



COMUNE DI CAPACCIO PAESTUM

Opera

LAVORI DI COMPLETAMENTO DELLE OPERE DEL TERRAZZAMENTO "A" DELL'AMPLIAMENTO DEL CIVICO CIMITERO IN PROGETTO FINANZA

Livello progettuale

PROGETTO ESECUTIVO

Elaborato		RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI		Scala
ET. 03				
30/09/2019		PRIMA EMISSIONE		
Data	Rev.	Descrizione		Redattore

PROGETTISTA

ING. CARMINE LANDI

DIREZIONE LAVORI

IL COLLAUDATORE

COMMITTENTE:

COMUNE DI CAPACCIO PAESTUM
AREA V

Verificato:

Visto:

RUP: ing. Carmine Greco

Approvato:

Comune di Capaccio
Provincia di Salerno

**RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE
FONDAZIONI**

OGGETTO: "LAVORI DI COMPLETAMENTO DELLE OPERE DEL
TERRAZZAMENTO"A" DELL'AMPLIAMENTO DEL CIVICO CIMITERO
COMUNALE IN PROGETTO DI FINANZA"
Muro di Sostegno-Muro di cinta 1-Muro di cinta 2 con relative
interazioni di Loculi e Ossari

COMMITTENTE: Amm.ne Comunale di Capaccio Paestum (SA)

, _/_/_

Il Progettista

(ing.)

Il Direttore dei Lavori

()

1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione geotecnica riguarda le indagini, la caratterizzazione e modellazione geotecnica del "volume significativo" per le opere in esame e valuta l'interazione opera / terreno ai fini del dimensionamento delle relative fondazioni. Questa relazione è stata redatta dal tecnico sulla base dei dati risultanti dalle prove di campagna e/o di laboratorio a corredo delle relazioni:

- Studio geologico di compatibilità PSAI (13 Maggio 2019) redatto dal dott. geol. Marco Capo;
- Relazione geologica (13 Maggio 2019) redatta dal dott. geol. Marco Capo.

La modellazione è stata condotta considerando che i loculi e ossari interagiscono con le strutture murarie di sostegno e di cinta (vd. grafici esecutivi di progetto). L'analisi delle strutture ha analizzato pertanto i cedimenti e le verifiche a carico limite delle mensole e degli speroni sia dei muri di sostegno che di cinta.

2 - INDAGINI GEOGNOSTICHE

Sulla base di quanto dettagliato nelle relazioni geologiche dell'area di sito, si è proceduto alla progettazione della campagna di indagini geognostiche finalizzate alla determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dal "volume significativo" dell'opera in esame.

Al fine della determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni coinvolti nel "volume significativo" dell'opera in esame, sono state condotte delle prove geotecniche, riassunte nella relazione geologica. **In particolare la modellazione del volume significativo si è basata principalmente sul Sondaggio S3 e prova penetrometrica statica PS-05 di cui allo Studio geologico di compatibilità PSAI (13 Maggio 2019) redatto dal dott. geol. Marco Capo.**

3 - CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA, MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

Le indagini effettuate, permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **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.]**, basandosi sulla valutazione della velocità delle onde di taglio (V_{S30}) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (N_{SPT}) e/o della resistenza non drenata equivalente ($C_{u,30}$). Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei seguenti paragrafi.

3.1 Caratterizzazione geotecnica

La caratterizzazione geotecnica dei terreni è riassunta nella seguente tabella:

TERRENI

N	Descrizione	Tv	γ	γ_{saturo}	ϕ	Cu	C'	Ed	Costante di sottofondo			E _{cu}	A _{S-B}
									X	Y	Z		
			[N/m ³]	[N/m ³]	[°]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/mm ²]	
1	Terreno vegetale e materiale di riporto granulometria limoso argillosa ricco di elementi litici di natura calcarea	Medio	16000	22000	26	0,00	0,00	4	10	10	20	-	-
		Minimo	16000	22000	26	0,00	0,00	4	10	10	20	-	-
2	Terreno a granulometria limoso sabbiosa ricco di elementi litici	Medio	17500	22000	33	0,00	0,00	15	10	10	20	-	-
		Minimo	17500	22000	33	0,00	0,00	15	10	10	20	-	-
3	Terreno rimaneggiato a granulometria	Medio	18000	22000	34	0,00	0,00	31	10	10	20	-	-

Terreni													
N	Descrizione	Tv	γ	γ_{saturato}	ϕ	Cu	C'	Ed	Costante di sottofondo			E _{cu}	A _{S-B}
									X	Y	Z		
			[N/m³]	[N/m³]	[°]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/cm³]	[N/cm³]	[N/cm³]	[N/mm ²]	
4	limoso argillosa, limoso sabbiosa ricco di elementi litici di natura calcarea	Minimo	18000	22000	34	0,00	0,00	31	10	10	20		
	Terreni limosi sabbiosi e argillosi limosi, ricchi di elementi litici di natura calcarea	Medio	20000	22000	38	0,00	0,00	92	15	15	30	-	-
		Minimo	20000	22000	38	0,00	0,00	92	15	15	30		

LEGENDA Terreni

N	Numero identificativo del terreno.
Descrizione	Descrizione del terreno.
Tv	Indica i valori minimi e medi dei parametri del terreno.
γ	Peso per unità di volume [N/m ³].
γ_{saturato}	Peso per unità di volume saturo [N/m ³].
ϕ	Angolo di attrito [°ssdc].
Cu	Coesione [N/mm ²].
C'	Coesione Efficace [N/mm ²].
Ed	Modulo edometrico [N/mm ²].
Costante di sottofondo	Valori della costante di sottofondo del terreno nelle direzioni degli assi del riferimento globale X, Y, e Z.
E_{cu}	Modulo elastico in condizioni non drenate [N/mm ²].
A_{S-B}	Parametro A si Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali.

3.2 Modellazione geotecnica

Ai fini del calcolo strutturale, il terreno sottostante l'opera viene modellato secondo lo schema di Winkler, cioè un sistema costituito da un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti. Ciò consente di ricavare le rigidezze offerte dai manufatti di fondazione, siano queste profonde o superficiali, che sono state introdotte direttamente nel modello strutturale per tener conto dell'interazione opera / terreno.

3.3 Pericolosità sismica

Ai fini della pericolosità sismica sono stati analizzati i dati relativi alla sismicità dell'area di interesse e ad eventuali effetti di amplificazione stratigrafica e topografica. Si sono tenute in considerazione anche la classe dell'edificio e la vita nominale.

Per tale caratterizzazione si riportano di seguito i dati di pericolosità come da normativa:

DATI GENERALI ANALISI SISMICA

Dati generali analisi sismica								
TP	Coef Ampl Topog	β_s	β_m	K _{Stbl}	K _{Muro}	Latitudine	Longitudine	Altitudine
						[gradi]	[gradi]	[m]
B	1,20	0,20	0,38	0,03	0,05	40° 25' 52.92"	15° 4' 31.44"	419

Classe	Vita Nominale	Periodo di Riferimento
[adim]	[anni]	[anni]
2	50	50

SL	T _r	A _g /g	S _s	F ₀	T ⁺ c
[adim]	[anni]	[adim]	[adim]	[adim]	[s]
SLO	30	0,0337	1,200	2,417	0,280
SLD	50	0,0412	1,200	2,492	0,324

SL	T _r	A _g /g	S _s	F ₀	T* c
[adim]	[anni]	[adim]	[adim]	[adim]	[s]
SLV	475	0,0958	1,200	2,619	0,466
SLC	975	0,1192	1,200	2,683	0,516

LEGENDA Dati generali analisi sismica

TP	Tipo terreno prevalente, categoria di suolo di fondazione come definito al punto 3.2.2 delle Norme tecniche per le costruzioni.
Coef Ampl Topog	Coefficiente di amplificazione topografica.
β_s	Coefficiente di riduzione di accelerazione massima per Verifica di stabilità'.
β_m	Coefficiente di riduzione di accelerazione massima per Muro di sostegno.
K_{Stbl}	Coefficiente per il calcolo della spinta per Verifica di stabilità'.
K_{Muro}	Coefficiente per il calcolo della spinta per Muro di sostegno.
Latitudine	Latitudine geografica del sito [gradi].
Longitudine	Longitudine geografica del sito [gradi].
Altitudine	Altitudine geografica del sito sul livello medio del mare [m].
SL	Stato limite.
T_r	Periodo di ritorno dell'azione sismica. [t] = anni
A_g/g	Coefficiente di accelerazione al suolo.
S_s	Coefficiente di amplificazione stratigrafica.
F₀	Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
T* c	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

4 - SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

La tipologia delle opere di fondazione sono consone alle caratteristiche meccaniche del terreno definite in base ai risultati delle indagini geognostiche.

Nel caso in esame, la struttura di fondazione è costituita da:

- fondazioni dirette

5 - VERIFICHE DI SICUREZZA

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche di sicurezza sono state condotte, con riferimento all'**APPROCCIO 2 Combinazione (A1+M1+R3)**, sulla base delle tipologie di fondazioni descritte nel paragrafo precedente.

Le azioni sono ottenute, applicando ai valori caratteristici delle stesse, i coefficienti parziali γ_F di cui nella tabella 6.2.I delle NTC 2018, che vengono di seguito riportati.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	A1 (STR)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.0
	Sfavorevole		1.3
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.8
	Sfavorevole		1.5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0
	Sfavorevole		1.5

Il valore di progetto della resistenza R_d è determinato in modo analitico con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_{M_r} , specificato nella tabella 6.2.II delle NTC 2018, e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specifici per ciascun tipo di opera come specificato nella tabella 6.5.I delle NTC 2018.

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

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'$	$\gamma_{\varphi'}$	1.0
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.00
Resistenza non drenata	C_{uk}	γ_{cu}	1.00

Tab. 6.5.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno

VERIFICA	Coefficiente parziale γ_R (R3)
Capacità portante della fondazione	1.4
Scorrimento	1.1
Ribaltamento	1.15
Resistenza del terreno a valle	1.4

Nelle verifiche di sicurezza per effetto delle azioni sismiche si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni nel rispetto della condizione [6.2.1], ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella tabella 7.11.III.

Tab. 7.11.III – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi (SLV) dei muri di sostegno.

VERIFICA	Coefficiente parziale γ_R
Capacità portante della fondazione	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Per le varie tipologie di fondazioni sono di seguito elencate le metodologie ed i modelli usati per il calcolo del carico limite ed i risultati di tale calcolo.

5.1 Carico limite fondazioni dirette

La formula del carico limite esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno. Il carico limite è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma$$

in cui:

c = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

$q = \gamma \cdot D$ = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;

γ = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;

D = profondità del piano di posa della fondazione;

B = dimensione caratteristica della fondazione, che corrisponde alla larghezza della suola;
 L = Lunghezza della fondazione (**= Lunghezza del muro**);
 γ_f = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;
 N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante;
 s, d, i, g, b, ψ = coefficienti correttivi.

NB: Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica, B e L saranno ridotte rispettivamente di:

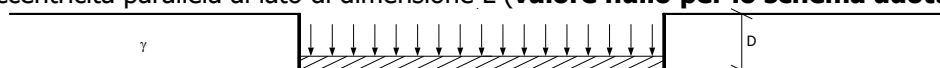
$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L$$

dove:

e_B = eccentricità parallela al lato di dimensione B;

e_L = eccentricità parallela al lato di dimensione L (**valore nullo per lo schema adottato**).



Calcolo dei fattori N_c, N_q, N_γ

Condizioni non drenate	Condizioni drenate
$N_c = 2 + \pi$	$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg} \phi$
$N_q = 1$	$N_q = k_p \cdot e^{\pi \text{tg} \phi}$
$N_\gamma = 0 \quad \text{se } \omega = 0$ $N_\gamma = -2 \cdot \text{sen } \omega \quad \text{se } \omega \neq 0$	$N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot \text{tg} \phi$

dove:

$$k_p = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{è il coefficiente di spinta passiva;}$$

ϕ = angolo di attrito del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

ω = angolo di inclinazione del piano campagna.

Calcolo dei fattori di forma s_c, s_q, s_γ

Terreni Coerenti	Terreni Incoerenti
$s_c = 1 + \frac{B}{(2 + \pi)L}$	$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$
$s_q = 1$	$s_q = 1 + \frac{B}{L} \text{tg} \phi$
$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$	$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$

con $B/L < 1$.

Calcolo dei fattori di profondità d_c, d_q, d_γ

Si definisce il seguente parametro:

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} \leq 1;$$

$$k = \arctg \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} > 1.$$

Terreni Coerenti	Terreni Incoerenti
$d_c = 1 + 0.4k$	$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \text{tg} \phi}$
$d_q = 1$	$d_q = 1 + 2 \text{tg} \phi (1 - \text{sen} \phi)^2 \cdot k$
$d_\gamma = 1$	$d_\gamma = 1$

Calcolo dei fattori di inclinazione del carico i_c , i_q , i_γ

Si definisce il seguente parametro:

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

Terreni Coerenti	Terreni Incoerenti
$i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_a \cdot N_c}$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \text{tg} \phi}$
$i_q = 1$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi} \right)^m$
$i_\gamma = 1$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi} \right)^{m+1}$

dove:

$$A_f = B \cdot L$$

H = componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;

c_a = adesione lungo la base della fondazione ($c_a \leq c$);

δ = angolo di attrito di interfaccia terreno-fondazione.

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$H < V \cdot \text{tg} \delta + A_f \cdot c_a$$

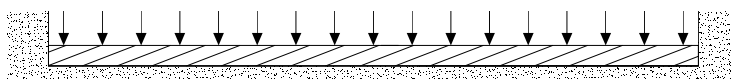
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_c , b_q , b_γ

Indicando con ω l'angolo di inclinazione del piano campagna, si ha:

Terreni Coerenti	Terreni Incoerenti
$b_c = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{2 + \pi}$	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \text{tg} \phi}$
$b_q = 1$	$b_q = (1 - \text{tg} \omega)^2 \cos \omega$
$b_\gamma = 1$	$b_\gamma = \frac{b_q}{\cos \omega}$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$\omega < \phi ; \quad \omega < 45^\circ$$

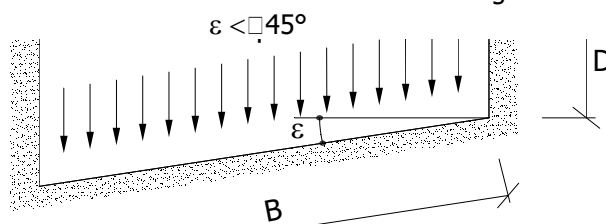


Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c , g_q , g_γ

Indicando con ε l'angolo di inclinazione del piano di posa della fondazione, si ha:

Terreni Coerenti	Terreni Incoerenti
$g_c = 1 - \frac{2 \cdot \varepsilon}{2 + \pi}$	$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \operatorname{tg} \phi}$
$g_q = 1$	$g_q = (1 - \varepsilon \cdot \operatorname{tg} \phi)^2$
$g_\gamma = 1$	$g_\gamma = (1 - \varepsilon \cdot \operatorname{tg} \phi)^2$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:



Calcolo dei fattori di riduzione per rottura a punzonamento ψ_c , ψ_q , ψ_γ

Si definisce l'indice di rigidezza del terreno come:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi}$$

dove:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \text{modulo d'elasticità tangenziale del terreno};$$

E = modulo elastico del terreno. Nei calcoli è utilizzato il modulo edometrico;

ν = modulo di Poisson. Sia in condizioni non drenate che drenate è assunto pari a 0.5;

σ = tensione litostatica alla profondità $D+B/2$.

La rottura a punzonamento si verifica quando i coefficienti di punzonamento ψ_c , ψ_q , ψ_γ sono inferiori all'unità; ciò accade quando l'indice di rigidezza I_r si mantiene inferiore al valore critico:

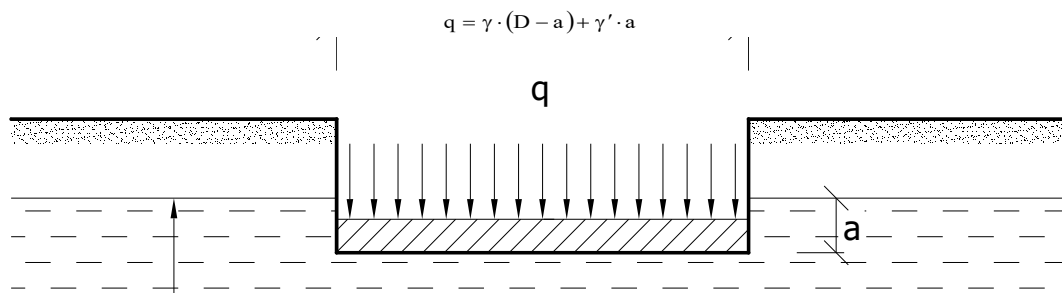
$$I_r < I_{r,crit} = \frac{1}{2} \exp \left\{ \left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \operatorname{ctg} \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right\}$$

Terreni Coerenti	Terreni Incoerenti
$\psi_c = 0.32 + 0.12 \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \operatorname{Log}(I_r)$	$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_q \cdot \operatorname{tg} \phi}$
$\psi_q = 1$	$\psi_q = \exp \left\{ \left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \operatorname{tg} \phi + \frac{3.07 \cdot \operatorname{sen} \phi \cdot \operatorname{Log}(2I_r)}{1 + \operatorname{sen} \phi} \right\}$
$\psi_\gamma = 1$	$\psi_\gamma = \psi_q$

Calcolo del carico limite in presenza di falda

Se il pelo libero della falda è compreso fra il piano campagna ed il piano di posa della fondazione, ad un'altezza a sopra il piano di posa, l'espressione generale del carico limite, valutato in termini di tensioni effettive, diviene:

$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma'_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma + \gamma_{H2O} \cdot a$
dove la tensione litostatica al piano di posa è valutata come:

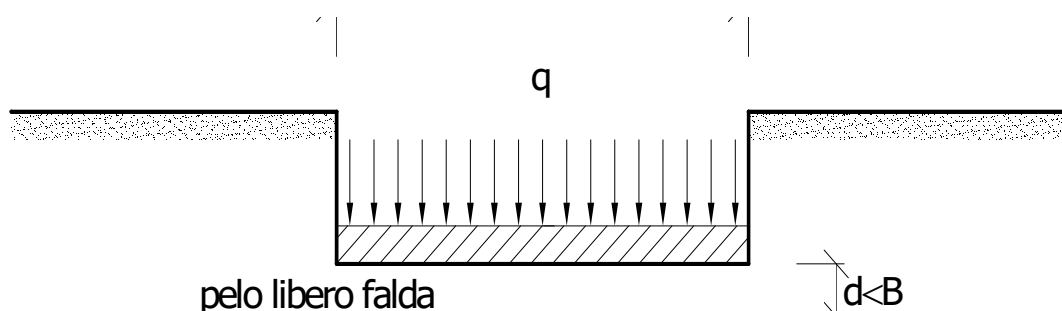


Se il pelo libero della falda è al di sotto del piano di posa della fondazione di una profondità **d**, tale che:

$$D \leq d \leq D+B, \quad \text{o in altri termini} \quad D < B$$

l'espressione generale del carico limite, valutato in termini di tensioni effettive, diviene:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q + 0.5 \cdot B \cdot \left(\gamma'_f + (\gamma_f - \gamma'_f) \frac{d}{B} \right) \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma$$



Se il pelo libero della falda è al di sotto del piano campagna di una profondità **d**, tale che:

$$d > D+B, \quad \text{o in altri termini} \quad d \geq B$$

la presenza della falda viene trascurata.

Calcolo del carico limite in condizioni non drenate

L'espressione generale del carico limite, valutato in termini di tensioni totale, diventa:

$$q_{lim} = (2 + \pi) c_u \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q + \frac{1}{2} \gamma_{sat} \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

c_u = coesione non drenata;

γ_{sat} = peso unità di volume del terreno in condizioni di saturazione.

5.2 Fattori correttivi del carico limite in presenza di sisma

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**).

Nell'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati **K_{hi}** e **K_{hk}**, 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.

Calcolo del fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico

L'effetto cinematico, ovvero l'effetto dovuto all'accelerazione della porzione di terreno in cui è immersa la fondazione, è direttamente portato in conto, nel calcolo del carico limite, poiché si è considerato il

cuneo di massima spinta del terreno a partire dalla quota del piano di posa della fondazione. Pertanto, per tale porzione di terreno in cui è immersa la fondazione, gli effetti del sisma sono stati direttamente già considerati nella determinazione del cuneo di spinta del terreno.

Calcolo dei fattori correttivi dovuti all'effetto inerziale

L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico K_{hi} .

Per le combinazioni sismiche, gli effetti inerziali sono stati direttamente portati in conto, nel calcolo del carico limite, tramite i coefficienti correttivi dovuti all'inclinazione dei carichi (i_c , i_q , i_v).

Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa relativa alla verifica dello stato limite di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

Si precisa che il valore relativo alla colonna Q_{lim} , di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza R_d (determinato come sopra esposto e diviso per il valore del coefficiente parziale γ_R relativo alla capacità portante del complesso terreno-fondazione). Nel caso in esame il coefficiente parziale γ_R , come indicato nella tabella 6.5.I delle NTC 2018, è stato assunto pari:

Tabella 6.5.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno

VERIFICA	Coefficiente parziale γ_R (R3)
Capacità portante della fondazione	1.4

Per effetto delle azioni sismiche, le verifiche di sicurezza sono condotte ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella tabella 7.11.III.

Tab. 7.11.III – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi (SLV) dei muri di sostegno.

VERIFICA	Coefficiente parziale γ_R
Capacità portante della fondazione	1.2

Si precisa che, nella sottostante tabella:

- Q_{med} rappresenta la tensione media del terreno, ossia il valore della tensione del terreno in corrispondenza del baricentro della sezione di impronta (sezione reagente) della fondazione;
- la coppia Q_{med} e Q_{lim} è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che da luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS).

VERIFICHE A CARICO LIMITE MURO DI SOSTEGNO

VERIFICHE A CARICO LIMITE - Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)					
Stato limite	Sisma	CS	Q_{MedP} [N/mm ²]	Q_{Lim} [N/mm ²]	
Sezione...					
Verifica 1	SLU	NO	12,67	0,13	1,61
Verifica 2	SLU	NO	11,77	0,13	1,55
Verifica 3	SLU	NO	9,75	0,17	1,61
Verifica 4	SLU	NO	9,21	0,17	1,56
Verifica 5	SLV	SI	10,75	0,13	1,41

LEGENDA Verifiche a Carico Limite

Stato limite Tipo di Stato Limite.

VERIFICHE A CARICO LIMITE - Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)				
Stato limite	Sisma	CS	QMedP	QLim
			[N/mm ²]	[N/mm ²]
Sisma	Sisma agente nella Combinazione.			
CS	Coefficiente di sicurezza.			
QMedP	Tensione media di Progetto [N/mm ²].			
QLim	Carico Limite [N/mm ²].			

VERIFICHE A CARICO LIMITE MURO DI CINTA 1

VERIFICHE A CARICO LIMITE - Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)					
Stato limite		Sisma	CS	QMedP	QLim
				[N/mm²]	[N/mm²]
Sezione...					
Verifica 1					
	SLU	NO	12,09	0,04	0,52
Verifica 2					
	SLU	NO	11,02	0,05	0,51
Verifica 3					
	SLU	NO	9,30	0,06	0,52
Verifica 4					
	SLU	NO	8,65	0,06	0,51
Verifica 5					
	SLV	SI	10,90	0,04	0,48

LEGENDA Verifiche a Carico Limite

Stato limite	Tipo di Stato Limite.
Sisma	Sisma agente nella Combinazione.
CS	Coefficiente di sicurezza.
QMedP	Tensione media di Progetto [N/mm ²].
QLim	Carico Limite [N/mm ²].

VERIFICHE A CARICO LIMITE MURO DI CINTA 2

VERIFICHE A CARICO LIMITE - Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)					
Stato limite		Sisma	CS	QMedP	QLim
				[N/mm²]	[N/mm²]
Sezione...					
Verifica 1					
	SLU	NO	14,59	0,04	0,51
Verifica 2					
	SLU	NO	16,42	0,04	0,58
Verifica 3					
	SLU	NO	13,89	0,04	0,52
Verifica 4					
	SLU	NO	15,99	0,04	0,56
Verifica 5					
	SLU	NO	14,50	0,04	0,54
Verifica 6					
	SLU	NO	11,22	0,05	0,51
Verifica 7					
	SLU	NO	12,41	0,05	0,57
Verifica 8					
	SLU	NO	10,81	0,05	0,52
Verifica 9					
	SLU	NO	12,04	0,05	0,55
Verifica 10					
	SLU	NO	11,33	0,05	0,54
Verifica 11					
	SLV	SI	15,78	0,04	0,56

LEGENDA Verifiche a Carico Limite

Stato limite	Tipo di Stato Limite.
Sisma	Sisma agente nella Combinazione.
CS	Coefficiente di sicurezza.
QMedP	Tensione media di Progetto [N/mm ²].
QLim	Carico Limite [N/mm ²].

6 - STIMA DEI CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI

I cedimenti delle fondazioni superficiali sono il risultato (l'integrale) delle deformazioni verticali del terreno sottostante la fondazione. Queste deformazioni sono conseguenti ad un'alterazione dello stato di tensione nel sottosuolo imputabile a vari motivi quali il carico trasmesso dalle strutture di fondazione, variazioni del regime delle pressioni neutre nel sottosuolo, vibrazioni indotte, scavi eseguiti nei pressi della fondazione.

Nel calcolo eseguito dal software vengono stimati i cedimenti prodotti dai carichi trasmessi dalla fondazione, che sono sempre presenti, e ne è stata valutata l'ammissibilità in condizioni di esercizio.

6.1 Calcolo dell'incremento delle tensioni

Gli incrementi di tensione indotti nel sottosuolo, dai carichi applicati in superficie, sono stati valutati mediante la teoria di Boussinesq, che definisce lo stato di tensione e deformazione indotto in un semispazio elastico da una forza concentrata P agente normalmente al suo piano limite (figura sottostante).

Gli incrementi di tensione nel sottosuolo, che generano i cedimenti, espressi in un sistema di coordinate cilindriche θ, z, r , sono determinate attraverso le seguenti relazioni:

$$\sigma_z = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{z^3}{R^5}$$

$$\sigma_r = -\frac{P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[-\frac{3 \cdot r^2 \cdot z}{R^3} + \frac{(1 - 2 \cdot \nu) \cdot R}{(R + z)} \right]$$

$$\tau_{rz} = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{z^2 \cdot r}{R^5}$$

$$\sigma_\theta = -\frac{(1 - 2 \cdot \nu) \cdot P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[\frac{z}{R} - \frac{R}{(R + z)} \right]$$

dove $R = \sqrt{r^2 + z^2}$.

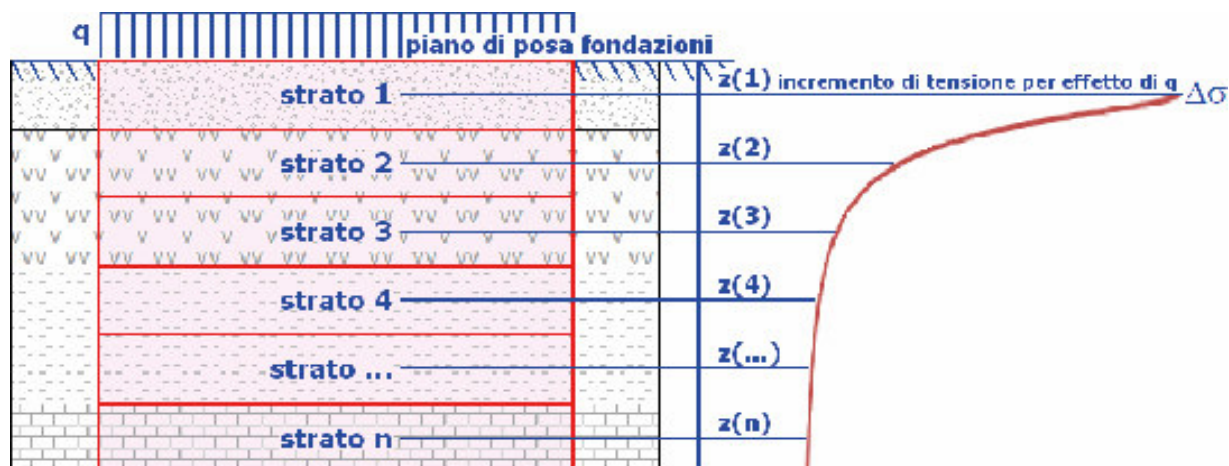
I valori delle tensioni radiali σ_r e tangenti σ_θ , proiettati sugli assi X e Y , diventano:

$$\sigma_x = \sigma_r \cdot \cos(\alpha) - \sigma_\theta \cdot \sin(\alpha);$$

$$\sigma_y = \sigma_r \cdot \sin(\alpha) + \sigma_\theta \cdot \cos(\alpha);$$

dove α è l'angolo formato dal raggio r con l'asse X .

Gli incrementi di tensione sono stati calcolati, per ogni combinazione di carico allo SLE e allo SLD, al centro di strati elementari (substrati) con cui si è discretizzato il sottosuolo in corrispondenza di ogni verticale di calcolo (vedi figura sottostante). L'altezza adottata per il substrato è di 100.00 cm.



Distribuzione delle forze al contatto del piano di posa

Per poter affrontare il problema in maniera generale, l'area di impronta della fondazione viene discretizzata in areole elementari sufficientemente piccole e si sostituisce all'azione ripartita, competente

ad ogni singola areola, un'azione concentrata equivalente. Il terreno a contatto con la fondazione viene corrispondentemente discretizzato in elementi elastici, detti bounds, che lavorano nelle tre direzioni principali XYZ. Le fondazioni trasmettono agli elementi bounds le azioni provenienti dal calcolo in elevazione e su tale modello il solutore determina le azioni F_x , F_y , F_z agenti sul singolo bound. Inizialmente si ritiene il bound elastico e bidirezionale, ossia reagente anche a trazione, e in tale ipotesi viene condotto un calcolo lineare. Se, per effetto di eccentricità, si hanno bounds reagenti a trazione, si ridefinisce il legame costitutivo nell'ipotesi di assenza di resistenza a trazione e si effettua un calcolo NON lineare in cui sono definite aree di contatto parzializzate e vengono esclusi i bounds a trazione.

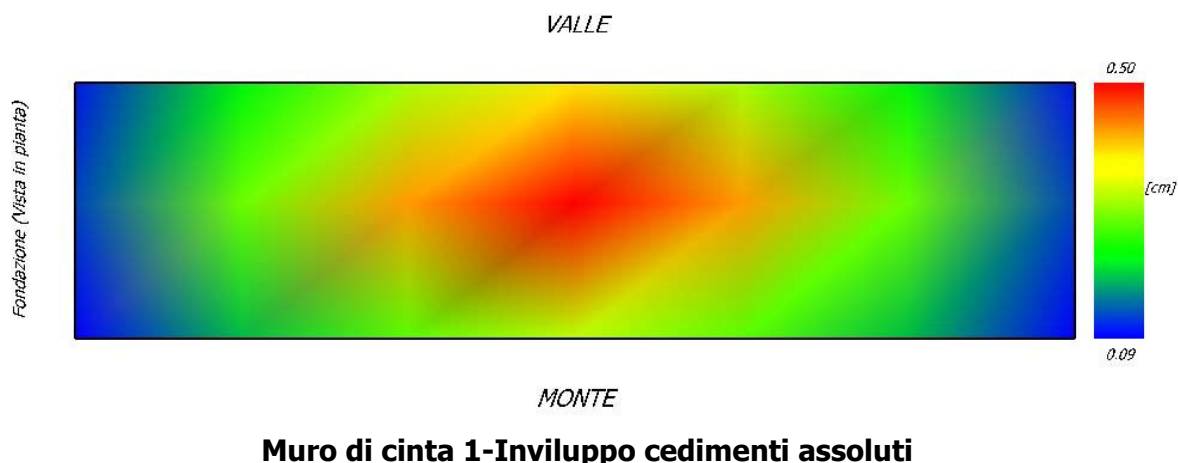
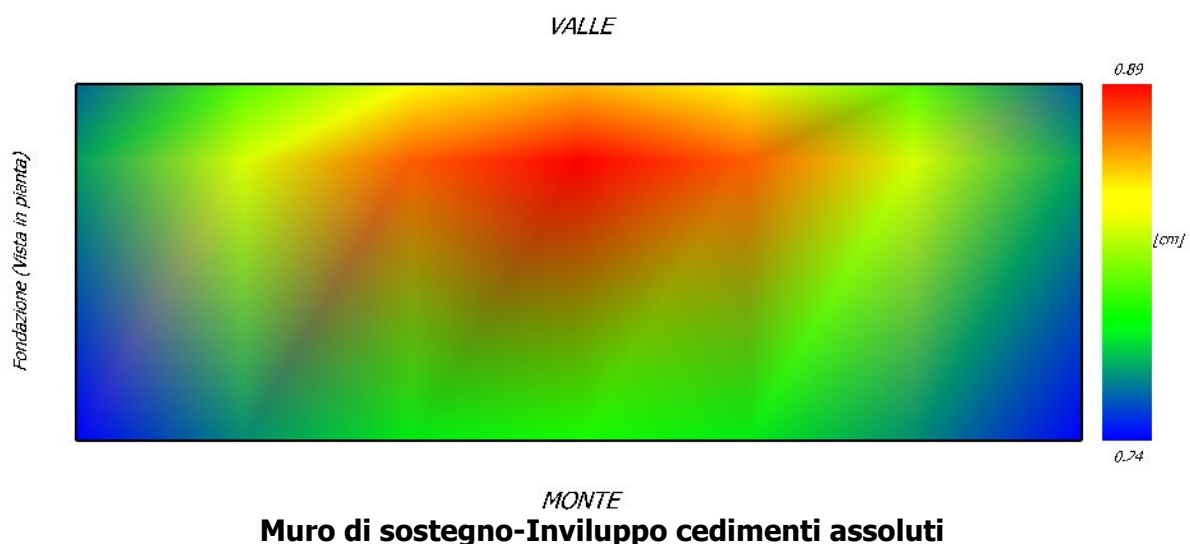
Attraverso questo procedimento, effettuato per tutte le combinazioni di carico, sono note le reazioni dei bounds compressi e quindi le forze (F_z) da cui calcolare gli incrementi di tensione nel sottosuolo in una serie di punti significativi.

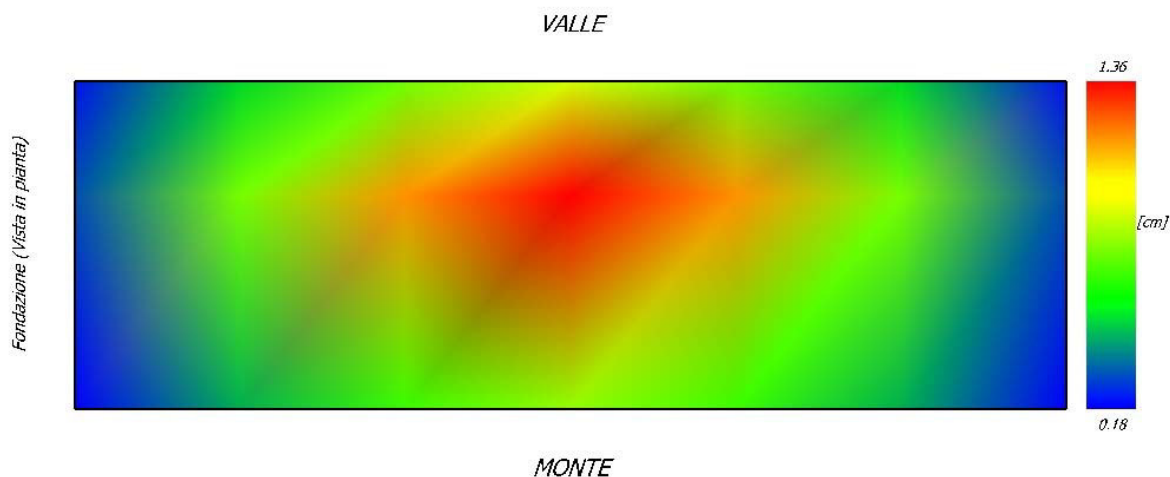
Per ogni verticale in cui si è calcolato il cedimento, l'incremento di tensione nel sottosuolo è stato calcolato sommando gli effetti di tutte le forze elementari.

Inoltre, è stato considerato il decremento di tensione dovuto allo scavo, in modo da sottrarre all'intensità del carico applicato il valore della tensione litostatica agente sul piano di posa prima della realizzazione della fondazione.

6.2 Calcolo dei cedimenti

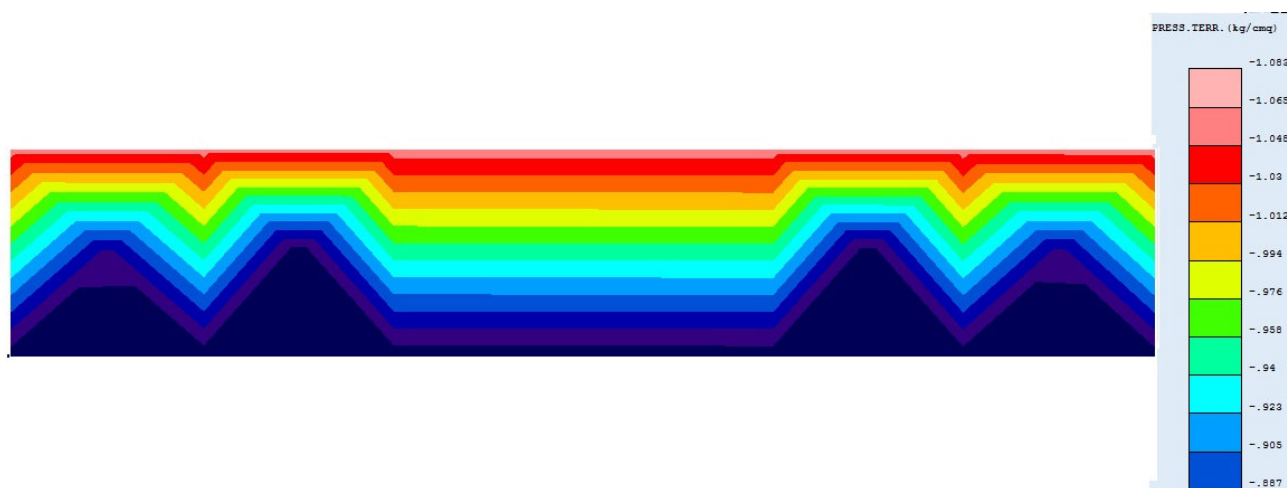
Di seguito sono riportati le immagini con mappatura a colori dei cedimenti assoluti ricavati dell'inviluppo delle combinazioni provenienti dalle analisi effettuate:





Muro di cinta 2-Inviluppo cedimenti assoluti

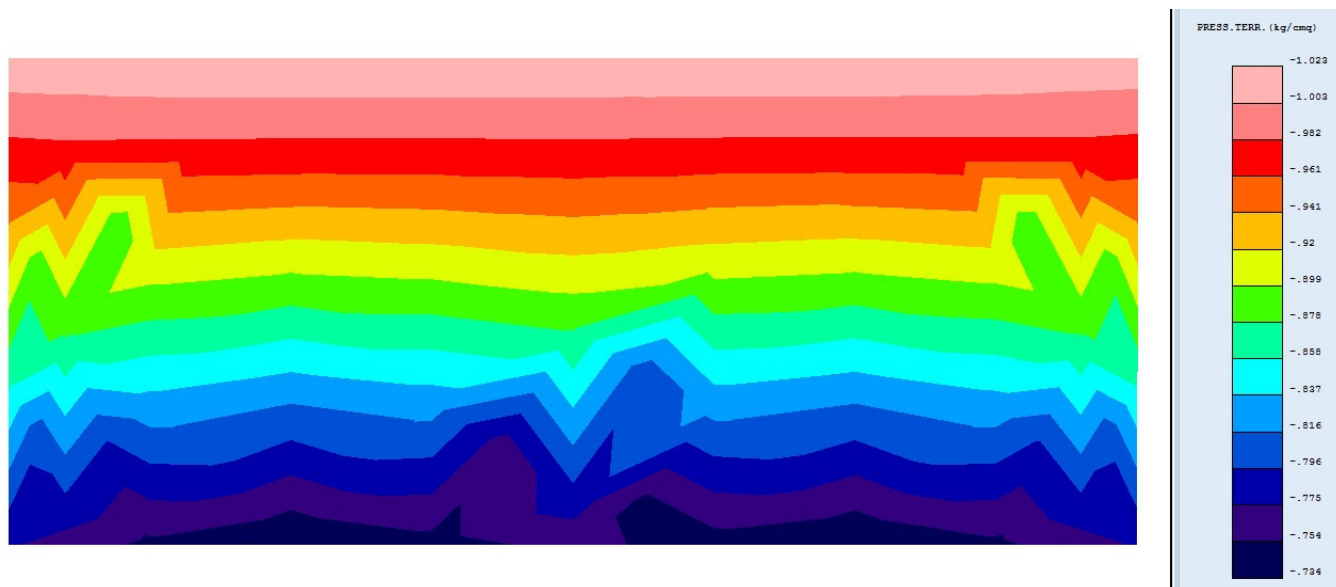
Inoltre, di seguito sono riportati le immagini con mappatura a colori delle pressioni (max 1.03Kg/cm² agenti allo SLU -condizione più gravosa) trasferite dai corpi loculi, moduli Ossari e corpo seduta al sottofondo (sottostrutture e terreni di fondazione)



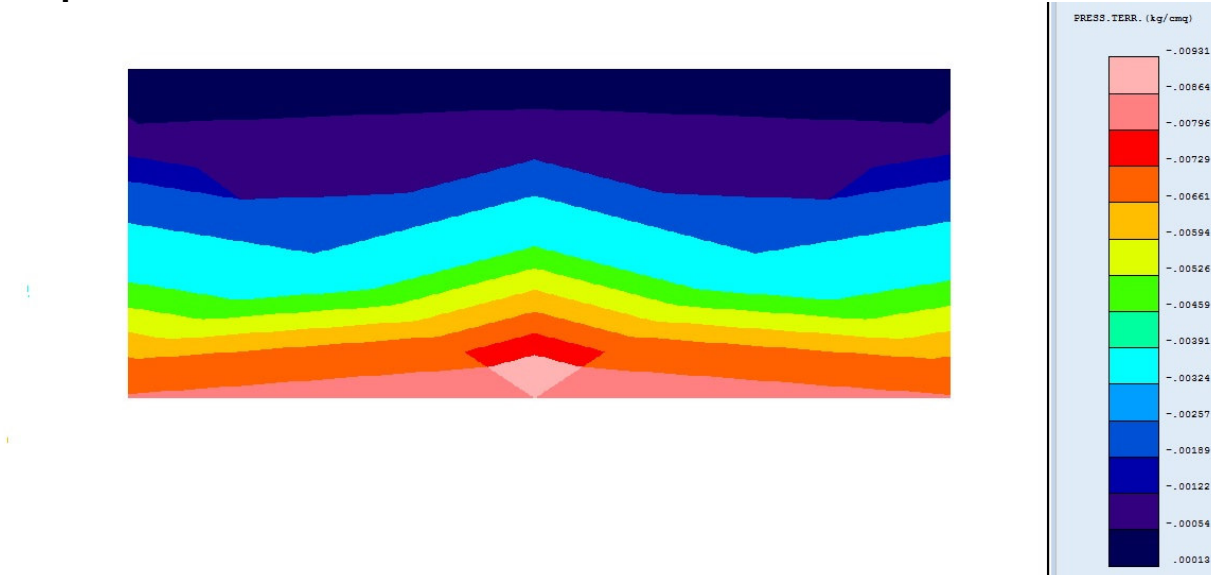
Ossari su 5 file-Pressione su sottofondo trasferite da Piastra di fondazione



Ossari su 4 file-Pressione su sottofondo trasferite da Piastra di fondazione



Corpo Loculi 4+4-Pressione su sottofondo trasferite da Piastra di fondazione



Corpo seduta-Pressione su sottofondo trasferite da Piastra di fondazione

Noti gli incrementi di tensione nei vari strati, per il calcolo dei cedimenti viene adottato il metodo edometrico di Terzaghi, distinguendo tra terreni a grana grossa e terreni a grana fine.

- **Terreni a grana grossa**

Per questi terreni i cedimenti si estinguono immediatamente per cui il cedimento iniziale (w_0) coincide con quello finale (w_f).

In tal caso, per il calcolo del cedimento, sarebbe indispensabile far ricorso a procedimenti empirici che utilizzano i risultati di prove in sito.

Viste le difficoltà e l'incertezza nella stima di specifici parametri geotecnici, il cedimento è stato valutato utilizzando il metodo edometrico.

- **Terreni a grana fina**

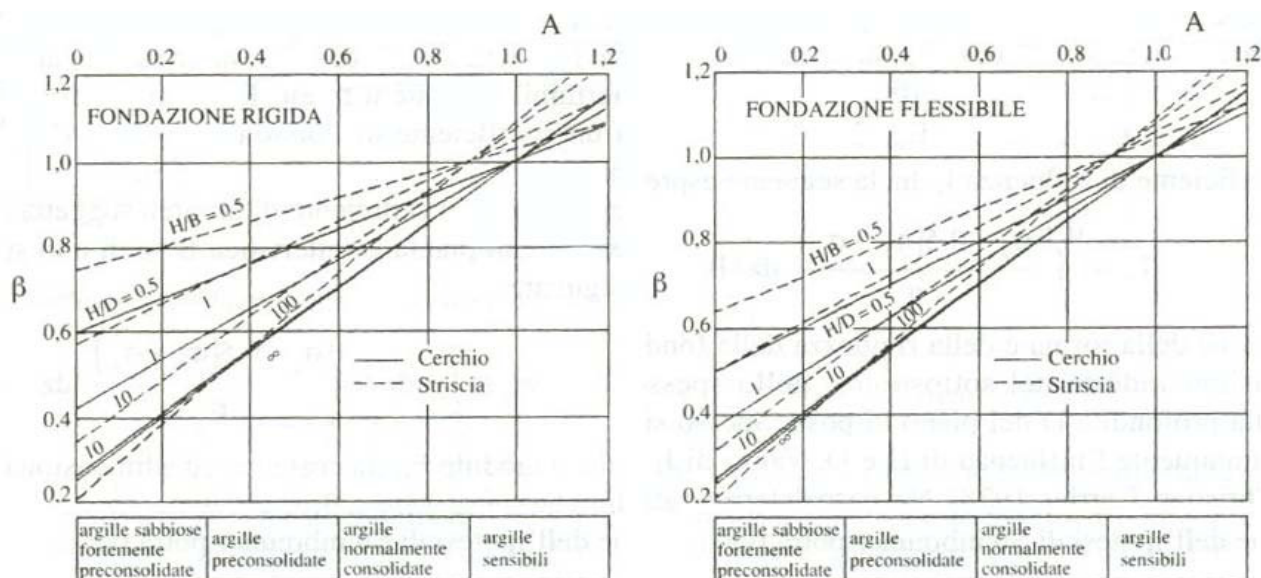
Il metodo edometrico fornisce il cedimento a lungo termine, NON consentendo di valutare il cedimento iniziale. Calcolato l'incremento di tensioni $\Delta\sigma$ nei vari strati, ognuno di spessore H_i e modulo $E_{ed,i}$, il cedimento edometrico risulta pari a:

$$w_{ed} = \sum_i \frac{\Delta \sigma_i}{E_{ed,i}} \cdot H_i$$

Per la stima del cedimento di consolidazione si utilizza il metodo di Skempton e Bjerrum che esprime tale cedimento come un'aliquota di quello edometrico, pertanto:

$$W_c = \beta \cdot W_{ed}$$

I valori del coefficiente β sono riportati in grafici in funzione della rigidezza della fondazione, della forma della fondazione, dello spessore dello strato deformabile e del coefficiente di Skempton "A" (vedi figura sottostante).



Il coefficiente "A" di Skempton può essere ricavato in funzione del grado di consolidazione del terreno come indicato nella seguente tabella.

Grado di consolidazione del terreno	A _{Skempton}
basso	0,75 ÷ 1,50
normale	0,50 ÷ 1,00
poco sovraconsolidato	0,20 ÷ 0,50
molto sovraconsolidato	0,00 ÷ 0,25

Il software utilizza il valore medio degli intervalli indicati. Tuttavia il tecnico è libero di inserire manualmente tali parametri qualora siano state fatte indagini specifiche relative alla loro determinazione.

Il cedimento iniziale w_0 è calcolato con la teoria dell'elasticità in termini di tensioni totali secondo la seguente espressione:

$$w_0 = \frac{q \cdot B}{E_u} \cdot I_w$$

in cui:

- E_u è il modulo di elasticità NON drenato;
- q è il carico (medio ripartito) sulla fondazione;
- B è la larghezza caratteristica della fondazione,
- I_w è il coefficiente di influenza.

Il coefficiente di influenza I_w ha la seguente espressione:

$$I_w = \int_0^{H/B} \frac{\sigma_z - 0.5 \cdot (\sigma_x + \sigma_y)}{q} dz / B$$

in cui H è lo spessore dello strato deformabile e le σ_x e σ_y sono calcolate con un coefficiente di Poisson che, in condizioni NON drenate, è assunto pari a 0,5.

Il modulo di elasticità NON drenato di un terreno può essere ricavato dalla seguente tabella in cui è messo in relazione con la coesione NON drenata (c_u), l'indice di plasticità (I_p) e il grado di consolidazione

del terreno (OCR). Tuttavia il tecnico è libero di inserire manualmente tali parametri qualora siano state fatte indagini specifiche relative alla loro determinazione.

Rapporto $K_u = (E_u/c_u)$			
Grado di consolidazione del terreno (OCR)	$I_p < 0,3$	$0,3 < I_p < 0,5$	$I_p > 0,5$
basso/normale (< 3)	800	400	200
poco sovraconsolidato (da 3 a 5)	500	300	150
molto sovraconsolidato (> 5)	300	200	100

Il cedimento finale è pari a:

$$W_f = W_o + W_c.$$

- CALCOLO DEI CEDIMENTI COL METODO EDOMETRICO FONDAZIONE CORPO LOCULI 4+4**

$$\mu = \int \frac{\sigma(z)}{E} dz$$

Essendo

μ = cedimento

E = modulo edometrico

$\sigma(z)$ = tensione verticale nel sottosuolo dovuta all'incremento di carico q

Calcolo dei cedimenti col Metodo Edometrico

Massima pressione indotta su terreno	1.03	kg/cm ²
Pressione litostatica agente prima dello scavo	0	kg/cm ²

Strato	spessore	H	v	Eed	σ_s	$\sigma_s - \sigma_i$	w _{i,ed}
	m	m		kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	cm
Sabbia compattata	0.2	0.2	0.3	100	1.03	1.03	0.2060
Sabbia compattata	0.2	0.4	0.3	100	1.03	1.03	0.2060
Sabbia compattata	0.2	0.6	0.3	100	1.03	1.03	0.2060
Limo argilloso	0.2	0.8	0.3	36	0.77	0.77	0.4271
Limo argilloso	0.2	1	0.3	36	0.49	0.49	0.2734
Limo argilloso	0.2	1.2	0.3	36	0.34	0.34	0.1898
Limo argilloso	0.2	1.4	0.3	36	0.25	0.25	0.1395

Limo argilloso	0.2	1.6	0.3	36	0.19	0.19	0.1068
Limo argilloso	0.2	1.8	0.3	36	0.15	0.15	0.0844

Limo argilloso	0.2	2	0.3	36	0.12	0.12	0.0683
Limo sabbioso	0.2	2.2	0.3	150	0.10	0.10	0.0136
Limo sabbioso	0.2	2.4	0.3	150	0.09	0.09	0.0114
Limo sabbioso	0.2	2.6	0.3	150	0.07	0.07	0.0097
Limo sabbioso	0.2	2.8	0.3	150	0.06	0.06	0.0084
Limo sabbioso	0.2	3	0.3	150	0.05	0.05	0.0073
Limo sabbioso	0.2	3.2	0.3	150	0.05	0.05	0.0064
Limo sabbioso	0.2	3.4	0.3	150	0.04	0.04	0.0057
Limo sabbioso	0.2	3.6	0.3	150	0.04	0.04	0.0051
Limo sabbioso	0.2	3.8	0.3	150	0.03	0.03	0.0045
Limo sabbioso	0.2	4	0.3	150	0.03	0.03	0.0041
Cedimento totale atteso coincidente con cedimento iniziale						Wtot=	1.98

Il calcolo dei cedimenti assoluti fornisce inoltre cedimenti differenziali massimi attesi compatibili con la sovrastruttura $L/\Delta W = 295/(1.98-1.47) = 295/0.51 = 578 > 200$ sicurezza=2.89

6.3 Calcolo delle distorsioni angolari

Noti i cedimenti in un certo numero di punti significativi, è possibile calcolare le distorsioni angolari (β) come:

$$\beta_{ij} = \Delta w_{ij}/L_{ij};$$

dove:

Δw_{ij} : cedimento differenziale tra i punti i e j;

L_{ij} : distanza tra la coppia di punti i e j.

Sia nel tabulato che nelle tabelle seguenti, per comodità di lettura, sono riportati i valori inversi delle distorsioni angolari, confrontati con il valore inverso della distorsione ammissibile compatibile con la funzionalità dell'intera opera.

VERIFICHE CEDIMENTI DIFFERENZIALI MURO DI SOSTEGNO

Verifiche cedimenti differenziali				
Id	Combinazione	(L / ΔW_{i-r})	(L / ΔW_{lim})	CS
Sezione...				
2 - 3	SLD Sisma ORZ - Folla * 0 - Carico permanente * 1 -	1777,65	200,00	8,89
5 - 6	SLD Sisma ORZ - Folla * 0 - Carico permanente * 1 -	868,71	200,00	4,34
8 - 9	SLD Sisma ORZ - Folla * 0 - Carico permanente * 1 -	651,28	200,00	3,26
11 - 12	SLD Sisma ORZ - Folla * 0 - Carico permanente * 1 -	583,04	200,00	2,92
14 - 15	SLD Sisma ORZ - Folla * 0 - Carico permanente * 1 -	653,61	200,00	3,27
17 - 18	SLD Sisma ORZ - Folla * 0 - Carico permanente * 1 -	868,66	200,00	4,34
20 - 21	SLD Sisma ORZ - Folla * 0 - Carico permanente * 1 -	1797,33	200,00	8,99
1 - 4	SLE - Combinazione Tipo Rara - Folla * 1 - Carico permanente * 1 -	795,58	200,00	3,98
2 - 5	SLE - Combinazione Tipo Rara - Folla * 1 - Carico permanente * 1 -	632,72	200,00	3,16
3 - 6	SLE - Combinazione Tipo Rara - Folla * 1 - Carico permanente * 1 -	1398,66	200,00	6,99
4 - 7	SLE - Combinazione Tipo Rara - Folla * 1 - Carico permanente * 1 -	1199,50	200,00	6,00
5 - 8	SLE - Combinazione Tipo Rara - Folla * 1 - Carico permanente * 1 -	941,41	200,00	4,71
6 - 9	SLE - Combinazione Tipo Rara - Folla * 1 - Carico permanente * 1 -	2031,30	200,00	10,16
7 - 10	SLE - Combinazione Tipo Rara - Folla * 1 - Carico permanente * 1 -	2475,65	200,00	12,38
8 - 11	SLE - Combinazione Tipo Rara - Folla * 1 - Carico permanente * 1 -	2109,00	200,00	10,55
9 - 12	SLE - Combinazione Tipo Rara - Folla * 1 - Carico permanente * 1 -	4719,11	200,00	23,60
10 - 13	SLE - Combinazione Tipo Rara - Folla * 1 - Carico permanente * 1 -	2461,97	200,00	12,31
11 - 14	SLE - Combinazione Tipo Rara - Folla * 1 - Carico permanente * 1 -	2074,81	200,00	10,37
12 - 15	SLE - Combinazione Tipo Rara - Folla * 1 - Carico permanente * 1 -	4747,78	200,00	23,74
13 - 16	SLE - Combinazione Tipo Rara - Folla * 1 - Carico permanente * 1 -	1197,99	200,00	5,99
14 - 17	SLE - Combinazione Tipo Rara - Folla * 1 - Carico permanente * 1 -	949,45	200,00	4,75
15 - 18	SLE - Combinazione Tipo Rara - Folla * 1 - Carico permanente * 1 -	2030,07	200,00	10,15
16 - 19	SLE - Combinazione Tipo Rara - Folla * 1 - Carico permanente * 1 -	798,02	200,00	3,99
17 - 20	SLE - Combinazione Tipo Rara - Folla * 1 - Carico permanente * 1 -	628,25	200,00	3,14
18 - 21	SLE - Combinazione Tipo Rara - Folla * 1 - Carico permanente * 1 -	1397,18	200,00	6,99

LEGENDA Verifiche cedimenti differenziali

Id	Identificativo univoco del tratto soggetto a cedimento differenziale.
Combinazione	Identificativo della combinazione per la quale si riscontra il coefficiente di sicurezza minimo.
(L / ΔW_{i-r})	Distorsione angolare.
(L / ΔW_{lim})	Distorsione angolare limite.
CS	Coefficiente di sicurezza.

VERIFICHE CEDIMENTI DIFFERENZIALI MURO DI CINTA 1

Verifiche cedimenti differenziali				
Id	Combinazione	(L / ΔW_{i-r})	(L / ΔW_{lim})	CS
Sezione...				
1 - 2	SLE - Combinazione Tipo Rara - Carico permanente * 1 - Traffico Veicolare * 1 -	3622,73	200,00	18,11
2 - 3	SLD Sisma ORZ - Carico permanente * 1 - Traffico Veicolare * 0 -	2795,95	200,00	13,98
4 - 5	SLE - Combinazione Tipo Rara - Carico permanente * 1 - Traffico Veicolare * 1 -	1434,94	200,00	7,17
5 - 6	SLD Sisma ORZ - Carico permanente * 1 - Traffico Veicolare * 0 -	1145,98	200,00	5,73
7 - 8	SLE - Combinazione Tipo Rara - Carico permanente * 1 - Traffico Veicolare * 1 -	911,48	200,00	4,56

Verifiche cedimenti differenziali				
Id	Combinazione	(L / ΔW_{i-f})	(L / ΔW_{lim})	CS
8 - 9	SLD Sisma ORZ - Carico permanente * 1 - Traffico Veicolare * 0 -	757,40	200,00	3,79
10 - 11	SLE - Combinazione Tipo Rara - Carico permanente * 1 - Traffico Veicolare * 1 -	751,41	200,00	3,76
11 - 12	SLD Sisma ORZ - Carico permanente * 1 - Traffico Veicolare * 0 -	620,63	200,00	3,10
13 - 14	SLE - Combinazione Tipo Rara - Carico permanente * 1 - Traffico Veicolare * 1 -	919,49	200,00	4,60
14 - 15	SLD Sisma ORZ - Carico permanente * 1 - Traffico Veicolare * 0 -	757,29	200,00	3,79
16 - 17	SLE - Combinazione Tipo Rara - Carico permanente * 1 - Traffico Veicolare * 1 -	1423,00	200,00	7,12
17 - 18	SLD Sisma ORZ - Carico permanente * 1 - Traffico Veicolare * 0 -	1147,27	200,00	5,74
19 - 20	SLE - Combinazione Tipo Rara - Carico permanente * 1 - Traffico Veicolare * 1 -	3789,07	200,00	18,95
20 - 21	SLD Sisma ORZ - Carico permanente * 1 - Traffico Veicolare * 0 -	2887,20	200,00	14,44
1 - 4	SLE - Combinazione Tipo Rara - Carico permanente * 1 - Traffico Veicolare * 1 -	1442,05	200,00	7,21
2 - 5	SLE - Combinazione Tipo Rara - Carico permanente * 1 - Traffico Veicolare * 1 -	1079,93	200,00	5,40
3 - 6	SLE - Combinazione Tipo Rara - Carico permanente * 1 - Traffico Veicolare * 1 -	1665,02	200,00	8,33
4 - 7	SLE - Combinazione Tipo Rara - Carico permanente * 1 - Traffico Veicolare * 1 -	1783,17	200,00	8,92
5 - 8	SLE - Combinazione Tipo Rara - Carico permanente * 1 - Traffico Veicolare * 1 -	1249,36	200,00	6,25
6 - 9	SLE - Combinazione Tipo Rara - Carico permanente * 1 - Traffico Veicolare * 1 -	1991,69	200,00	9,96
7 - 10	SLE - Combinazione Tipo Rara - Carico permanente * 1 - Traffico Veicolare * 1 -	2744,91	200,00	13,72
8 - 11	SLE - Combinazione Tipo Rara - Carico permanente * 1 - Traffico Veicolare * 1 -	2020,65	200,00	10,10
9 - 12	SLE - Combinazione Tipo Rara - Carico permanente * 1 - Traffico Veicolare * 1 -	3231,85	200,00	16,16
10 - 13	SLE - Combinazione Tipo Rara - Carico permanente * 1 - Traffico Veicolare * 1 -	2751,00	200,00	13,76
11 - 14	SLE - Combinazione Tipo Rara - Carico permanente * 1 - Traffico Veicolare * 1 -	1997,14	200,00	9,99
12 - 15	SLE - Combinazione Tipo Rara - Carico permanente * 1 - Traffico Veicolare * 1 -	3196,56	200,00	15,98
13 - 16	SLE - Combinazione Tipo Rara - Carico permanente * 1 - Traffico Veicolare * 1 -	1777,00	200,00	8,88
14 - 17	SLE - Combinazione Tipo Rara - Carico permanente * 1 - Traffico Veicolare * 1 -	1263,49	200,00	6,32
15 - 18	SLE - Combinazione Tipo Rara - Carico permanente * 1 - Traffico Veicolare * 1 -	2014,73	200,00	10,07
16 - 19	SLE - Combinazione Tipo Rara - Carico permanente * 1 - Traffico Veicolare * 1 -	1444,68	200,00	7,22
17 - 20	SLE - Combinazione Tipo Rara - Carico permanente * 1 - Traffico Veicolare * 1 -	1066,76	200,00	5,33
18 - 21	SLE - Combinazione Tipo Rara - Carico permanente * 1 - Traffico Veicolare * 1 -	1657,04	200,00	8,29

LEGENDA Verifiche cedimenti differenziali

Id	Identificativo univoco del tratto soggetto a cedimento differenziale.
Combinazione	Identificativo della combinazione per la quale si riscontra il coefficiente di sicurezza minimo.
(L / ΔW_{i-f})	Distorsione angolare.
(L / ΔW_{lim})	Distorsione angolare limite.
CS	Coefficiente di sicurezza.

VERIFICHE CEDIMENTI DIFFERENZIALI MURO DI CINTA 2

Verifiche cedimenti differenziali				
Id	Combinazione	(L / ΔW_{i-f})	(L / ΔW_{lim})	CS
Sezione...				

Verifiche cedimenti differenziali				
Id	Combinazione	(L / ΔW_{i-r})	(L / ΔW_{lim})	CS
1 - 2	SLE - Combinazione Tipo Rara - Abitazioni * 0,7 - Carico permanente * 1 - Folla * 1 -	1024,62	200,00	5,12
2 - 3	SLD Sisma ORZ - Abitazioni * 0,3 - Carico permanente * 1 - Folla * 0 -	1273,31	200,00	6,37
4 - 5	SLE - Combinazione Tipo Rara - Abitazioni * 0,7 - Carico permanente * 1 - Folla * 1 -	398,65	200,00	1,99
5 - 6	SLD Sisma ORZ - Abitazioni * 0,3 - Carico permanente * 1 - Folla * 0 -	514,64	200,00	2,57
7 - 8	SLE - Combinazione Tipo Rara - Abitazioni * 0,7 - Carico permanente * 1 - Folla * 1 -	254,32	200,00	1,27
8 - 9	SLD Sisma ORZ - Abitazioni * 0,3 - Carico permanente * 1 - Folla * 0 -	341,74	200,00	1,71
10 - 11	SLE - Combinazione Tipo Rara - Abitazioni * 0,7 - Carico permanente * 1 - Folla * 1 -	210,71	200,00	1,05
11 - 12	SLD Sisma ORZ - Abitazioni * 0,3 - Carico permanente * 1 - Folla * 0 -	287,25	200,00	1,44
13 - 14	SLE - Combinazione Tipo Rara - Abitazioni * 0,7 - Carico permanente * 1 - Folla * 1 -	254,70	200,00	1,27
14 - 15	SLD Sisma ORZ - Abitazioni * 0,3 - Carico permanente * 1 - Folla * 0 -	343,72	200,00	1,72
16 - 17	SLE - Combinazione Tipo Rara - Abitazioni * 0,7 - Carico permanente * 1 - Folla * 1 -	397,26	200,00	1,99
17 - 18	SLD Sisma ORZ - Abitazioni * 0,3 - Carico permanente * 1 - Folla * 0 -	516,08	200,00	2,58
19 - 20	SLE - Combinazione Tipo Rara - Abitazioni * 0,7 - Carico permanente * 1 - Folla * 1 -	1031,14	200,00	5,16
20 - 21	SLD Sisma ORZ - Abitazioni * 0,3 - Carico permanente * 1 - Folla * 0 -	1274,83	200,00	6,37
1 - 4	SLE - Combinazione Tipo Rara - Abitazioni * 1 - Carico permanente * 1 - Folla * 0 -	544,92	200,00	2,72
2 - 5	SLE - Combinazione Tipo Rara - Abitazioni * 1 - Carico permanente * 1 - Folla * 0 -	365,92	200,00	1,83
3 - 6	SLE - Combinazione Tipo Rara - Abitazioni * 1 - Carico permanente * 1 - Folla * 0 -	617,37	200,00	3,09
4 - 7	SLE - Combinazione Tipo Rara - Abitazioni * 1 - Carico permanente * 1 - Folla * 0 -	708,06	200,00	3,54
5 - 8	SLE - Combinazione Tipo Rara - Abitazioni * 1 - Carico permanente * 1 - Folla * 0 -	434,85	200,00	2,17
6 - 9	SLE - Combinazione Tipo Rara - Abitazioni * 1 - Carico permanente * 1 - Folla * 0 -	786,45	200,00	3,93
7 - 10	SLE - Combinazione Tipo Rara - Abitazioni * 1 - Carico permanente * 1 - Folla * 0 -	1129,76	200,00	5,65
8 - 11	SLE - Combinazione Tipo Rara - Abitazioni * 1 - Carico permanente * 1 - Folla * 0 -	732,70	200,00	3,66
9 - 12	SLE - Combinazione Tipo Rara - Abitazioni * 1 - Carico permanente * 1 - Folla * 0 -	1225,98	200,00	6,13
10 - 13	SLE - Combinazione Tipo Rara - Abitazioni * 1 - Carico permanente * 1 - Folla * 0 -	1116,47	200,00	5,58
11 - 14	SLE - Combinazione Tipo Rara - Abitazioni * 1 - Carico permanente * 1 - Folla * 0 -	724,47	200,00	3,62
12 - 15	SLE - Combinazione Tipo Rara - Abitazioni * 1 - Carico permanente * 1 - Folla * 0 -	1235,00	200,00	6,17
13 - 16	SLE - Combinazione Tipo Rara - Abitazioni * 1 - Carico permanente * 1 - Folla * 0 -	707,97	200,00	3,54
14 - 17	SLE - Combinazione Tipo Rara - Abitazioni * 1 - Carico permanente * 1 - Folla * 0 -	437,08	200,00	2,19
15 - 18	SLE - Combinazione Tipo Rara - Abitazioni * 1 - Carico permanente * 1 - Folla * 0 -	784,30	200,00	3,92
16 - 19	SLE - Combinazione Tipo Rara - Abitazioni * 1 - Carico permanente * 1 - Folla * 0 -	548,69	200,00	2,74
17 - 20	SLE - Combinazione Tipo Rara - Abitazioni * 1 - Carico permanente * 1 - Folla * 0 -	366,37	200,00	1,83
18 - 21	SLE - Combinazione Tipo Rara - Abitazioni * 1 - Carico permanente * 1 - Folla * 0 -	616,90	200,00	3,08

LEGENDA Verifiche cedimenti differenziali

Id	Identificativo univoco del tratto soggetto a cedimento differenziale.
Combinazione	Identificativo della combinazione per la quale si riscontra il coefficiente di sicurezza minimo.
(L / ΔW_{i-r})	Distorsione angolare.
(L / ΔW_{lim})	Distorsione angolare limite.

Verifiche cedimenti differenziali				
Id	Combinazione	$(L / \Delta W_{i-r})$	$(L / \Delta W_{lim})$	CS

CS Coefficiente di sicurezza.

Salerno, 30/09/2019

Il Tecnico

(ing.Carmine Landi)