



REGIONE SICILIANA

ASSESSORATO DEI BENI CULTURALI DELL'IDENTITA' SICILIANA
DIPARTIMENTO DEI BENI CULTURALI E DELL'IDENTITA' SICILIANA

PARCO ARCHEOLOGICO DI SEGESTA

PATTO PER IL SUD SICILIA 2014/2020

Adeguamento dei servizi e risistemazione logistica accoglienza



Unione Europea

Fondo Europeo Di Sviluppo Regionale



IL DIRETTORE DEL PARCO

Dott.ssa Rossella Giglio

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

Dott.ssa Rossella Giglio

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

Arch. Antonella Ricotta

Geom. Vincenzo Tumminia

Geom. Elisa Rizzo

STRUTTURA TECNICA ORGANIZZATIVA

Parco Archeologico di Segesta

IL PROGETTISTA STRUTTURALE

Arch. Benedetto Musillami



PROGETTO ESECUTIVO - CALCOLI STATICI

■ ELABORATO 3 A:

Relazione sulle fondazioni

interventi su case Ronzi

REVISIONE	DATA	AGGIORNAMENTI	DATA	NOME	FIRMA
			REDDATTO		
			VERIFICATO		
			APPROVATO		
			DATA 2020	TAV. 3 - A	
			SCALA		
			CODICE FILE		

RELAZIONE GEOTECNICA E/O SULLE FONDAZIONI

1. Generalità.

La presente relazione geotecnica e sulle fondazioni si basa sulla relazione geologica in allegato, nel rispetto delle disposizioni nazionali e regionali in materia di edificabilità in zona sismica, che hanno attestato la compatibilità tra le previsioni del progetto di costruzione in oggetto e le condizioni morfologiche, geologiche ed idrogeologiche dell'area su cui insiste.

Facendo riferimento alla normativa tecnica DM 17/01/2018 e tenendo conto del fatto che l'intervento riguarda edificio esistente secondo le interpolazioni degli spettri di progetto si ricava un'accelerazione $a_g/g = 0.206$ (SLV).

Le fondazioni della strutture esistenti sono in c.a. a travi rovescie in c.a. dello spessore di cm 40*40.

DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITA' SISMICA

Definizione della pericolosità sismica di base secondo le NTC 2018.

Parametri di pericolosità sismica.

LATITUDINE (WGS84)	37.9415
LONGITUDINE (WGS84)	12.8355
Classe dell'edificio	II
Vita nominale	50

CARATTERIZZAZIONE FISICO MECCANICA DEI TERRENI

Dalla relazione geologica si assumono i seguenti parametri relativi alla geomorfologia e litostratigrafia.

Caratteristiche fisico meccaniche dei terreni

		[kg/mc]	[°]	C [kg/cm ^q]
Livello 1	<i>Terreno agrario</i>			
Livello 2	<i>da 0.40</i>	<i>2000-2500</i>	<i>35-40</i>	<i>0.0</i>

Caratterizzazione sismica del suolo di fondazione

Per quanto riguarda le caratteristiche stratigrafiche del sito in esame, si può affermare che il suolo di fondazione rientra nella classe B.

La categoria topografica rientra nella classificazione di tipo T1.

VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Le verifiche della sicurezza in fondazione sono condotte nei riguardi dello stato limite ultime e di esercizio. Le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo 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 compressione 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 ***, 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.

CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

La verifica della capacità portante consiste nel confronto tra la pressione verticale di esercizio in fondazione e la pressione limite per il terreno, valutata secondo *Brinch-Hansen*:

$$q_{lim} = q N_q Y_q i_q d_q b_q g_q s_q + c N_c Y_c i_c d_c b_c g_c s_c + \frac{1}{2} G B' N_g Y_g i_g b_g s_g$$

dove

Caratteristiche geometriche della fondazione:

q = carico sul piano di fondazione
 B = lato minore della fondazione
 L = lato maggiore della fondazione
 D = profondità della fondazione
 α = inclinazione base della fondazione
 G = peso specifico del terreno
 B' = larghezza di fondazione ridotta = $B - 2 e_B$
 L' = lunghezza di fondazione ridotta = $L - 2 e_L$

Caratteristiche di carico sulla fondazione:

H = risultante delle forze orizzontali
 N = risultante delle forze verticali
 e_B = eccentricità del carico verticale lungo B
 e_L = eccentricità del carico verticale lungo L
 $F_h B$ = forza orizzontale lungo B
 $F_h L$ = forza orizzontale lungo L

Caratteristiche del terreno di fondazione:

β = inclinazione terreno a valle
 $c = c_u$ = coesione non drenata (condizioni U)
 $c = c'$ = coesione drenata (condizioni D)
 Γ = peso specifico apparente (condizioni U)
 $\Gamma = \Gamma'$ = peso specifico sommerso (condizioni D)
 $\phi = 0$ = angolo di attrito interno (condizioni U)
 $\phi = \phi'$ = angolo di attrito interno (condizioni D)

Fattori di capacità portante:

(Prandtl-Cauchot-Meyerhof)

$$N_g = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (\text{Vesic})$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi} \quad \text{in condizioni D} \quad (\text{Reissner-Meyerhof})$$

$$N_c = 5,14 \quad \text{in condizioni U}$$

Indici di rigidezza (condizioni D):

$$I_r = \frac{G}{c' + q' \tan \phi} = \text{indice di rigidezza}$$

$$q' = \text{pressione litostatica efficace alla profondità } D + \frac{B}{2}$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} = \text{modulo elastico tangenziale}$$

E = modulo elastico normale

μ = coefficiente di *Poisson*

$$I_{cr} = \frac{1}{2} \exp \left[\frac{3,3 - 0,45 \frac{B}{L}}{\tan(45 - \frac{\phi'}{2})} \right] = \text{indice di rigidezza critico}$$

Coefficienti di punzonamento (*Vesic*):

$$Y_q = Y_g = \exp \left[\left(0,6 \frac{B}{L} - 4,4 \right) \tan \phi' + \frac{3,07 \sin \phi' \log(2Ir)}{1 + \sin \phi'} \right] \text{ in condizioni drenate, per } Ir \leq I_{cr}$$

$$Y_c = Y_q - \frac{1 - Y_q}{N_q \times \tan \phi'}$$

Coefficienti di inclinazione del carico (*Vesic*):

$$i_g = \left(\frac{1 - H}{N + B \times L \times c' \times \cot \text{ang} \phi'} \right)^{m+1}$$

$$i_q = \left(\frac{1 - H}{N + B \times L \times c' \times \cot \phi'} \right)^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \times \tan \phi'} \quad \text{in condizioni D}$$

$$i_c = 1 - \frac{m \times H}{B \times L \times c_u \times N_c} \quad \text{in condizioni U}$$

essendo:

$$m = m_B \cos^2 \Theta + m_L \sin^2 \Theta$$

$$m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$$

$$m_L = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}}$$

$$\Theta = \tan^{-1} \frac{Fh \times B}{Fh \times L}$$

Coefficienti di affondamento del piano di posa (*Brinch-Hansen*):

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \arctg \frac{D}{B'} \quad \text{per } D > B'$$

$$d_q = 1 + 2 \frac{D}{B'} \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \quad \text{per } D \leq B'$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \times \tan \phi} \quad \text{in condizioni D}$$

$$d_c = 1 + 0,4 \arctan \frac{D}{B'} \quad \text{per } D > B' \text{ in condizioni U}$$

$$d_c = 1 + 0,4 \frac{D}{B'} \quad \text{per } D \leq B' \text{ in condizioni U}$$

Coefficienti di inclinazione del piano di posa:

$$b_g = \exp(-2,7\alpha \tan \phi)$$

$$b_c = b_g = \exp(-2\alpha \tan \phi) \quad \text{in condizioni D}$$

$$b_c = 1 - \frac{\alpha}{147} \quad \text{in condizioni U}$$

$$b_q = 1 \quad \text{in condizioni U}$$

Coefficienti di inclinazione del terreno di fondazione:

$$g_c = g_q = \sqrt{1 - 0,5 \tan \beta} \quad \text{in condizioni D}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147} \quad \text{in condizioni U}$$

$$g_q = 1 \quad \text{in condizioni U}$$

Coefficienti di forma (De Beer):

$$s_g = 1 - 0,4 \frac{B'}{L'}$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi$$

$$s_c = 1 + \frac{B' N_q}{L' N_c}$$

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale). Tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati K_{hi} e I_{gk} , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito. L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico K_{hi} e viene portato in conto impiegando le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa. Nel caso in cui sia stato attivato il flag per tener conto degli effetti cinematici il valore I_{gk} modifica invece il solo coefficiente N_g ; il fattore N_g viene infatti moltiplicato sia per il coefficiente correttivo dell'effetto inerziale, sia per il coefficiente correttivo per l'effetto cinematico.

VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI

Sono eseguite le verifiche allo SLU di tipo geotecnico (GEO) nei confronti del collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

La Normativa richiede che venga seguito l'approccio A2 (A1+M1+R3) :

Deve essere rispettata la condizione: $Ed \leq Rd$ ovvero $Rd / Ed \geq 1$

Secondo tali coefficienti le azioni vengono moltiplicate per i valori $\gamma_f = 1.3$ per i pesi propri, e $\gamma_f = 1.5$ per permanenti e variabili; i parametri geotecnici rimangono invariati ($\gamma_m = 1.0$) rispetto ai valori caratteristici, il coefficiente di sicurezza per le resistenze allo SLU è pari a $\gamma_r = 2.3$ per la capacità portante e $\gamma_r = 1.1$ per lo scorrimento.

Per quanto riguarda i cedimenti a cui sarà soggetto il terreno di fondazione composto da complesso calcarenitico, in relazione all'applicazione dei carichi di esercizio, in relazione al suo stato di addensamento, è prevedibile che avranno un decorso rapido e risulteranno quantitativamente trascurabili. Si riporta la verifica di seguito.

In ogni caso verrà eseguito in fase esecutiva la posa di uno strato di magrone uniforme su tutta l'area di fondazione al fine di contenere possibili cedimenti differenziali.

Di seguito si riportano i tabulati di calcolo e le verifiche.

Come si può osservare dai tabulati di calcolo, le verifiche di capacità portante, di scorrimento e dei cedimenti risultano essere soddisfatte, poiché i coefficienti di sicurezza risultano essere di molto inferiori al valore unitario richiesto dalle NTC 2018 (avendo già conteggiato il coefficiente parziale R3)

Nei tabulati di calcolo sono stati determinati i valori di capacità portante ultima del terreno di sedime, in particolare:

- approccio tipo II (A1+M1+R3) condizioni statiche: 1.401 kg/cmq
- approccio tipo II (A1+M1+R3) condizioni dinamiche (sismica): 0.999 kg/cmq

Diagramma: Carico limite ultimo sul terreno in condizione STATICHE

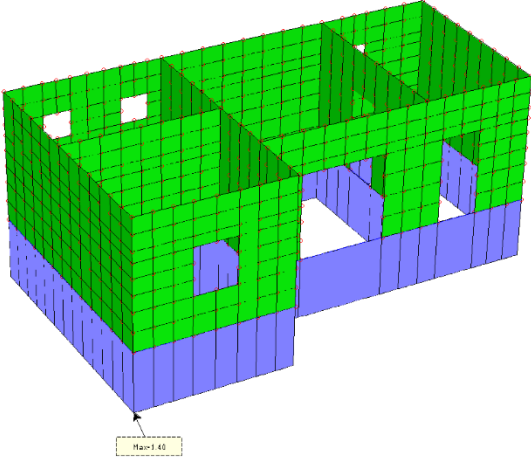
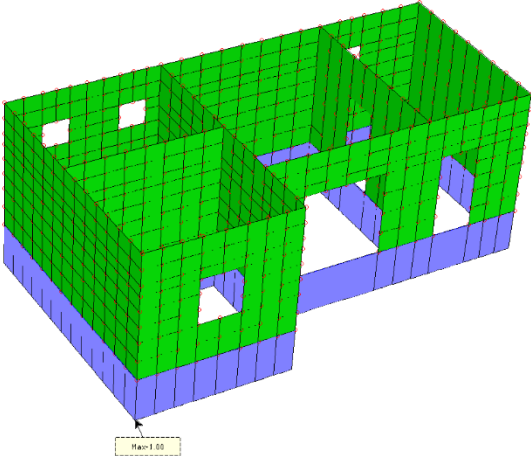
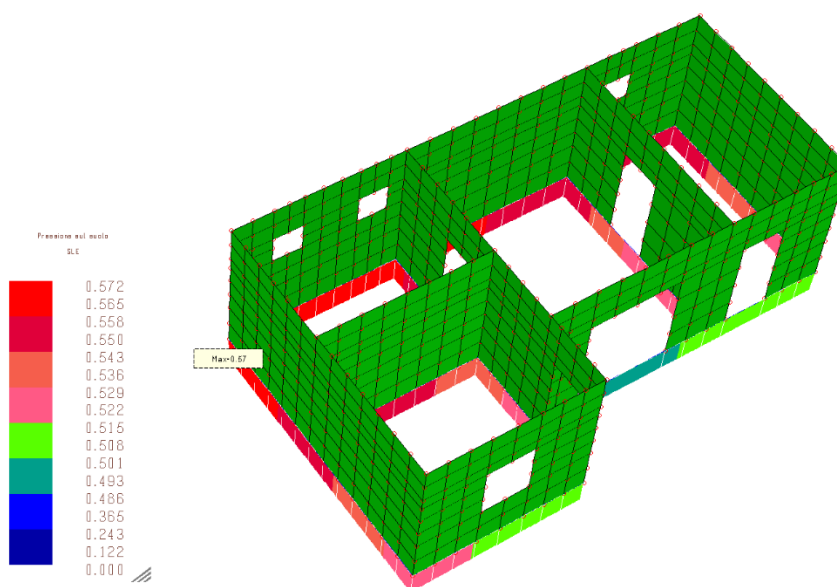
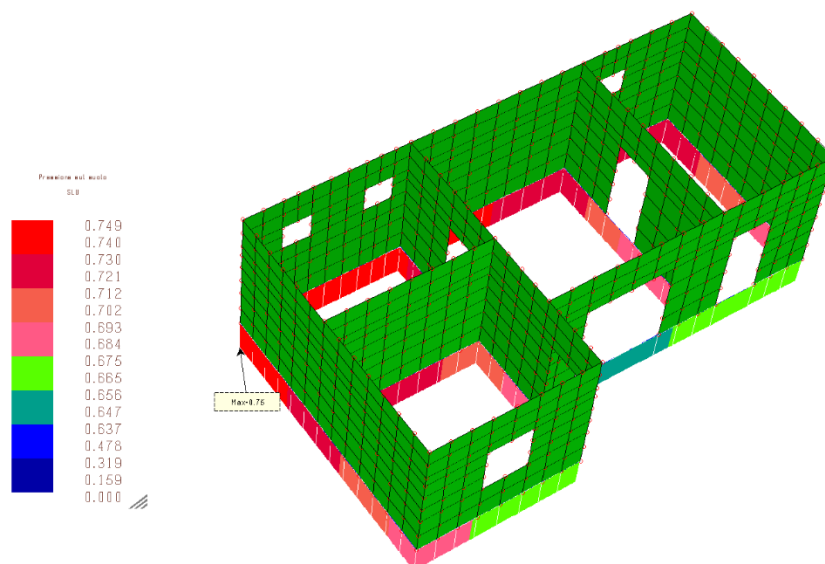


Diagramma: Carico limite ultimo sul terreno in condizione DINAMICHE



Le fondazioni verranno verificate sia nel caso statico che nel caso sismico; nel caso statico verranno riportati i digrammi sul terreno allo SLU.

Pressione sul suolo allo S.L.U Ed S.L.E



Le pressioni sul terreno risultano inferiori rispetto alla capacità portante limite pertanto la verifica si ritiene soddisfatta.

CALCOLO DEL VALORE DI PROGETTO DELLA RESISTENZA DEL TERRENO

La resistenza di progetto viene calcolata con la formula di $R_d = Q_{lim} / \gamma_R$.

Si ricava quindi un valore di progetto della resistenza del terreno pari a:

$R_d = 0.62 \text{ Kg/cm}^2$ (condizioni statiche);

$R_d = 0.33 \text{ Kg/cm}^2$ (condizioni dinamiche);

Inoltre come specificato in precedenza, le NTC 2018 impongono che sia verificata la relazione:

$$E_d \leq R_d$$

dove con E_d si indica il valore delle azioni di progetto e con R_d il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Il valore della resistenza di progetto R_d viene determinato in modo analitico con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno e tenendo conto del coefficiente parziale γ_M della tabella 6.2.II (M1) e del coeff. parziale γ_R della tabella 6.4.I (R3).

Per cui avremo:

$$\sigma_{t,max} \times (B \times L) = E_d \leq R_d = Q_{lim} / \gamma_R = q_{lim} \times (B \times L) / \gamma_R$$

$$0,24 = E_d \leq R_d$$

La verifica per carico limite risulta quindi soddisfatta.