

Stazione Appaltante:

Comune di **PRAIANO**
U.T.C. Lavori Pubblici
via Umberto I - 84010 Praiano (SA)
R.U.P.: Arch. Vincenza AMATO



Oggetto:

Comune di **PRAIANO**
Complesso denominato "**La Torricella**" in
Località Capo Sottile

***Interventi volti all'installazione di un
ponteggio nell'ambito del progetto di
riqualificazione paesaggistica ed
ambientale del complesso denominato
"La Torricella" ed aree annesse***

Titolo Elaborato:

**RELAZIONE GEOTECNICA e sul
SISTEMA FONDALE**

Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni
(Cap. 6 Progettazione Geotecnica – D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018)

Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni (Cap. 6 Progettazione Geotecnica – D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018)

Interventi volti all'installazione di un ponteggio nell'ambito del progetto di riqualificazione paesaggistica ed ambientale del Complesso denominato "La Torricella" ed aree annesse.

Committente:	<i>Comune di Praiano</i>
Ubicazione opera:	<i>Praiano (SA) – Complesso "La Torricella" ed aree annesse in Località Capo Sottile</i>
Progettista architettonico:	<i>dott. arch. Gennaro Fusco, iscritto all'Ordine degli Architetti della Provincia di Salerno al n. 928 sez. A</i>
Progettista Strutturale:	<i>dott. ing. Dennis Campagna, iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Pordenone al n. 1309 sez. A</i>
Geotecnico:	<i>dott. ing. Dennis Campagna, iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Pordenone al n. 1309 sez. A</i>
Direttore dei Lavori:	<i>dott. arch. Gennaro Fusco, iscritto all'Ordine degli Architetti della Provincia di Salerno al n. 928 sez. A</i>
Geologo:	<i>dott. geol. Ilario Bridi, iscritto all'Ordine dei Geologi della Regione Trentino Alto Adige al n. 153 sez. A</i>

Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni
(Cap. 6 Progettazione Geotecnica – D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018)

Sommario

1	BREVE DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	3
2	RELAZIONE GEOTECNICA.....	8
2.1	Indagini geognostiche, prove geotecniche e valori caratteristici dei parametri geotecnici.....	11
2.2	Verifiche della sicurezza e delle prestazioni: identificazione dei relativi stati limite.....	12
2.3	Resistenza di progetto del sistema geotecnico fondazione-terreno allo stato limite ultimo e di esercizio	13
2.4	Verifiche SLE (cedimenti).....	14
3	RELAZIONE SULLE FONDAZIONI.....	15
3.1	Verifiche della sicurezza e delle prestazioni: identificazione dei relativi stati limite.....	16
3.1.1	Verifiche SLU	16
3.1.1.1	Verifiche GEO: Approcci progettuali e valori di progetto dei parametri geotecnici	16
3.1.2	Verifiche SLE (cedimenti).....	17
4	CONCLUSIONI.....	18

Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni
(Cap. 6 Progettazione Geotecnica – D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018)

1 BREVE DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Il Comune di Praiano è proprietario del Complesso denominato “La Torricella” e delle aree annesse, in località Capo Sottile.

La Torre, che faceva parte del complesso di torri dell'antica Repubblica Marinara d'Amalfi, è una rarità poiché, a differenza della maggior parte delle torri presenti in Costa d'Amalfi, non è stata eretta su uno degli speroni di roccia ma al centro tra l'area urbana di Praiano e quella di Vettica Maggiore, rappresentando, pertanto, un “unicum” interessante nella storia dell'insediamento antropico in Costa d'Amalfi.

Detto complesso, secondo la Carta da frana del **Piano Stralcio Assetto Idrogeologico**, non è **classificata** nella Carta del Rischio ma presenta una pericolosità da frana **P3** (*pericolosità elevata*) e **P1** (*pericolosità moderata*), mentre la parete che circonda l'area predetta ricade in **P4** (*pericolosità molto elevata*).

L'intenzione della committenza è quella di procedere ad interventi di riqualificazione paesaggistica ed ambientale del predetto sito, al fine di restituirlo alla cittadinanza locale ed ai numerosi turisti che ogni anno visitano il paese costiero. A tal fine si procede con la presente documentazione alla verifica delle condizioni lungo la parete rocciosa per la realizzazione di un ponteggio per la riqualificazione del predetto sito.

Per poter intervenire con le lavorazioni lungo le murature della Torricella si dovrà approntare un ponteggio per permettere alle maestranze di operare in sicurezza.

I ponteggi metallici possono essere classificati in base alla classe di carico, ossia all'entità del carico di servizio che deve essere considerata sugli impalcati del ponteggio ai fini delle verifiche di progetto. Le Circolari del Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale 85/78, 44/90 e 132/91 distinguono:

Classi	Carico uniformemente distribuito (kN/m ²)	Carico concentrato area 500 x 500 mm (kN)	Carico concentrato area 200 x 200 mm (kN)	Carico sull'area parziale	
				(kN/m ²)	Fattore d'area parziale (m ²)
Ponteggio da manutenzione	1,50	1,50	1,00	—	—
Ponteggio da costruzione	3,00	3,00		5	0,4 A
Piazzole di carico	4,50	3,00		7,5	0,4 A

Tabella 1.1 – Classi di carico – Circolari ministeriali 85/78, 44/90 e 132/91

La norma UNI EN 12811-1 introduce altre tre classi di carico oltre a quelle indicate nelle suddette circolari, per un totale di sei classi di carico:

Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni
(Cap. 6 Progettazione Geotecnica – D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018)

CLASSE DI CARICO	CARICO UNIFORMEMENTE DISTRIBUITO q_1 (kN/m ²)	CARICO CONCENTRATO SULL'AREA 500 mm × 500 mm F1 (kN)	CARICO CONCENTRATO SULL'AREA 200 mm × 200 mm F2 (kN)	CARICO SULL'AREA PARZIALE	
				q_2 (kN/m ²)	FATTORE DELL'AREA PARZIALE a_0 ¹⁾
1	0,75 ²⁾	1,50	1,00		
2	1,50	1,50	1,00		
3	2,00	1,50	1,00		
4	3,00	3,00	1,00	5,00	0,4
5	4,00	3,00	1,00	7,50	0,4
6	5,00	3,00	1,00	10,00	0,5
1) Vedere punto 6.2.2.4. della UNI EN 12811-1					
2) Vedere punto 6.2.2.1. della UNI EN 12811-1					

Tabella 1.2 – Classi di carico – Norma UNI EN 12811-1

Per l'intervento di progetto si prevede un ponteggio da manutenzione in classe 2, avente un carico uniformemente distribuito pari a 1,50 kN/m².

La tipologia che si prevede di adottare è quella a tubi e giunti, riportata schematicamente di seguito:

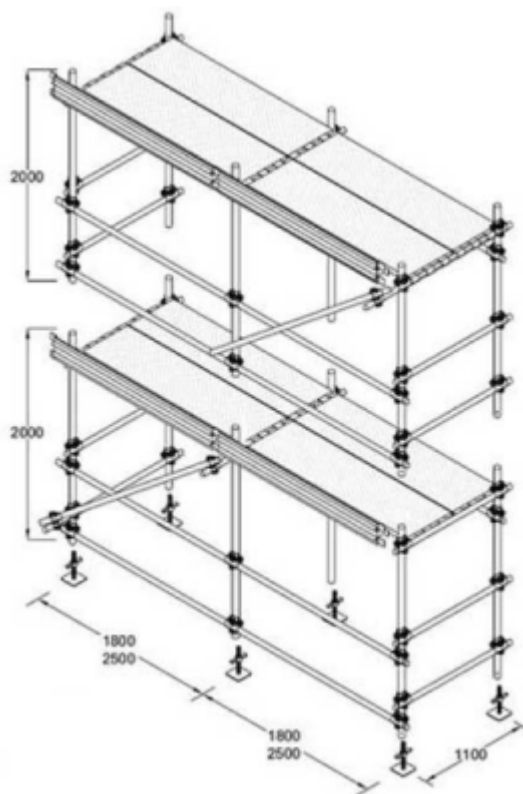


Figura 1.3 – Ponteggio a tubi e giunti

I ponteggi a tubi e giunti hanno una maggiore flessibilità d'impiego poiché sono costituiti da elementi tubolari collegati per mezzo di appositi giunti. Con i giunti presenti oggi in commercio è possibile ottenere composizioni e strutturazioni dei ponteggi di svariate forme, ossia si è svincolati dalla forma dell'edificio;

Committente: **Comune di Praiano**

Interventi volti all'installazione di un ponteggio nell'ambito del progetto di riqualificazione paesaggistica ed ambientale del Complesso denominato "La Torricella" ed aree annesse.

Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni
(Cap. 6 Progettazione Geotecnica – D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018)

tale tipologia però presenta svantaggi dovuti all'eccentricità con cui sono assemblate le aste e maggior onere nella costruzione in quanto i tempi di montaggio sono superiori rispetto ai ponteggi a telai prefabbricati.

La tipologia a tubi e giunti può essere usata per realizzazioni particolari in quanto, come già detto, il sistema di assemblaggio è libero da schemi e dimensioni predefinite.

Per il progetto in esame si prevede una larghezza di 1,10 m ed interasse tra le campate di 1,80 m.

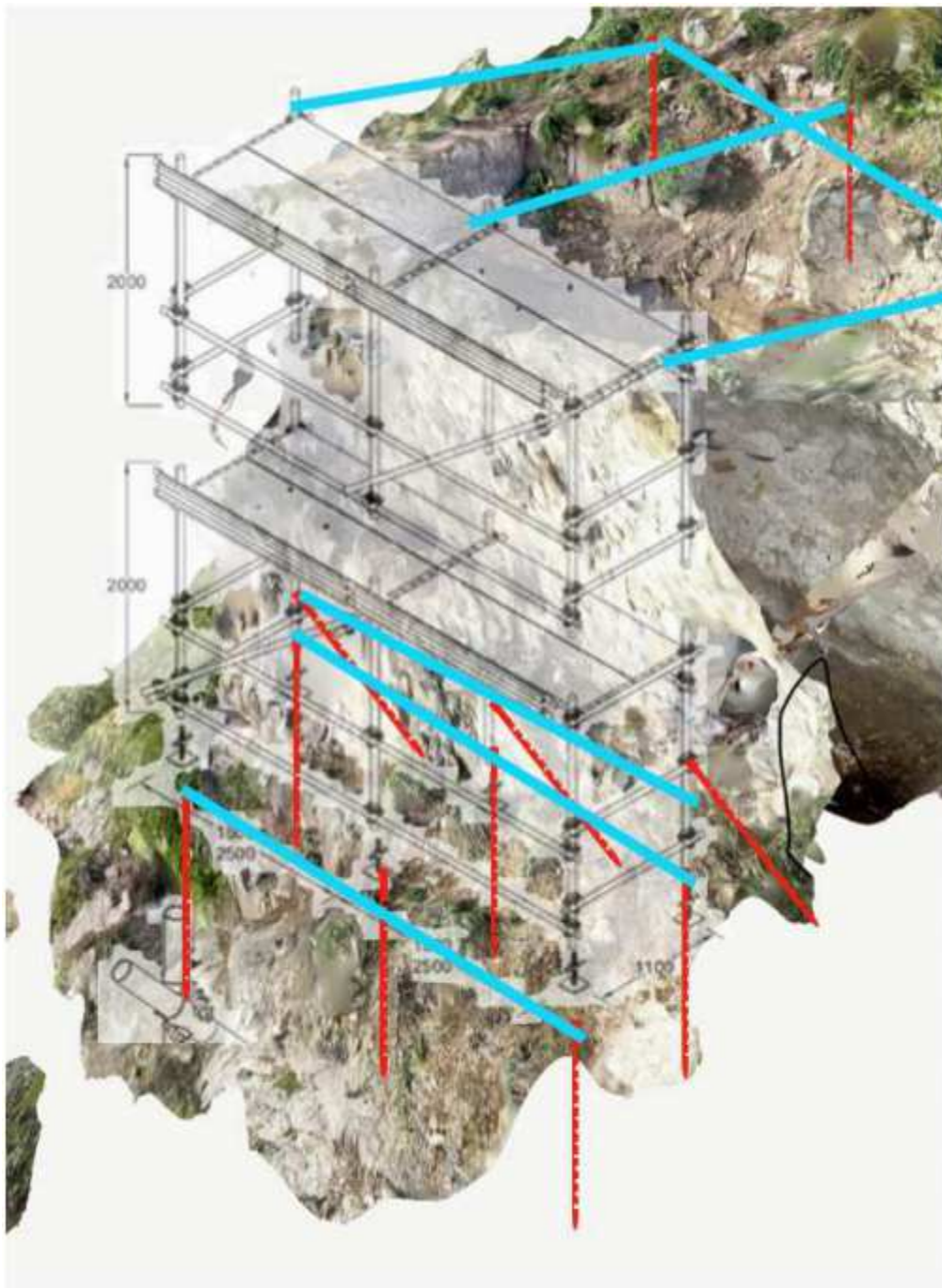


Figura 1.4 – Rendering del ponteggio previsto lungo una sezione tipo

La tipologia di ancoraggio a cravatta al di sopra del muro non può essere eseguita in quanto la muratura non è considerata stabile.

Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni
(Cap. 6 Progettazione Geotecnica – D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018)

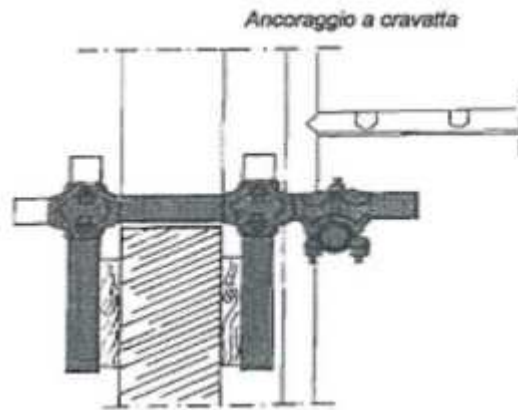


Figura 1.5 – Ancoraggio a cravatta

Si dovranno pertanto realizzare degli ancoraggi infissi nel substrato roccioso ai quali ancorare le tubazioni del ponteggio.

Si prevede di utilizzare degli ancoraggi in barra autoperforante R32 perforati con diametro di 45 mm della lunghezza di 0,80 m.

Il ponteggio potrà appoggiare in funzione della geometria del pendio ed in particolare si individuano 2 casi:

- TIPO A con tutti gli appoggi su barra autoperforante;
- TIPO B con solo appoggio esterno su barra autoperforante (l'appoggio interno potrà essere su semplice piedino regolabile).



Figura 1.6 – Sezione tipo con ponteggio di tipo A

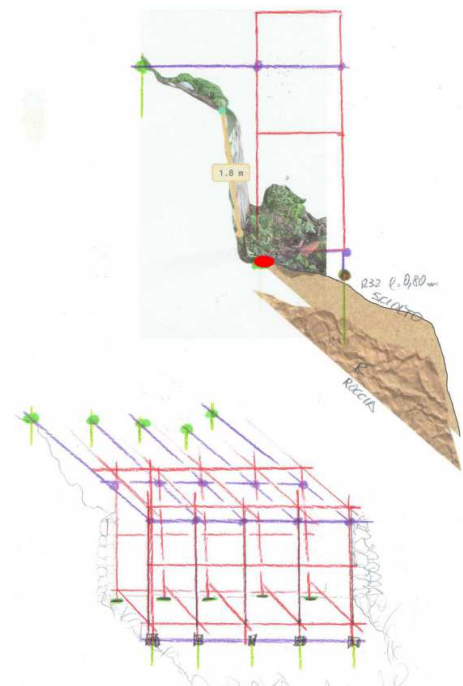


Figura 1.7 – Sezione tipo con ponteggio di tipo B

Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni
(Cap. 6 Progettazione Geotecnica – D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018)

BARRE AUTOPERFORANTI



TIPO BARRA	DM EST. (mm)	DM INT. (mm)	SNERVAMENT O (kN)	ROTTURA (kN)	PESO (Kg/mt)	Tipo Filetto
R25N	25	14	150	200	2.3	
R32L	32	22	200	260	2.8	
R32N	32	21	230	280	2.9	

Figura 1.8 – Dettaglio della barra autoperforante R32N

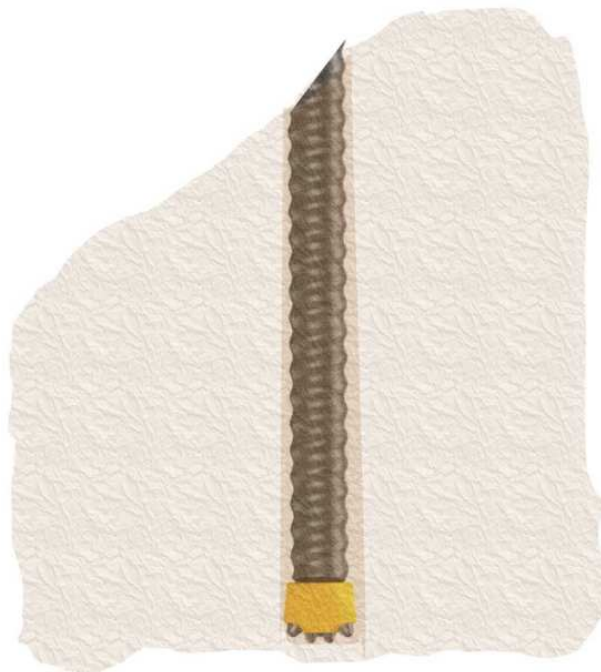


Figura 1.9 – Dettaglio della barra autoperforante R32N

Per l'intervento di manutenzione previsto e per la realizzazione del ponteggio della tipologia tubo-giunto con una larghezza di 1,10 m ed interasse tra le campate di 1,80 m, si dovranno realizzare degli ancoraggi

Committente: **Comune di Praiano**

7

Interventi volti all'installazione di un ponteggio nell'ambito del progetto di riqualificazione paesaggistica ed ambientale del Complesso denominato "La Torricella" ed aree annesse.

Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni
(Cap. 6 Progettazione Geotecnica – D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018)

infissi nel substrato roccioso ai quali ancorare le tubazioni del ponteggio stesso. Si prevede, pertanto, di utilizzare degli ancoraggi in barra autoperforante R32 perforati con diametro di 45 mm della lunghezza di 0,80 m.

Il ponteggio potrà appoggiare in funzione della geometria del pendio ed in particolare nel TIPO A con tutti gli appoggi su barra autoperforante e nel TIPO B con solo appoggio esterno su barra autoperforante (l'appoggio interno potrà essere su apposito piedino regolabile).

Gli interventi a farsi saranno eseguiti nel pieno rispetto delle norme igienico-sanitarie e di sicurezza per i lavoratori, nonché nel rispetto della pubblica e privata incolumità.

2 RELAZIONE GEOTECNICA

La presente relazione geotecnica prende origine da quanto riportato in letteratura e nella relazione geologica e di compatibilità geologica redatta dal Dott. Ilario Bridi, nel pieno rispetto delle disposizioni nazionali e regionali in materia di edificabilità in zona sismica; le suddette hanno attestato la completa compatibilità tra le realizzazioni da effettuarsi e le condizioni morfologiche, geologiche ed idrogeologiche dell'area su cui le stesse insistono. A tal proposito, si ricorda che il territorio comunale di Praiano, Provincia di Salerno, è stato dichiarato zona sismica di **III categoria** con D.G.R.C. n. 5447 del 07/11/2002.

Con riferimento al Testo Unico coordinato recante: “**Norme di Attuazione dei PSAI relativi ai bacini idrografici regionali in Destra e Sinistra Sele ed Interregionale del fiume Sele**”, adottato dall'Autorità di Bacino Regionale di Campania Sud ed interregionale per il bacino idrografico del fiume Sele, con Delibera del Comitato Istituzionale n.22 del 02/08/2016 ed in vigore dal 16/08/2016 (pubblicato sul G.U.R.I. n.190 del 16/08/2016), la zona di interesse ricade in un'area che sulla Carta della Pericolosità dell'ex P.S.A.I. dell'Autorità di Bacino Campania Sud (ex Destra Sele) è classificata in **P4 – Pericolosità molto elevata**, per quanto riguarda la parete rocciosa, **P3 – Pericolosità elevata e P1 – Pericolosità moderata** per la porzione del complesso “La Torricella”.

Secondo la Carta del Rischio da frana del “Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico del Territorio” dell'Autorità di Bacino Campania Sud ex Destra Sele, l'area di interesse non è classificata nella Carta del Rischio ma presenta una pericolosità **P3 – Pericolosità elevata e P1 – Pericolosità moderata**.

L'art. 33 al Capo III del Testo Unico Coordinato delle Norme di Attuazione dei PSAI relativi ai bacini idrografici regionali in Destra e Sinistra Sele ed Interregionale del Fiume Sele (Delibera del Comitato Istituzionale n.22 del 02.08.2016) disciplina le aree a pericolosità da frana molto elevata ed elevata P4 e P3.

In particolare, secondo il comma 1 dell'art. 33, nelle aree a pericolosità da frana molto elevata P4 e P3, sono consentiti:

- A. Gli interventi di bonifica e di sistemazione delle aree di possibile innesco e sviluppo di fenomeni di dissesto;
- B. Gli interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria dei muretti a secco e delle opere di mitigazione del rischio da frane ed idraulico;
- C. Gli interventi di sistemazione e miglioramento ambientale finalizzati a ridurre la pericolosità dell'area;
- D. La realizzazione di muretti a secco;

Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni
(Cap. 6 Progettazione Geotecnica – D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018)

E. La realizzazione di manufatti non qualificabili come volumi edilizi strettamente connessi alle attività agricole.

Per tali interventi si dovrà redigere uno studio di compatibilità geologica secondo i contenuti di cui all'art. 51 ed in conformità degli indirizzi e delle indicazioni di cui all'allegato H rispetto ai bacini idrografici di riferimento.

La valutazione del rischio ® nel PSAI è stata effettuata utilizzando la relazione $R=P*D$, dove “P” rappresenta la pericolosità e “D” il danno potenziale atteso, così come definiti e descritti, in dettaglio negli elaborati tecnici di Piano.

GRADO DI DANNO POTENZIALE ATTESO	
<i>elementi antropici</i>	<i>danno atteso</i>
Zona A - Centro storico	D4
Zona B - Zona di completamento "satura e non saturi"	D4
Zona C - Zona di espansione	D4
Zona D - Zona industriale /commerciale	D4
Zona E - Zona di interesse collettivo	D4
Zona T - Zona turistica - ricettiva	D4
Area cimiteriale	D3
Edilizia pubblica: scolastica, sanitaria, religiosa, sportiva, ecc.	D4
Strutture e aree ricettive: campeggi, discoteche, alberghi, aree mercati, ecc.	D4
Discinca	D4
Edilizia rurale	D4
Centrale elettrica, depuratore, impianto trattamento rifiuti.	D4
Impianti tecnologici: cabina elettrica, serbatoio - cisterna, elettrodotti, acquedotti, monorotaie per trasporto merci, impianti di energia alternativa, impianti telefonici e radioelettrici, ecc.	D2
Infrastrutture di trasporto: aeroporto, parcheggio, porto, stazione ferroviaria, viabilità interna, autostrada, superstrada, strada statale, svicolo, linea ferroviaria	D4
Strada comunale, strada provinciale e strada secondaria	D3

dove:
D1 = Danno potenziale moderato **D2** = Danno potenziale medio
D3 = Danno potenziale elevato **D4** = Danno potenziale molto elevato

Si riporta di seguito, per la tipologia di pericolosità considerata (da frana), la classe di rischio assegnata a ciascuna combinazione tra “Pericolosità” e “Danno potenziale atteso”.

RISCHIO DA FRANA				
Danno potenziale atteso	Pericolosità			
	P4	P3	P2	P1
D4	R4	R3	R2	R1
D3	R3	R3	R2	R1
D2	R2	R2	R1	R1
D1	R1	R1	R1	-

R4	RISCHIO MOLTO ELEVATO (rosso)	R2	RISCHIO MEDIO (giallo)
R3	RISCHIO ELEVATO (arancione)	R1	RISCHIO MODERATO (verde)

La parete in esame ricade in aerea a pericolosità P4. La porzione dove è ubicato il complesso “La Torricella” presenta una pericolosità P3 elevato e P1 moderato in considerazione del danno atteso D4.

Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni (Cap. 6 Progettazione Geotecnica – D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018)

La compatibilità dell'intervento di messa in sicurezza del complesso, come descritto nel presente elaborato, rientra dal punto di vista normativo negli interventi di bonifica e di sistemazione delle aree di possibile innesco e sviluppo dei fenomeni di dissesto (art. 33, comma 1 lettera A).

L'area di studio è ubicata alla base del versante meridionale della dorsale carbonatica della Penisola Sorrentino-Amalfitana, cartografata nel Foglio n.197 "Amalfi" della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000.

Osservando la cartografia geologica della zona è possibile individuare le principali formazioni rocciose che caratterizzando le pareti sub-verticali della costa a Sud-Est di Positano.

Detta dorsale costituisce un alto strutturale allungato trasversalmente alla Catena Appenninica in senso ENE-OSO, delimitato dalle profonde depressioni della Piana Campana a Nord e del Fiume Sele a Sud. L'ossatura di tale dorsale è costituita da una successione calcareo-dolomitica di età mesozoica riferibile all'Unità Monti Picentini-Monti Lattari, avente uno spessore superiore ai mille metri con andamento a struttura monoclinica.

In particolare in questa è caratterizzata dall'affioramento di calcari dolomitici triassici e giurassici, a luoghi brecciati e ben stratificati, sul versante meridionale, e da calcari cretaci, localmente ricoperti da flysch trasgressivi miocenici, sul versante settentrionale. I terreni più recenti sono rappresentati da depositi continentali detritici e piroclastici; i primi sono riferibili a brecce di versante e a ghiaie e conglomerati di conoidi, i secondi a vulcanoclastiti, spesso rimaneggiate ed umificate, collegati a prodotti da caduta degli apparati vulcanici dei 'Campi Flegrei' e del 'Somma-Vesuvio' che, com'è noto, nelle varie fasi di attività parossistica hanno eiettato a notevoli distanze dall'area pericraterica ceneri, sabbie, lapilli, pomici, scorie, bombe e brandelli lavici. Detti prodotti rivestono ampie porzioni dei versanti calcarei ed affiorano maggiormente sul versante settentrionale rispetto a quello salernitano-amalfitano.

L'attuale conformazione morfostrutturale è stata raggiunta durante il Pleistocene medio per l'azione di diverse fasi tettoniche da collegarsi in parte a movimenti compressivi mio-pliocenici (sovrascorrimenti e faglie inverse), in parte ad una tettonica distensiva plio-aternaria caratterizzata da faglie con rigetti prevalentemente verticali. Il susseguirsi di tali eventi tettonici ha variamente disarticolato i Monti Lattari.

Dal rilievo geologico eseguito in sito e da quanto riportato nel Foglio n.466 "Sorrento" della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000, Progetto CARG, l'area è stata individuata come costituita da un substrato calcareo carbonatico di età mesozoica.

In dettaglio le unità litologiche presenti nell'area sono le seguenti:

1) UNITA' CALCAREA

Costituisce l'ossatura principale della dorsale dei Monti Lattari ed è rappresentata da calcari grigi e biancastri, in strati decimetrici o in bianchi che superano il metro di spessore, alternati a dolomie grigiastre.

Gli strati sono inclinati di circa 15°-20° verso Nord-Ovest con un'immersione prevalentemente a reggipoggio rispetto alla parete rocciosa degradante verso il mare. L'unità di riferimento, secondo la cartografia geologica di riferimento, corrispondente ai Calcari oolitici e Oncolitici (CDO) del periodo Toarciano-Calloviano (Giurassico Superiore).

Si tratta di calcari in strati medi, di colore grigio, frequentemente oolitici nelle parti inferiore e media, con intercalazioni e corpi irregolari di dolomie cristalline grigie. Nella parte basale sono presenti sottili intercalazioni di marne argillose grigio-verdastre....Tra i microfossili sono frequenti i resti di piccoli lamellibranchi, gasteropodi ed echinodermi.... Ambiente di margine oolitico di piattaforma. Spessore circa 450 m.

Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni (Cap. 6 Progettazione Geotecnica – D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018)

2) FORMAZIONE DETRITICO-PIROCLASTICA

Tale unità è ascrivibile all'Unità Quaternaria del Bacino Piana del Sele-Golfo di Salerno. In dettaglio è appartenente al Supersintema di Conca del periodo Pleistocene Inferiore – Pleistocene Medio.

Si tratta di unità depostesi in più cicli intercalati agli eventi di fagliazione e surrezione che definiscono il margine sud dei Monti Lattari. Si tratta di conglomerati e breccie carbonatiche con matrice piroclastica scarsa o assente, in facies di cono e falde detritiche, subordinatamente di conoide alluvionale, tettonicamente sospesi lungo i versanti. Localmente include anche puddinghe di spiaggia e piccole bicostruzioni a Cladocora coespitosa appartenenti a più ordini tra circa 30 e 230 m s.l.m. Spessore variabile, fino a massimi di alcune decine di metri.

Analizzando la cartografia geolitologica-strutturale del “Piano Stralcio per l’Assetto Idrogeologico del Territorio” dell’Autorità di Bacino Campania Sud ex Destra Sele, le formazioni affioranti lungo la parete rocciosa e nei pressi del complesso “La Torricella” sono costituite dalla sequenza carbonatica A caratterizzata da calcari in banchi o massivi e calcari dolomitici in strati spessi (LCBM).

Da un punto di vista idrogeologico il territorio di studio fa parte dell’unità idrogeologica conosciuta in letteratura scientifica come Unità dei Monti Lattari; quest’ultima si presenta molto permeabile per fratturazione e per carsismo.

Il comportamento idrogeologico dei terreni affioranti è caratterizzato da una grande variabilità, dovuta al diverso grado di porosità efficace presentato dai diversi termini litologici. In termini idrogeologici, i depositi di copertura ed i conoidi hanno permeabilità primaria per porosità media, mentre i litotipi prevalentemente carbonatici presenti nell’area presentano permeabilità secondaria per fratturazione alta. Nei primi si riscontra una generale tendenza all’infiltrazione delle acque meteoriche, mentre, nei secondi prevalgono i fenomeni di scorrimento superficiale o di infiltrazione per carsismo. Nell’area di studio è indicata una sorgente.

2.1 Indagini geognostiche, prove geotecniche e valori caratteristici dei parametri geotecnici

Le indagini geognostiche hanno lo scopo di far conoscere e caratterizzare il sottosuolo, ricostruendone i principali lineamenti tramite l’integrazione con gli elementi raccolti durante il rilievo geologico ed il rilievo geologico-strutturale di superficie.

La caratterizzazione che si ottiene non è più puramente geologica, ma anche geotecnica e geomeccanica e consente di definire le proprietà fisiche e meccaniche del sottosuolo.

Tali indagini hanno quindi lo scopo di consentire la ricostruzione geolitostratigrafica delle formazioni incontrate, la parametrizzazione geotecnica con indagini in situ e, eventualmente, di prelevare campioni idonei per le analisi necessarie alla determinazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni e delle rocce incontrate.

Le indagini geognostiche si distinguono in:

- indagini indirette, che misurano la variazione di determinate caratteristiche e permettono di risalire successivamente alla definizione del terreno che costituisce il sottosuolo;
- indagini dirette, che consentono un rilievo diretto e di maggiore dettaglio del terreno.

I mezzi di indagine di tipo indiretto che consentono di definire il profilo stratigrafico, senza ricorrere a scavi o perforazione di sondaggio, sono le prove penetrometriche e le indagini geofisiche (Georadar e

Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni (Cap. 6 Progettazione Geotecnica – D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018)

tomografia elettrica). Le prove penetrometriche, con opportuni penetrometri (CPT, SPT, ecc.) e le prove con metodi sismici (MASW, SASW) permettono al tecnico di valutare anche le caratteristiche meccaniche statiche e dinamiche, nonché le proprietà fisiche del sottosuolo. La conoscenza accurata della natura del terreno che interessa l'immobile in costruzione è fondamentale per l'ottimizzazione dei costi delle opere fondali e per non incorrere in problemi di inadeguatezza del sistema fondazioni/terreno ai fini della stabilità del costruito.

Per la caratterizzazione geologica e geotecnica del sito di impianto si è tenuto conto dei dati presenti in letteratura e delle prospezioni svolte sul sito vicino, appartenente allo stesso contesto morfostratigrafico.

Si afferma altresì che, in considerazione delle dimensioni delle opere e della conoscenza dal punto di vista geotecnico dei luoghi, la costruzione rientra nella categoria delle opere di modesta rilevanza, così come descritto al punto 6.2.2 “Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica” del D.M. Infrastrutture del 17/01/2018.

In particolare, cautelativamente, si ha quanto di seguito riportato:

Grandezza	Descrizione grandezza
γ [kg/m ³]	Peso di volume del terreno
γ_s [kg/m ³]	Peso di volume saturo del terreno
φ [°]	Angolo d'attrito interno
c [kg/cm ²]	Coesione

Tabella 2.1

Descrizione terreno	γ [kg/m ³]	γ_s [kg/m ³]	φ [°]	c
Substrato roccioso con depositi di copertura	2000	2000	44,50	3,95

Tabella 2.2

2.2 Verifiche della sicurezza e delle prestazioni: identificazione dei relativi stati limite

Le verifiche della sicurezza in fondazione sono condotte nei riguardi dello stato limite ultimo e dello stato limite di esercizio.

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

- EQU - perdita di equilibrio della struttura, del terreno o dell'insieme terreno-struttura, considerati come corpi rigidi;
- 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;
- ULP – perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla sottospinta dell'acqua (galleggiamento);
- HYD - erosione e sifonamento del terreno dovuta a gradienti idraulici.
- verifiche EQU: L'edificio è soggetto ad azioni di tipo verticale e di tipo orizzontale. Come si evince dal diagramma delle pressioni sul terreno di fondazione, queste ultime sono tutte di

Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni
(Cap. 6 Progettazione Geotecnica – D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018)

compressione. Pertanto, essendo le pressioni di tipo compressivo, sicuramente non si hanno fenomeni di perdita di equilibrio della struttura.

- verifiche STR: le verifiche di resistenza degli elementi strutturali di fondazione sono state eseguite contestualmente alla verifica degli elementi strutturali in elevazione. Le relative verifiche sono riportate nella relazione di calcolo.
- verifiche GEO: le verifiche di resistenza del terreno interagente con la struttura sono condotte confrontando i valori di resistenza con quelli di progetto, secondo l'Approccio 2, come riportato nelle pagine seguenti.
- verifiche UPL e HYD: poiché nel terreno di fondazione non vi è la presenza della falda non si hanno fenomeni di galleggiamento o di sifonamento.

2.3 Resistenza di progetto del sistema geotecnico fondazione-terreno allo stato limite ultimo e di esercizio

Per una fondazione superficiale, vi è una sola verifica geotecnica agli stati limite ultimi da eseguire cioè la verifica di capacità portante, ovvero la verifica dello stato limite di collasso per raggiungimento del carico limite della fondazione. Pertanto deve essere rispettata la condizione sotto riportata dove E_d è il valore di progetto dell'azione nelle varie combinazioni di carico e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico sopra indicato:

$$R_d \geq E_d$$

Le NTC 2018 prevedono che le verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi per le opere e i sistemi geotecnici, possano essere eseguite utilizzando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi (Approccio 1 e Approccio 2).

Le verifiche allo SLU di tipo geotecnico (GEO) nei confronti del collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno sono eseguite utilizzando i valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle sottostanti.

Le verifiche di capacità portante in accordo con le NTC 2018 sono state eseguite con il seguente approccio:

- approccio 1-Combinazione 1 (A1+M1+R1) in cui sono incrementate le azioni permanenti, incrementate le azioni variabili (A), invariati i parametri geotecnici (M) e invariata la resistenza (R);
- approccio 1-Combinazione 2 (A2+M2+R3) in cui sono invariate le azioni permanenti, incrementate le azioni variabili (A), ridotti i parametri geotecnici (M) e ridotta la resistenza (R).

	Effetto	Coefficiente parziale γ_G (o γ_F)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1	1
	Sfavorevole		1,1	1,3	1
Carichi permanenti G_2	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8

Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni
(Cap. 6 Progettazione Geotecnica – D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018)

	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0	0	0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 2.3: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan(\varphi'_k)$	$\gamma_{\varphi'}$	1	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_Y	1	1

Tabella 2.4: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Verifica	Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	1,0	1,8	1,4
Scorrimento	1,0	1,1	1,1

Tabella 2.5: Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno.

Le NTC 2018 e le relative Istruzioni non contengono indicazioni su come eseguire le verifiche agli stati limite di esercizio per le opere geotecniche, né fissano soglie da rispettare.

Per le fondazioni dirette le NTC 2018 (§6.4.2.2) recitano: “Al fine di assicurare che le fondazioni risultino compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), si deve verificare il rispetto della condizione [6.2.7], calcolando i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3, tenendo conto anche dell'effetto della durata delle azioni. Forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi”.

La Circolare C.S.LL.PP. n.7 del 21/01/2019 (§C6.4.2.2): “La scelta e il dimensionamento del sistema di fondazione deve scaturire anche dalla verifica che gli spostamenti del terreno, assoluti e differenziali, immediati e differiti nel tempo, siano compatibili con la costruzione in progetto. Nel caso in cui la nuova costruzione possa influire sul comportamento statico e/o sulla funzionalità di manufatti adiacenti, la verifica suesposta deve essere estesa a questi ultimi. A questi fini, devono essere impiegati metodi e modelli di comprovata validità per la valutazione del campo di spostamenti del terreno indotti dalla costruzione in progetto. Conseguentemente, il modello geotecnico di sottosuolo deve comprendere la caratterizzazione della rigidità dei terreni, valutata in corrispondenza delle deformazioni attese, e, nei terreni a grana fina, anche delle caratteristiche di compressibilità e permeabilità. Nelle analisi, devono essere impiegati i valori caratteristici delle proprietà meccaniche e pertanto i relativi coefficienti parziali di sicurezza devono sempre essere assunti unitari”.

2.4 Verifiche SLE (cedimenti)

Gli stati limite di esercizio si riferiscono al raggiungimento di valori critici dei cedimenti che possono compromettere la funzionalità dell'opera.

Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni
(Cap. 6 Progettazione Geotecnica – D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018)

Nel calcolo strutturale si è tenuto implicitamente conto dei cedimenti differenziali e si è proceduto alla verifica dei cedimenti assoluti che, comunque, attesa la modesta dimensione della struttura e dei carichi prodotti, risultano adeguati al sistema fondazione-terreno.

Inoltre, nell'intorno dell'area di sedime del corpo di fabbrica oggetto dei lavori, ad oggi non sono stati riscontrati segni di dissesto superficiale in atto che possano compromettere la sua stabilità e quella delle aree circostanti.

3 RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

Sulla scorta di quanto riportato nella relazione geotecnica, si evince che la **categoria di sottosuolo** alla quale il terreno di fondazione in esame appartiene è di **tipo A**, secondo quanto riportato nella Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo del D.M. Infrastrutture del 17/01/2018:

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
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 la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 m/s e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tabella 3.1: Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Le caratteristiche topografiche del sito in esame fanno sì che lo stesso sia compreso nella **categoria topografica T2**, ai sensi della Tabella 3.2.V – Categorie topografiche del D.M. Infrastrutture del 17/01/2018:

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S _T
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione $\leq 15^\circ$.	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 di 30° .	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza medi maggiore di 30° .	1,4

Tabella 3.2: Tab. 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T.

Dai sopralluoghi effettuati nell'intorno dell'area del complesso denominato “La Torricella” oggetto degli interventi a farsi, ad oggi non sono stati riscontrati segni di dissesto superficiale in atto che possano compromettere la sua stabilità e quella delle aree circostanti.

La modellazione strutturale dell'opera alla base di codesta verifica ha tenuto conto, inoltre, delle caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione, applicando la relativa costante di sottofondo.

Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni
(Cap. 6 Progettazione Geotecnica – D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018)

3.1 Verifiche della sicurezza e delle prestazioni: identificazione dei relativi stati limite

Le verifiche della sicurezza in fondazione sono condotte nei riguardi dello stato limite ultimo e dello stato limite di esercizio.

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

- EQU - perdita di equilibrio della struttura, del terreno o dell'insieme terreno-struttura, considerati come corpi rigidi;
- 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;
- ULP – perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla sottospinta dell'acqua (galleggiamento);
- HYD - erosione e sifonamento del terreno dovuta a gradienti idraulici.
- verifiche EQU: L'edificio è soggetto ad azioni di tipo verticale e di tipo orizzontale. Come si evince dal diagramma delle pressioni sul terreno di fondazione, queste ultime sono tutte di compressione. Pertanto, essendo le pressioni di tipo compressivo, sicuramente non si hanno fenomeni di perdita di equilibrio della struttura.
- verifiche STR: le verifiche di resistenza degli elementi strutturali di fondazione sono state eseguite contestualmente alla verifica degli elementi strutturali in elevazione. Le relative verifiche sono riportate nella relazione di calcolo.
- verifiche GEO: le verifiche di resistenza del terreno interagente con la struttura sono condotte confrontando i valori di resistenza con quelli di progetto, secondo l'Approccio 2, come riportato nelle pagine seguenti.
- verifiche UPL e HYD: poiché nel terreno di fondazione non vi è la presenza della falda non si hanno fenomeni di galleggiamento o di sifonamento.

3.1.1 Verifiche SLU

3.1.1.1 Verifiche GEO: Approcci progettuali e valori di progetto dei parametri geotecnici

La verifica di resistenza del terreno interagente con la struttura viene condotta con l'Approccio 2 con la Combinazione (A1 + M1 + R3), nella quale i coefficienti A1 sono gli stessi delle verifiche strutturali, i coefficienti M1 sono tutti unitari ed il coefficiente R3 per la verifica della capacità portante $\gamma_R=2,3$.

In particolare, cautelativamente, si ha quanto di seguito riportato:

Grandezza	Descrizione grandezza
γ [kg/m ³]	Peso di volume del terreno
γ_s [kg/m ³]	Peso di volume saturo del terreno
φ [°]	Angolo d'attrito interno
c [kg/cm ²]	Coesione

Tabella 3.3

Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni
(Cap. 6 Progettazione Geotecnica – D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018)

Descrizione terreno	γ [kg/m ³]	γ_s [kg/m ³]	φ [°]	c
Substrato roccioso con depositi di copertura	2000	2000	44,50	3,95

Tabella 3.4

	Effetto	Coefficiente parziale γ_G (o γ_F)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1	1
	Sfavorevole		1,1	1,3	1
Carichi permanenti G_2	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0	0	0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 3.5: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan(\varphi'_k)$	$\gamma_{\varphi'}$	1	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1	1

Tabella 3.6: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Verifica	Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	1,0	1,8	1,4
Scorrimento	1,0	1,1	1,1

Tabella 3.7: Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno.

La capacità portante ultima del terreno, che porge la sua resistenza limite al taglio, calcolata attraverso la formulazione di B. Hansen per i plinti di fondazione.

Vista la natura del terreno di fondazione presente in situ, si evince che lo stesso non rientra tra quelli liquefacibili in presenza di sollecitazioni sismiche.

3.1.2 Verifiche SLE (cedimenti)

Gli stati limite di esercizio si riferiscono al raggiungimento di valori critici dei cedimenti che possono compromettere la funzionalità dell'opera.

Nel calcolo strutturale si è tenuto implicitamente conto dei cedimenti differenziali e si è proceduto alla verifica dei cedimenti assoluti che, comunque, attesa la modesta dimensione della struttura e dei carichi prodotti, risultano adeguati al sistema fondazione-terreno.

Inoltre, nell'intorno dell'area di sedime del corpo di fabbrica oggetto dei lavori, ad oggi non sono stati riscontrati segni di dissesto superficiale in atto che possano compromettere la sua stabilità e quella delle aree circostanti.

Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni
(Cap. 6 Progettazione Geotecnica – D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018)

4 CONCLUSIONI

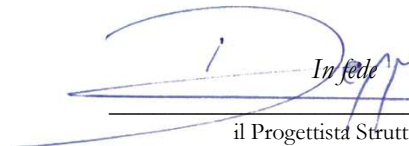
Si evince che la capacità portante del terreno di fondazione su cui si attesta l'opera specifica è maggiore della pressione sul medesimo terreno dovuta alla presenza delle opere a farsi.

Pertanto, sulla base delle ipotesi assunte e dei dati disponibili, si evince che i calcoli effettuati hanno condotto a risultati soddisfacenti, per cui si afferma che la struttura in oggetto risponde alla normativa attualmente vigente D.M. Infrastrutture 17/01/2018 e D.M. LL.PP. del 11/03/1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".

Si prescrive che:

- in corso d'opera si deve riscontrare la rispondenza della caratterizzazione geotecnica assunta in progetto e la situazione reale;
- le opere a farsi e le eventuali sistemazioni esterne o azioni dovranno evitare infiltrazioni di acqua tale da variare le caratteristiche geomeccaniche del terreno di fondazione.

Praiano, Settembre 2024


In fede
il Progettista Strutturale
(ing. Dennis CAMPAGNA)

