



COMUNE DI ROGLIANO

PROVINCIA DI COSENZA



OCDPC N. 293/2015 - EDIFICI STRATEGICI DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE PALESTRA ANNESSA ALL'EDIFICIO SCOLASTICO DI VIA O. D'EPIRO

PROGETTO ESECUTIVO:
RELAZIONE GEOTECNICA

CATEGORIA

ST

Committente: AMMINISTRAZIONE COMUNALE DI ROGLIANO
Stazione appaltante: COMUNE DI ROGLIANO - SETTORE 3 L.L.P.P.
Responsabile del procedimento: GEOM. GIOVANNI BATTISTA DE BIASE

ELABORATO

03.0

Progetto Esecutivo:

Capogruppo mandante:
ING. MARCO CAPPÀ

Co-progettista mandatario:
ING. DANIELE CARDAMONE

Geologo mandatario:
DOTT. SALVATORE ACRI

Collaudatore mandatario:
ING. MARIO OTTORINO QUINTIERI

Approvazioni e visti:

STAMPA :

Ottobre 2017

ID FILE: ST03.0_REL_GEO.DOC

017 10 ST 03.0 0
PROGETTO ELABORATO REV.

REV.	DATA	OGGETTO REVISIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.
0					
1					
2					

RELAZIONE GEOTECNICA

1. GENERALITÀ

La presente relazione geotecnica illustra i risultati delle indagini e degli studi eseguiti per la realizzazione dell'intervento di: **"Demolizione e ricostruzione palestra annessa all'edificio scolastico di via O. D'Epiro"** nel Comune di Rogliano (CS), al fine di fornire valutazioni oggettive utili e necessarie per una corretta progettazione delle strutture di fondazione dell'intervento. Tale studio, a completamento di quello geologico, redatto dal Dott. Geol. Salvatore ACRI (n. 956 dell'Ordine dei Geologi della Calabria), compendia quindi le indagini geognostiche in sito, le quali sono state effettuate ai sensi delle vigenti normative e disposizioni in materia geotecnica.

2. RIFERIMENTI NORMATIVI

Decreto 14 gennaio 2008 *"Norme tecniche per le costruzioni"* D.M. Infrastrutture del 14 gennaio 2008 e Circolare 02 febbraio 2009 n. 617/ C.S.LL.PP.

3. DESCRIZIONE DEL SITO, DELLE OPERE E DEGLI INTERVENTI

L'intervento previsto in progetto riguarda la costruzione di un fabbricato su un lotto di terreno, ubicato in via O. D'Epiro all'interno del centro abitato del Comune di Rogliano, alla quota di circa 626 m s.l.m.

Il territorio di Rogliano risulta parte integrante del complesso cristallino Calabrese. Le unità tettoniche affioranti sono costituite esclusivamente da rocce metamorfiche del tipo:

- *para - gneiss e scisti biotitici*
- *scisti quarzosi*
- *scisti filladici*

Tali rocce appartengono esclusivamente alle tre unità tettoniche della Catena Alpina Calabrese quali:

- *L'Unità di Polia - Copanello*
- *L'Unità di Castagna*
- *L'Unità di Bagni*

Solitamente, l'aspetto superficiale più comune di questi complessi è quello di un ammasso roccioso degradato, intensamente fratturato, spesso ricoperto da una coltre di alterazione. Man mano che ci si spinge in profondità, aumentano le caratteristiche geotecniche dei

litotipi, sia perchè diminuiscono i processi di degradazione, sia per l'aumento dei carichi litostatici e la permeabilità per fratturazione, sempre presente nei complessi metamorfici Calabresi, diviene una permeabilità via via decrescente a causa del maggior grado di compattezza dei litotipi con la profondità.

La zona di interesse risulta essere costituita da una impalcatura cristallina - metamorfica e nello specifico da scisti quarzosi biancastri, con scistosità laminare regolare, con una buona resistenza all'erosione che tende a diminuire lungo le zone più fratturate, legata all'azione della permeabilità più accentuata nelle medesime zone.

Verso Sud, al complesso scistoso biancastro appena descritto, si contrappone il complesso degli scisti filladici quarzoso - sericitici - cloritici, riconducibili all'Unità di Bagni, che conferiscono al litotipo a causa di processi di tettonizzazione, un ampio grado di fratturazione.

La permeabilità risulta bassa, aumentando in maniera proporzionale all'aumentare della fratturazione. I litotipi metamorfici, risultano essere ricoperti nella porzione superficiale, da coltre detritica e materiale colluvionale con uno spessore variabile. La ricostruzione stratigrafica di dettaglio e l'assetto geologico - strutturale dei terreni affioranti nel sito di progetto, sono stati resi possibili grazie ai risultati di indagini geognostiche in sito, integrate con rilevamenti geologici di superficie.

*Le **caratteristiche morfologiche** dei versanti nel territorio di interesse, sono date dall'intensa attività sismogenetica con azione della tettonica compressiva e della neotettonica, dai differenti caratteri litologici dell'unità cristallino-metamorfica ivi affiorante e dai processi di alterazione particolarmente sviluppati nei litotipi cristallini.*

*L'**andamento morfologico** prevalente infatti, risulta definito da pendii acclivi delimitati da sistemi di faglie con rigetti dell'ordine di alcune centinaia di metri, mediamente evoluti e modellati.*

La morfologia, condizionata da tale assetto strutturale e dalle differenti caratteristiche litologiche e strutturali delle unità affioranti, degrada verso valle con una serie irregolare di balze e pianori solcati da incisi valloni.

Da un'analisi accurata attraverso lo studio stereoscopico delle foto aeree e con un rilevamento di dettaglio in situ, si evidenzia come l'area di interesse progettuale faccia parte di una cresta con andamento approssimativamente NNE-SSW, delimitata da fianchi con acclività moderata sul lato ovest ed acclività accentuata sul lato est, dove insiste l'incisione valliva solcata dalla linea di deflusso del F. Savuto.

Lungo tali fianchi, il deflusso poco controllato delle acque di ruscellamento e dilavamento ha provocato l'incisione di piccoli impluvi e fossi torrentizi in fase di erosione attiva, che individuano un reticolo idrografico di tipo "detritico" e/o di tipo "a traliccio" con conseguente trasporto di materiale verso la parte valliva. I fenomeni di dissesto negli scisti hanno spesso carattere impulsivo, ossia si sviluppano e si esauriscono rapidamente e tra due successive rimobilizzazioni possono passare anche lunghi intervalli di tempo.

*L'area oggetto di intervento, in quanto localizzata all'interno di un ambiente antropizzato, presenta un deflusso delle acque superficiali ampiamente controllato e opportunamente canalizzato, evitando con ciò le innumerevoli problematiche di carattere destabilizzante legate all'azione delle pressioni neutre. Dalle verifiche effettuate durante la fase di sopralluogo, **non si evidenziano elementi morfologici e geometrici che possano essere collegati a fenomeni geodinamici in atto.***

*I fattori che condizionano la **circolazione delle acque nel sottosuolo** sono essenzialmente legati alle caratteristiche geologiche e idrogeologiche dei terreni, dai rapporti stratigrafici e tettonici esistenti tra i complessi a differente permeabilità.*

*Il **contesto fisiografico e idrogeologico locale** è quello caratteristico di un acquifero le cui proprietà sono legate sia all'influenza morfologica del versante nell'azione di trasporto e migrazione delle acque di natura meteorica con conseguente alimentazione sotterranea, che dal contesto geologico e litologico dei terreni presenti alle diverse profondità.*

Nello specifico, l'area risulta pressoché completamente urbanizzata e pertanto i volumi di acqua di infiltrazione risultano notevolmente ridotti; inoltre per via della spinta antropizzazione del sito le acque tendono a percorrere per ruscellamento le vie preferenziali rappresentate dalla viabilità attuale.

*Il **contesto idrogeologico** è costituito da un livello freatico sviluppato all'interno di depositi sciolti di natura sabbiosa limosa-ghiaiosa (materiale di alterazione del substrato) con una*

soggiacenza a profondità variabile caratterizzata da un massimo e minimo piezometrico legato ai regimi climatici e conseguentemente meteorici.

In generale comunque, si ipotizza la presenza di una falda profonda con livello piezometrico piuttosto costante e la presenza di falde superficiali alimentate in concomitanza di periodi piovosi caratterizzati da notevole intensità e durata.

Si può supporre che, nel periodo estivo, contraddistinto in genere da una lunghi periodi di siccità, la falda profonda perenne potrebbe subire lievi abbassamenti, mentre le falde superficiali a carattere stagionale potrebbero ridursi notevolmente o addirittura essiccarsi.

Il quadro generale delle condizioni di permeabilità dei terreni analizzati, implicano la presenza di materiali con permeabilità media nei primi metri di profondità dal p.c. per poi passare a terreni con una permeabilità bassa che tende ad aumentare nelle zone di fratturazione e degradazione.

Al fine di garantire una maggiore sicurezza dell'area di intervento, eliminando le possibili cause di instabilità da imputare alle condizioni geolitologiche e geomeccaniche dei primi orizzonti stratigrafici, tutti gli interventi da realizzare saranno eseguiti in modo tale migliorare le attuali condizioni di sicurezza del lotto interessato.

Il fabbricato da realizzare, ad un unico piano, presenta in elevazione una struttura a telai in c.a. regolare, sormontata da una copertura di travi principali in legno lamellare aventi luce netta di circa 14.6 m e interasse di 5.57 m.

Le fondazioni sono di tipo misto e sono costituite principalmente da **un graticcio di travi**, con sezione a T rovescia delle dimensioni di 100x125 cm, **poggiante sia sul terreno sia su pali trivellati in c.a. del diametro di 40 cm** disposti a gruppi di tre in corrispondenza dei pilastri principali.

La necessità dell'utilizzo di una fondazione di tipo misto, avente anche i caratteri di una fondazione di tipo profonda, è stata condizionata, oltre che dalla scarsa consistenza degli strati più superficiali, principalmente dalle condizioni orografiche del terreno che a valle presenta un salto di quota di circa 5.28 m ed a monte presenta un altro muro di sostegno con un ulteriore salto di quota di circa 5.14 m.

Pertanto riassumendo quanto già rappresentato negli elaborati grafici, cui si rimanda per ogni maggiore dettaglio, le opere e gli interventi previsti di carattere geotecnico sono relativi alla realizzazione della fondazione del fabbricato **di tipo misto**, a graticcio di travi e su pali trivellati in c.a. del diametro di 40 cm posti in corrispondenza dei pilastri principali.

4. PROBLEMI GEOTECNICI E SCELTE TIPOLOGICHE

Complessivamente dal punto di vista morfologico l'area si presenta stabile. Infatti dalla relazione geologica si rileva che:

*“non si evidenziano elementi morfologici e geometrici che possano essere collegati a fenomeni geodinamici in atto”*e che:

“Dalla consultazione su <http://webgisabr.regione.calabria.it/webgis/>, della cartografia del P.A.I., è emerso che la zona di studio non ricade in nessuna delle perimetrazioni di rischio e/o d'attenzione che il Piano di Assetto Idrogeologico contempla. In ogni caso, è da porre in evidenza che tutto ciò si basa su elementi geologici e geomorfologici e solo in parte su dati dedotti attraverso indagini in sito, per questi motivi, a volte, le conclusioni dello studio geomorfologico non sono prive di incertezze e di riserve.

A garanzia di maggiore ed ulteriore sicurezza, tutti gli interventi da realizzare saranno eseguiti in modo tale migliorare le attuali condizioni di stabilità del lotto interessato.”

Pertanto, i **problemi geotecnici principali** che ricorrono nella situazione in esame sono quelli connessi con la circolazione idrica superficiale occorrente in occasione dei maggiori periodi di piovosità, con la scarsa consistenza degli strati di terreno presenti fino alla quota di circa 1.7 metri dal piano campagna attuale e con la presenza nella zona di valle dell'opera di un salto orografico di quota del terreno di cinque metri.

Considerato che, ai fini progettuali, per un corretto inserimento del fabbricato nel contesto naturale della zona, è stato ritenuto opportuno limitare i volumi di scavo e di sbancamento, **le scelte tipologiche di intervento sono risultate:**

- **realizzazione di una struttura di fondazione di tipo misto**, che abbia anche le caratteristiche di fondazione profonda (su pali) utile a contenere le deformazioni

verticali e adatta a trasferire la maggior parte dei carichi agli strati più profondi e consistenti del sottosuolo;

- realizzazione di strutture drenanti sull'intera superficie interessata dall'intervento costituite da misto granulometrico compattato di adeguata pezzatura e spessore.

Il tutto contenendo e limitando il più possibile le operazioni e i fronti di scavo, al fine di non alterare le attuali condizioni di stabilità della zona interessata dall'intervento.

5. PROGRAMMA DELLE INDAGINI E DELLE PROVE GEOTECNICHE

La definizione del programma delle indagini geognostiche e delle prove geotecniche è passata attraverso l'analisi del modello geologico del sottosuolo ed in particolare delle informazioni morfologiche e morfometriche emerse durante la fase di studio geologico-tecnico preliminare dell'area. Le scelte tipologiche degli interventi da realizzare descritte nel paragrafo precedente hanno condizionato il programma delle indagini in situ e delle prove da effettuare per una corretta caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni e per la definizione del modello geotecnico del sottosuolo.

Sull'area di studio, al fine di approfondire le conoscenze dedotte dalla letteratura e dalla campagna di rilevamento geologico effettuata, è stata eseguita una campagna di indagini a carattere diretto e indiretto che ha consentito la ricostruzione della successione stratigrafica dei litotipi al di sotto del piano campagna fino alle profondità d'interesse progettuale e di fornire una valutazione qualitativa e quantitativa dei terreni lungo la verticale esplorata.

La campagna di indagini ha interessato l'area di intervento con l'esecuzione di:

- *n°1 sondaggio a carotaggio continuo fino a 30 ml di profondità dal p.c. attrezzato per prova Down-Hole;*
- *n°3 prove SPT eseguite nel foro di sondaggio;*
- *n°3 prelievi di campioni indisturbati analizzati in laboratorio con esame tipo identificazione, analisi granulometrica, determinazione dei limiti di Atterberg e prova di taglio diretto CD;*

- *n°1* prova geofisica *Down-Hole* fino a 30 m di profondità dal p.c. con acquisizione ogni metro;
- *n°8* linee di scansione georadar.
- *n°2* stendimenti di sismica a rifrazione *sism1* da 96 m e *sism2* da 72 m per complessivi 168 m;
- *n°1* stendimento di sismica tipo MASW;
- *n°1* registrazione di HVSR (*Microtremori*).

Le indagini geognostiche effettuate nell'area di studio, hanno consentito di pervenire ad una caratterizzazione geomeccanica del volume significativo dei terreni interagenti con la struttura oggetto di realizzazione. Le correlazioni ottenute hanno fornito chiare indicazioni in merito alla predisposizione del modello geologico di riferimento.

Tutte le indagini effettuate sono state riportate in un'apposita planimetria allegata alla relazione geologica. I risultati delle indagini corredate da un numero adeguato di sezioni stratigrafiche e di profili delle grandezze misurate (resistenze alla punta delle prove penetrometriche, altezze piezometriche, ecc.) che saranno qui di seguito richiamate e compendiate, **e che si intendono parte integrante della presente relazione**, sono riportate in allegato alla relazione geologica cui si rimanda per ogni ulteriore dettaglio.

6. CARATTERIZZAZIONE FISICA E MECCANICA DEI TERRENI E DELLE ROCCE E DEFINIZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Al fine di ottemperare alle NTC 2008, e con lo scopo di poter correttamente eseguire le verifiche geotecniche, sono stati individuati i valori caratteristici dei parametri geotecnici dei terreni, utilizzando i loro valori minimi, cercando in tal modo di tenere conto delle possibili ulteriori eterogeneità del sottosuolo.

Il sondaggio meccanico a carotaggio continuo ha raggiunto una profondità di 30.00 m dalla quota attuale del piano campagna. Nei litotipi attraversati sono state effettuate n. 3 prove SPT e sono stati prelevati n.3 campioni indisturbati da analizzare in laboratorio. Il materiale estratto è stato depositato in apposite cassette catalogatrici. I risultati ottenuti da tale indagine sono riportati nelle stratigrafie allegate alla relazione geologica.

La definizione e la caratterizzazione fisica e meccanica delle varie unità litotecniche individuate nell'ambito del sito di intervento è stata estrapolata sulla scorta delle indagini geologiche, geognostiche e geotecniche effettuate, e ci si è anche avvalsi delle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati durante l'esecuzione del carotaggio continuo. Il modello stratigrafico ottenuto, dal punto di vista geotecnico, si può suddividere come riportato nella seguente tabella:

Livello	Φ (°)	γ (KN/m³)	C (kpa)
Terreno sabbioso limo con elementi ghiaiosi di natura metamorfica	32-33	19	10-8
Livello alterato degli scisti quarzosi costituito da matrice sabbiosa con limo ghiaioso debolmente argillosa	33	21	13
Scisti consistenti poco alterati e degradati	38 – 42	21 – 22	--

con chiaro significato dei simboli adottati.

Poiché si è scelto di utilizzare una fondazione di tipo misto, per la parte del graticcio di travi che può ricadere negli strati più superficiali sono stati assunti valori adeguatamente ridotti rispetto a quelli sopra indicati.

7. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI: IDENTIFICAZIONE DEI RELATIVI STATI LIMITE

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) saranno effettuate nel rispetto delle NTC 2008, con particolare riferimento a quanto espresso al paragrafo 6.2.3.. Per le condizioni sismiche sarà fatto riferimento a quanto prescritto al capitolo 7.11.

Nelle verifiche di sicurezza saranno presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo. Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le strutture di fondazione sono state progettate per resistere agli effetti risultanti della risposta del terreno e delle strutture sovrastanti, senza spostamenti permanenti incompatibili con lo stato limite di riferimento ed è stata valutata la risposta sismica e la stabilità del sito secondo quanto indicato dalle Norme.

La sicurezza del complesso fondazione-terreno è stata verificata nei confronti del collasso per carico limite e per scorrimento nel rispetto delle condizioni di cui ai paragrafi 6.2.1 e 6.4.1 delle Norme.

Per tutte le verifiche, e per ogni tipologia di opera, la procedura adottata per il calcolo della resistenza è stata congruente con quella adottata per il calcolo delle azioni. Più precisamente, la resistenza è stata valutata con approccio di tipo pseudo statico, in quanto la determinazione delle azioni discende da un'analisi pseudo-statica ovvero di dinamica nodale.

Nello Stato Limite Ultimo di collasso per carico limite le azioni derivano dall'analisi della struttura in elevazione come specificato al paragrafo 7.2.5. della Norma. Le resistenze, invece, sono i corrispondenti valori limite che producono il collasso del complesso fondazione-terreno; esse sono state valutate mediante l'estensione delle procedure classiche al caso di azione sismica, tenendo anche conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle azioni in fondazione.

Nello Stato Limite Ultimo per collasso per scorrimento sul piano di posa per azione si intende il valore della forza agente parallelamente al piano di scorrimento, mentre per resistenza si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano.

Nello Stato Limite di Danno vengono valutati gli spostamenti permanenti indotti dal sisma, verificando che essi siano accettabili per la fondazione e siano compatibili con la funzionalità dell'intera opera.

7.1 Verifiche nei confronti degli Stati Limite Ultimi

Gli stati limite ultimi per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (GEO) riguardano, quindi, il collasso per carico limite nei terreni di fondazione e per scorrimento sul piano di posa.

Tutte le azioni su un elemento di fondazione possono essere ricondotte a una forza risultante applicata al piano di posa. Nello stato limite di collasso per raggiungimento del carico limite della fondazione, l'azione di progetto è la componente della risultante delle forze in direzione normale al piano di posa. La resistenza di progetto è il valore della forza normale al piano di posa cui corrisponde il raggiungimento del carico limite nei terreni in fondazione.

Nello stato limite di collasso per scorrimento, l'azione di progetto è data dalla componente della risultante delle forze in direzione parallela al piano di scorrimento della fondazione, mentre la resistenza di progetto è il valore della forza parallela allo stesso piano cui corrisponde lo scorrimento della fondazione.

Nell'impiego dell'espressione trinomia per la valutazione del carico limite, i valori di progetto dei parametri di resistenza (c'_d , ϕ'_d) sono stati impiegati sia per la determinazione dei fattori di capacità portante, N_c , N_q , N_γ , sia per la determinazione dei coefficienti correttivi, ove tali coefficienti intervengano.

Il progetto delle fondazioni ha previsto anche l'analisi degli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza degli elementi che compongono la fondazione stessa (STR). In questo caso l'azione di progetto è costituita dalla sollecitazione nell'elemento e la resistenza di progetto è il valore della sollecitazione che produce la crisi nell'elemento esaminato.

Per ogni stato limite è stata rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

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

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k * \gamma_E$.

Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente ϕ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema. I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I delle citate Norme Tecniche.

7.2 Verifiche nei confronti degli Stati Limite di Esercizio

Per ciascun stato limite di esercizio, riferito al raggiungimento di valori critici di spostamenti e/o rotazioni dovrà essere rispettata la condizione

$$Ed \leq Cd$$

dove Ed è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e Cd è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

Per effetto delle azioni trasmesse in fondazione, i terreni subiscono deformazioni che provocano spostamenti del piano di posa. Le componenti verticali degli spostamenti (cedimenti) assumono in genere valori diversi sul piano di posa di un manufatto. Si definisce cedimento differenziale la differenza dei cedimenti tra punti di una stessa fondazione, di fondazioni distinte con sovrastrutture comuni e di fondazioni distinte con sovrastrutture staticamente indipendenti.

I cedimenti e gli spostamenti delle fondazioni e del terreno circostante sono stati valutati con i metodi classici della letteratura tecnica del settore. Nel caso in esame, trattandosi di terreni prevalentemente a grana media o fine, i parametri anzidetti sono stati valutati sulla base dei risultati di indagini geotecniche in sito.

I valori delle proprietà meccaniche adoperati nell'analisi sono quelli caratteristici e i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza sono sempre unitari.

Sulla base della previsione dei cedimenti è stata valutata la loro ammissibilità con riferimento ai limiti imposti dal comportamento statico e dalla funzionalità del manufatto.

Per ogni tipologia di opera geotecnica utilizzata nel progetto in esame, nel relativo fascicolo dei calcoli, cui si rimanda, sono individuati, analizzati e riportati in dettaglio i relativi stati limite di tipo geotecnico.

8. APPROCCI PROGETTUALI E VALORI DI PROGETTO DEI PARAMETRI GEOTECNICI

La verifica della sicurezza deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti 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.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (**Approccio 2**) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

I valori di progetto della resistenza R_d dei parametri geotecnici vengono determinati in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il coefficiente parziale γ_M , specificato nella tabella 6.2.II, riportata al paragrafo 6.2.3.1.2 delle citate Norme Tecniche.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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_r	1,0	1,0

Per la fondazione del fabbricato in esame, essendo questa di tipo misto, le verifiche, come previsto dalle NTC 2008 (cfr. paragrafi 6.4.3.3, 6.4.3.4 e 7.11.5.3.2), sono state condotte utilizzando l'Approccio 2 e verificando gli stati limite in esse indicati.

9. MODELLI GEOTECNICI DEL SOTTOSUOLO E METODI DI ANALISI

Un modello geotecnico del sottosuolo, secondo la Norma, è “uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce comprese nel volume significativo, finalizzato all'analisi quantitativa di uno specifico problema geotecnico”.

Questa definizione aiuta a comprendere che il modello geotecnico può variare al

modificarsi dell'opera in esame e, per una stessa opera, addirittura in funzione dello stato limite considerato, ma anche del metodo di verifica e della modellazione che si intendono adoperare.

Non esiste, quindi, un modello geotecnico di sottosuolo indipendente dall'opera, dalla situazione, dallo stato limite e, se si vuole, anche dall'approccio progettuale scelto.

Pertanto per ogni opera geotecnica interessata dall'analisi, sulla base delle scelte progettuali, del programma e dei risultati delle indagini, della caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni in situ si è provveduto a definire un adeguato modello geotecnico di sottosuolo, caratterizzato dalla stratigrafia e dalle caratteristiche meccaniche riscontrate nelle indagini.

Per l'analisi e la verifica della fondazione del fabbricato si è utilizzato un modello con geometria semplice di tipo monodimensionale con tipo di terreno uniforme a strati e con caratteristiche meccaniche pari a quelle delle unità stratigrafiche indicate nei precedenti paragrafi.

L'interazione tra la fondazione profonda (pali) e la fondazione superficiale (graticcio di travi) è stata adeguatamente studiata mediante il solutore agli elementi finiti in uso per il calcolo strutturale, schematizzando le travi alla Winkler su letto di molle non reagenti a trazione e i pali con molle di opportuna rigidità traslazionale e flessionale distribuite lungo il fusto e alla punta. Per la identificazione delle aliquote delle azioni di progetto trasferite al terreno dai due componenti del sistema misto in esame, travi e pali, si è proceduto iterativamente assegnando le opportune rigidità ai sistemi di molle simulanti l'interazione e verificando ad ogni passo che, per ogni condizione di carico prevista dalle Norme, i due sistemi risultassero sempre ampiamente verificati.

Le stratigrafie utilizzate sono quelle risultanti dalle indagini e dalle prove in situ le caratteristiche meccaniche del terreno; la morfologia superficiale del sito è quella rilevata mediante apposite misurazioni topografiche in situ e riportate nei relativi elaborati.

La base quantitativa di tali modelli geotecnici di sottosuolo è riportata nella relazione sulle fondazioni. I metodi di analisi utilizzati sono di tipo pseudo statico.

Ai fini della ***risposta sismica*** è stata effettuata per il sito in esame uno studio specifico sulla

pericolosità Sismica Locale mediante analisi monodimensionale (analisi 1D). I risultati di tale studio sono riportati nell'apposito elaborato tecnico allegato al presente progetto delle strutture e ad esso si rimanda per ogni maggiore chiarimento. Gli spettri normalizzati risultanti da tale analisi sono stati utilizzati come azioni sismiche alla base del calcolo.

Coordinate del sito: Lat=39.17385 - Long = 16.31805

10. RISULTATI DELLE ANALISI

I risultati quantitativi delle analisi sono riportati per ogni tipologia di opera calcolata nelle varie sezioni delle relative relazioni e fascicoli dei calcoli, che si intendono parte integrante della presente. In particolare, per la fondazione del fabbricato si rimanda alla relativa **relazione sulle fondazioni**. Gli stati tensionali rilevati all'interfaccia terreno-fondazione, delle varie opere risultano ovunque inferiori alle resistenze di progetto del terreno, pur nelle condizioni più restrittive imposte dalle norme. Gli spostamenti globali e differenziali della fondazione del fabbricato risultano compatibili con la tipologia strutturale utilizzata e le destinazioni d'uso prefissate.