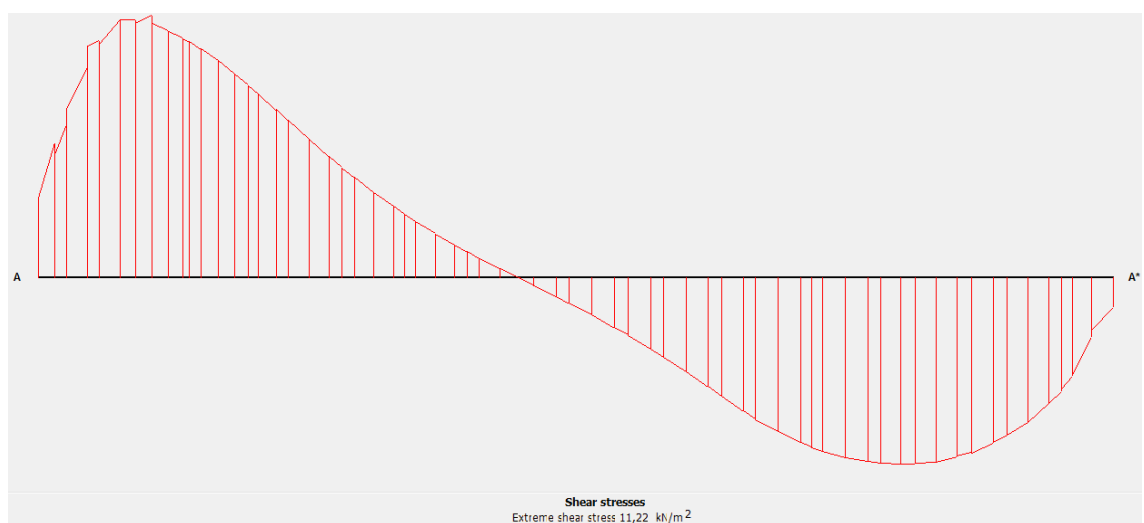


Figura 32 - Plot of effective shear stresses Sez. A-A - (phase: 5)

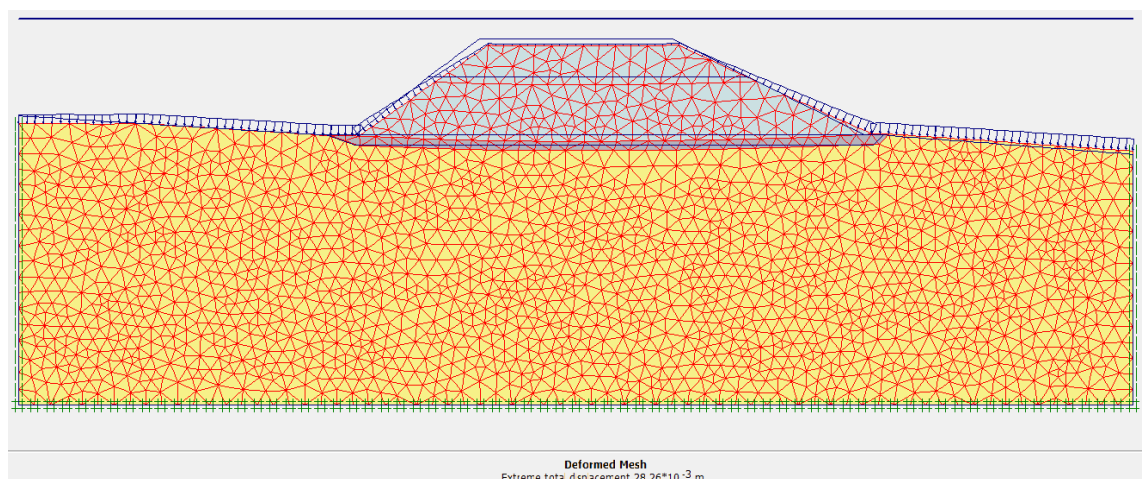


Figura 33 - Plot of deformed mesh - (phase: 6)

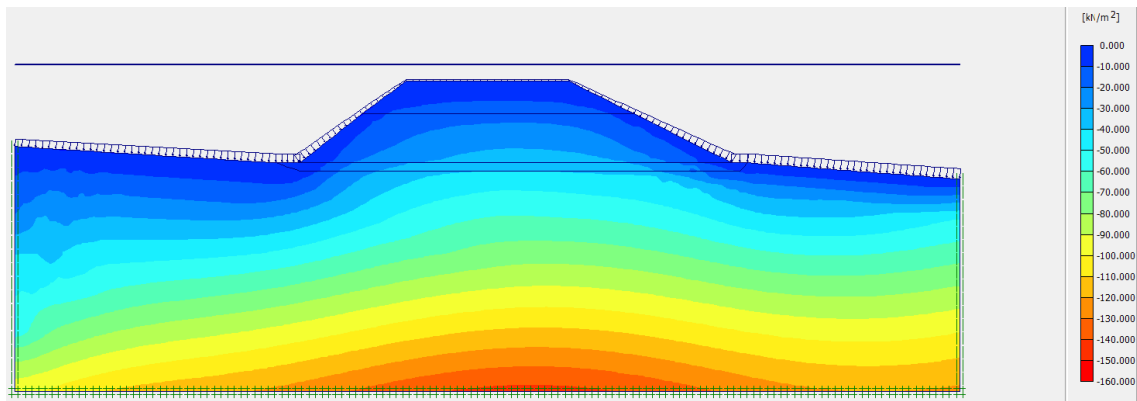


Figura 34 - Plot of effective stresses (mean shadings) - (phase: 6)

3.3. VERIFICA DEL TERRENO SUL PIANO DI APPOGGIO

La verifica del terreno sul piano di appoggio delle opere di difesa in progetto è eseguita controllando che lo stato tensionale che si ha in tutti i punti del piano sia compatibile con lo stato tensionale limite ottenuto con il criterio di Coulomb. Considerando il punto in cui si ha la massima tensione tangenziale, per cui lo stato tensionale è definito da:

$$\begin{aligned}\sigma_v &= 0.65 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_o &= 0.27 \text{ kg/cm}^2 \\ \tau_{vo} = \tau_{ov} &= 0.11 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

in cui le tensioni sopra indicate sono ricavate dal calcolo eseguito applicando i coefficienti parziali γ_F e γ_M relativi alla Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1. La tensione tangenziale massima agente è pari al raggio del corrispondente Cerchio di Mohr, per cui:

$$\tau_{\max} = (\sigma_o - \sigma_v)/2 = (0.65 - 0.27)/2 = 0.19 \text{ kg/cm}^2$$

Tale tensione si ha in corrispondenza del centro del cerchio di Mohr, per cui la tensione normale vale:

$$\sigma_c = (\sigma_v + \sigma_o)/2 = (0.65 + 0.27)/2 = 0.46 \text{ kg/cm}^2$$

La tensione in condizione di rottura è data dalla equazione di Coulomb:

$$\tau = c + \sigma * \tan(\varphi)$$

in cui c è la coesione, σ è la tensione normale agente in corrispondenza del punto in cui si esegue la verifica e φ è l'angolo di attrito interno del terreno in esame. Più precisamente, la tensione di rottura di confronto τ_r si ottiene dividendo il valore precedente - ottenuto con l'applicazione dei coefficienti $A2$, $M2$ – per il corrispondente coefficiente parziale delle resistenze γ_R ($R2$) relativo alle verifiche sulle opere di materiali sciolti:

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Tabella 13 - Tabella 6.8.I D.M. 14/01/2008

La tensione di rottura in corrispondenza del piano verticale, del piano orizzontale e del piano in cui si verifica la tensione tangenziale massima vale, nel nostro caso:

- piano verticale $\tau_r(v) = \sigma_v \cdot \tan(\varphi^*) / R2 = 0.27 \cdot \tan(29.25) / 1.1 = 0.137 \text{ kg/cmq}$
- piano orizzontale $\tau_r(o) = \sigma_o \cdot \tan(\varphi^*) / R2 = 0.65 \cdot \tan(29.25) / 1.1 = 0.331 \text{ kg/cmq}$
- piano τ_{\max} $\tau_r = \sigma \cdot \tan(\varphi^*) / R2 = 0.46 \cdot \tan(29.25) / 1.1 = 0.234 \text{ kg/cmq}$

Risultando le tensioni di rottura sempre superiori alle tensioni tangenziali determinate sul terreno per effetto del carico applicato la verifica può considerarsi soddisfatta. Si ha, infatti:

- piano verticale $0.11 \text{ kg/cmq} < 0.137 \text{ kg/cmq}$
- piano orizzontale $0.11 \text{ kg/cmq} < 0.331 \text{ kg/cmq}$
- piano τ_{\max} $0.19 \text{ kg/cmq} < 0.234 \text{ kg/cmq}$

3.4. VERIFICA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Facendo riferimento a quanto riportato nel paragrafo 1.4, si esegue la verifica a liquefazione in corrispondenza dei terreni di fondazione saturi sui quali deve essere realizzata l'opera.

Come già descritto, il calcolo del potenziale di liquefazione è eseguito con diverse teorie. I risultati sono riportati per le diverse teorie nel paragrafo 3.4.1, mostrando coefficienti di sicurezza sempre soddisfacenti.

3.4.1. TABELLA DI VERIFICA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Caratteristiche del sito

Profondità	z =	5,00 ml
Prof. media strato	ds =	8,00 ml
Peso dell'unità di volume	γ_{sat} =	1,90 ton/mc
Peso specifico acqua	γ_w =	1,03 ton/mc
Profondità falda	zw =	0,00 ml
Prof. media falda	dw =	0,00 ml
Nspt	Nspt =	14
d50	d50 =	0,320 mm
Perc. di fine d<0.005 mm	pc =	0,00 %

Tensione totale	σ_{vo} =	0,95 kg/cmq
Tensione efficace	σ_{vo}' =	0,44 kg/cmq

Categoria zona sismica		1
Acc. sismica massima	a_{max}/g =	0,10
Magnitudo	M =	7,29

- Criterio del Chinese National Code
of Aseismic Design of building

No	=	7,381
pc	=	3,00 %

Ncr	=	12,55
-----	---	-------

Coefficiente di sicurezza	μ_l =	1,12 ($\mu_l > 1.00$)
---------------------------	-----------	-------------------------

- Calcolo dello sforzo di taglio indotto dal sisma

Coeff. funz. di z	rd	=	(z ≤ 9.15 0,96 m)
	rd	=	(9.15 < z 0,00 ≤ 23)
	rd	=	(23 < z ≤ 30) 0,00
	rd	=	(z > 30) 0,00
	rd	=	(valore 0,96 assunto)
	MSF	=	1,10 (M ≤ 7.5)
	MSF	=	0,00 (M > 7.5)
	MSF	=	(valore 1,10 assunto)
	T	=	0,12

- Calcolo della resistenza a taglio mobilitata (Seed e Idriss)

$$N1 = 0,00$$

$$Na = 20,97$$

$$R = 0,23$$

Coefficiente di sicurezza

$$\mu l = 1,87 \quad (\mu l > 1.30)$$

- Calcolo della res. a taglio mobilitata (Tokimatsu & Yoshimi)

$$N1 = 0,00$$

$$Na = 20,97$$

$$R = 0,44$$

Coefficiente di sicurezza

$$\mu l = 3,51$$

($\mu l > 1.30$ per sabbie sciolte)

($\mu l > 1.50$ per sabbie mediamente addensate)

- Calcolo della res. a taglio mobilitata (Iwasaki)

$$R = 1,32$$

Coefficiente di sicurezza

$$\mu l = 10,65 \quad (\mu l > 1.00)$$

4. CONCLUSIONI

Nella presente relazione sono state riportate tutte le verifiche geotecniche occorrenti per la stabilità delle opere a gettata in progetto.

Le verifiche condotte con analisi ad elementi finiti di tipo evolutivo hanno evidenziato che lo stato di deformazione e di tensione, sia nelle fasi di costruzione che nella fase finale di esercizio e in condizioni sismiche, sono compatibili con l'opera da realizzare.

Infine, la verifica del potenziale di liquefazione, eseguita con diverse teorie, ha fornito in tutti i casi analizzati coefficienti di sicurezza soddisfacenti.