

COMUNE DI RECANATI



PROGETTO DEFINITIVO ESECUTIVO 1° LOTTO

Intervento di restauro dell' edificio
comunale attiguo al Teatro Persiani
per la realizzazione del
museo della musica e del punto di
accoglienza turistico-culturale

COMMITTENTE Comune di Recanati

Progetto strutturale: Ing. Andrea Schiavoni
Collaboratore: Ing. Federico Sabbatini

Oggetto:
RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

Fasc.02
ST-RF

Data:

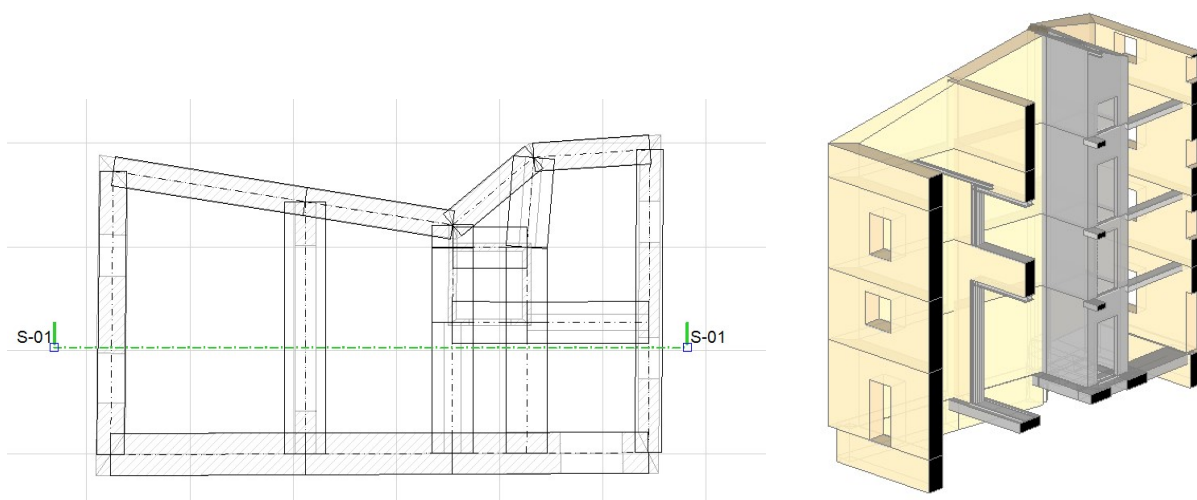
SOMMARIO

1. Generalità	2
2. Modelli geotecnici di sottosuolo e metodi di analisi:.....	3
3. Calcolo del Sistema fondazione	4
4. Verifiche della sicurezza e delle prestazioni:.....	5
6. Verifiche GEO - Verifica dello S.L.U di tipo Geotecnico	7
7. VERIFICHE GEO	8
8. Verifiche GEO - Verifica a LIQUEFAZIONE	15
9. Verifiche GEO - Verifica dello S.L.E – CALCOLO DEI CEDIMENTI	15
10. Verifica delle travi di fondazione	16
11. Risultati delle analisi e loro commento.....	16

1. Generalità

[illegible]

CARPENTERIA FONDAZIONI



Schema generale delle fondazioni

2. Modelli geotecnici di sottosuolo e metodi di analisi:

Per quanto riguarda l'interazione suolo-struttura le travi sono state considerate come aste che interagiscono col terreno sia in direzione dell'asse longitudinale che nella direzione trasversale.

Il comportamento del terreno può essere considerato elastico lineare o non lineare (in realtà il terreno è caratterizzato da una sensibile non linearità anche per bassi valori dei carichi sia longitudinali che trasversali).

Si è scelto pertanto di semplificare il calcolo delle travi di fondazione schematizzandole con aste con rigidezze lineari o non lineari di tipo statico applicabili a qualsiasi nodo i -esimo appartenente al piano di fondazione.

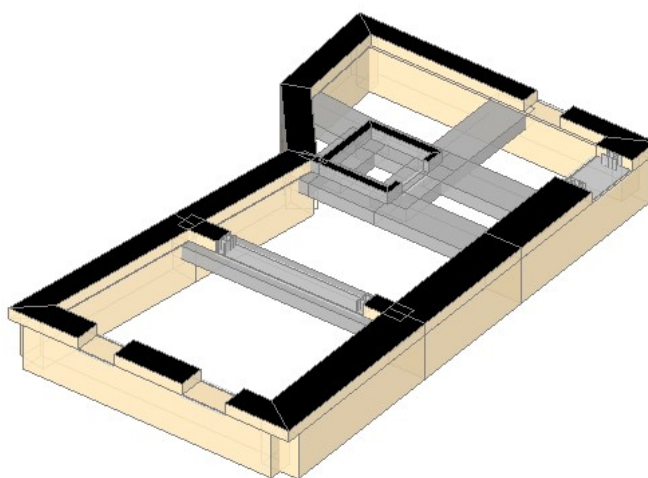
La rigidezza verticale applicata al nodo i -esimo è stata pari alla media del valore K_w , del modulo del terreno, dedotto dalle indagini geologiche; pari a 6.7 Kg/cm^3 . (Bowles)

3. Calcolo del Sistema fondazione

La struttura di fondazione viene concepita come un modello bi-dimensionale 2D con il graticcio di travi di fondazione, collegate a terra tramite molle alla Winkler, in modo da avvicinare il più possibile il comportamento globale delle fondazioni.

Elementi resistenti:	Travi di fondazioni (parte muratura e parte c.a.) e basi setti in c.a.
Vincoli alla base:	collegamento alla Winkler

Di seguito viene riportata l'immagine tratta dal codice di calcolo utilizzato (le cui caratteristiche sono riportate nel seguito della relazione), con la schematizzazione strutturale adottata.



Schema resistente delle Fondazioni con collegamento al Winkler

I nodi in fondazione, collegati a terra con dei vincoli che simulano molle alla Winkler [$U_x:1 - U_y:1 - U_z:0 - R_x:0 - R_y:0 - R_z:1$] con rigidezza "k" della molla pari al coefficiente k_w del terreno piano di posa dell'apparato fondale, possiedono tutte le sollecitazioni trasferite a terra dall'intera struttura, e per la verifica, tali carichi verranno amplificati per il coefficiente di sovra resistenza $\gamma_{Rd} = 1.1$.

4. Verifiche della sicurezza e delle prestazioni:

Le verifiche della sicurezza in fondazione sono condotte nei riguardi dello stato limite ultimo e dello stato limite di esercizio. Il rispetto dei vari stati limite viene considerato conseguito dalla N.T.C, nei confronti di tutti gli STATI LIMITE ULTIMI (SLU) quando siano soddisfatte le verifiche relative al solo stato Limite di Salvaguardia (SLV); mentre per quanto riguarda la verifica nei confronti di tutti gli STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE), essa risulta soddisfatta quando siano rispettate le verifiche relative al solo stato Limite di Danno (SLD) e allo stato Limite di Operatività (SLO).

Le verifiche della sicurezza in fondazione dell'edificio da realizzare 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:

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;*

Per il nostro caso le verifiche saranno effettuate nei confronti dei seguenti stati limite:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
- collasso per carico limite dell' insieme fondazione-terreno;
- collasso per scorrimento sul piano di posa;
- liquefazione
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
- raggiungimento della resistenza delle travi di fondazione

Le verifiche nei riguardi degli stati limite di esercizio si riferiscono al raggiungimento di valori critici dei cedimenti che possono compromettere la funzionalità dell'opera.

Le verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II del D.M. 14/01/2018, per seguendo l'approccio 2:

Approccio 2:

- Combinazione unica: (A1+M1+R3).

La verifica di resistenza del terreno interagente con la struttura viene condotta con l'Approccio 2 con la combinazione Unica A1+M1+R3.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQ (1)	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,3	1,3	1,3
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,3	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,9	0,9	0,9
	Sfavorevole		1,3	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G3}

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)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

6. Verifiche GEO - Verifica dello S.L.U di tipo Geotecnico

Calcolo del valore di progetto della resistenza del terreno [Rd]:

La **Resistenza ultima** del terreno di fondazione può essere calcolata, in condizioni drenate a lungo termine ed in condizioni non drenate di breve termine, mediante la seguente relazione di Brinch-Hansen:

$$q_d = C_u / \gamma_M \times N_c \times S_c + \gamma \times D_f \times N_q \times S_q + \frac{1}{2} \times \gamma \times B \times N_\gamma \times S_\gamma$$

dove:

q_d = carico unitario limite;

B = dimensione minore della fondazione

D_f = profondità dal piano campagna;

C_u = coesione non drenata;

γ, γ_1 = peso dell'unità di volume di terreno;

$S(c, q, \gamma)$ = coefficienti di forma.

γ_M = coeff. Parziale per i parametri geotecnici, 1.0-1.4 per terreni coesivi; 1.0-1.25 per terreni granulari, secondo il D.M. 14/01/2008

N_c = coefficienti di capacità portante [$(N_q - 1) \times \cot \phi'$]

N_q = coefficienti di capacità portante [$e^{\pi \tan \phi' / \gamma_M} \times \tan^2(45 + \phi' / 2) / \gamma_M$]

N_γ = coefficienti di capacità portante [$(N_q - 1) \times \tan(1.4 \phi' / \gamma_M)$]

Forma della fondazione	Dimensioni	COEFFICIENTI DI FORMA		
		S_c	S_q	S_γ
Nastriforme	b	1.0	1.0	1.0
Quadrata	b = a	1.3	1.0	0.8
Rettangolare	b x a	$1 + 0.3 \times b/a$	1.0	$1 - 0.4 \times b/a$

FONDAZIONI DIRETTE				TRAVE TIPO MUSEO	
Tensioni efficaci				(compilare i campi in arancione)	
(se il terreno è coesivo e sottofonda allora vedi sotto la formula per le tensioni totali)					
TERRENO					
β_1	=	0	°	inclinazione fondazione	ATTENZIONE
β_2	=	0	°	inclinazione piano campagna	$\beta_1 + \beta_2 < 45^\circ$
γ_1	=	19.00	kN/mc	peso specifico efficace	
γ_{sat}	=	21.00	kN/mc	peso specifico saturo	
γ_2	=	21.00	kN/mc	valore di γ nel terzo termine del qlim in funzione della posizione della falda se $Z_w < D$ o $Z_w > (D+B)$	
c	=	0.00	0.00	coesione c'	
φ	=	30	30.00	°	attrito interno terreno sottostante la fondazione φ'
Z_w	=	32.00	m	profondità falda	
GEOMETRIA FONDAZIONE				FONDAZIONE RIDOTTA	
B	=	100	cm	lato fondazione	eb= 0.00 m ---> B'= 1.00 m
L	=	200	cm	lunghezza fondazione	el= 0.00 m ---> L'= 2.00 m
H	=	100	cm	altezza suola fondazione	
D	=	250	cm	profondità di posa	
AZIONI				SCEGLI la combinazione	
N	=	760.00	kN	Gkfond	Gk
Mb	=	0.00	kNm		Qk
MI	=	0.00	kNm		
Tb	=	0.00	kN		
TI	=	0.00	kN		
Ht	=	0.00	kN		
				☐ A1+M1+R1 3 2.3 ☐ A2+M2+R2 ☒ A1+M1+R3	
CARICO LIMITE				PRESSIONE AGENTE	
qlim	=	1701.58	kN/mq	q=	380.00 kN/mq
		17.02	kg/cmq		3.80 kg/cmq
FATTORE DI SICUREZZA ALLO SCORRIMENTO: Sd / Hd				FS 4.48 verificato R1 = 1,0 R2 = 1,8 R3 = 2,3 assente OK verificato	

APPROCCIO 2 - COMBINAZIONE UNICA - A1 - M1 - R3

$$Ed < Rd / \gamma_R(R3) < 1701,58 / 2.3 = 74,34 \text{ kN/mq} = 7,43 \text{ Kg/cm}^2$$

Per la verifiche GEO si rimanda al paragrafo 7 successivo.

7. VERIFICHE GEO

Vedi relazione di calcolo

VERIFICHE STATICHE A STATO LIMITE DI TIPO GEOTECNICO (GEO):
CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO E SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA
 (D.M.17.1.2018 (NTC18), §6.4.2.1)

PCM esegue automaticamente le verifiche allo stato limite ultimo di tipo geotecnico (GEO) (verifica di capacità portante del terreno e di scorrimento sul piano di posa) utilizzando l'Approccio 2 (§2.6.1), dove i coefficienti parziali definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e la resistenza globale del sistema (R) assumono i valori (§6.4.2.1):

$A1 + M1 + R3$

Con questo approccio, sono incrementate le azioni (A), invariati i parametri geotecnici (M) e ridotta la resistenza (R).

A1 (tab. 6.2.I) definisce i coefficienti parziali per le azioni γ_F (distinti in: γ_{G1} , γ_{G2} , γ_P e γ_Q) già applicati nella generazione delle combinazioni di carico delle quali si esamineranno i risultati. Il campo di tensioni sul terreno generato da ognuna delle combinazioni di carico risulta quindi coerente con i valori dei γ_F indicati dalla Norma.

M1 (tab. 6.2.II) indica il coefficiente parziale per i materiali γ_M che deve essere applicato ai parametri geotecnici del terreno: tangente dell'angolo di resistenza al taglio, coesione efficace, resistenza non drenata, peso dell'unità di volume. Si ha: $\gamma_M = 1.0$ (cioè: nessuna variazione dei parametri).

R3 (tab. 6.4.I) definisce il coefficiente parziale per la resistenza, pari a 2.3 per la capacità portante, e ad 1.1 per lo scorrimento sul piano di posa.

Per la verifica di resistenza strutturale della trave di fondazione (stato limite STR) il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Si ipotizza che il modello globale dell'edificio contenga sia le travi di fondazione sia la struttura in elevazione, e le sollecitazioni sono calcolate tenendo conto dell'interazione fra fondazioni e struttura sovrastante; le fondazioni sono schematizzate come aste su suolo elastico, e normalmente considerate rigide sotto i maschi e deformabili in corrispondenza delle aperture.

In Analisi Statica, le massime tensioni sul terreno (ottenute considerando le varie combinazioni di carico statiche) sono confrontate con la capacità portante (ridotta di 2.3); per la verifica a scorrimento, il taglio globale agente lungo una direzione viene confrontato con la resistenza a scorrimento (ridotta di 1.1).

I seguenti parametri: K Winkler, Base di appoggio, Capacità portante (q_{lim}): sono proprietà di ogni singola trave di fondazione e vengono definiti nei Dati Aste. Sia il coefficiente di sottofondo che la capacità portante possono infatti variare a causa delle diverse dimensioni geometriche delle travi di fondazioni. Dato comune a tutte le fondazioni è invece l'angolo d'attrito fondazione-terreno: δ_k , da cui: il coefficiente d'attrito ($tg \delta_k$).

Per la verifica Statica, le combinazioni di carico fondamentali utilizzate per le verifiche agli stati limite ultimi in analisi statica sono del tipo (§2.5.3):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

dove per i coefficienti γ_{G1} , γ_{G2} , γ_P e γ_Q si applica quando indicato in §2.6.1.

Simbologia utilizzata nel software PCM:

Verifica di capacità portante del terreno

N.asta = numero progressivo dell'asta (trave di fondazione, o trave su suolo elastico)

K Winkler = coefficiente di sottofondo della trave su suolo elastico

q_{lim} = capacità portante corrispondente all'asta, calcolata ad esempio con la formulazione di Terzaghi:

$$q_{lim} = c N_c + q_0 N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

essendo:

$c N_c$ = contributo della coesione lungo le superfici di rottura;

$q_0 N_q$ = effetto stabilizzante del terreno ai lati della fondazione sul piano di posa;

$\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$ = contributo della resistenza di attrito dovuta al peso del terreno del terreno all'interno delle superfici di scorrimento.

Rd = valore di progetto della resistenza = q_{lim} / γ_R

Nodo i = nodo iniziale dell'asta

sZ_i = spostamento verticale del nodo i

sT_i = tensione di contatto nel nodo i

Ed_i = valore di progetto dell'azione in corrispondenza del nodo i (tensione sul terreno risultante dal calcolo)

C.Sic. i = coefficiente di sicurezza, fornito dal rapporto: Rd / Ed_i . La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è ≥ 1

Nodo j = nodo finale dell'asta

sZ_j = spostamento verticale del nodo j

sT_j = tensione di contatto nel nodo j

Ed_j = valore di progetto dell'azione in corrispondenza del nodo j (tensione sul terreno risultante dal calcolo)

C.Sic. j = coefficiente di sicurezza, fornito dal rapporto: Rd / Ed_j . La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è ≥ 1

Verifica di scorrimento sul piano di posa

In corrispondenza di tutti i nodi di fondazione (nodi vincolati su suolo elastico), vengono rilevate le seguenti azioni (forze):

F orizz.X, F orizz. Y = reazioni orizzontali competenti al nodo.

F vert. = carico verticale corrispondente al nodo. Avendo risolto la struttura nel suo insieme (fondazioni+sovrastuttura), poiché il nodo su suolo elastico alla Winkler non fornisce la reazione verticale, è comunque possibile fare riferimento allo sforzo normale alla base del maschio; questa azione interna contiene già il contributo del peso proprio delle travi di fondazione, regolarmente considerato nelle condizioni di carico.

Per ognuna delle due direzioni orizzontali del sistema globale di riferimento X,Y vengono infine riportati i seguenti parametri:

Direz. = direzione di riferimento (X o Y)

F.orizz.tot. = taglio globale agente lungo la direzione di riferimento

F.vert.tot. = carico verticale complessivo agente sul piano di posa delle fondazioni

R = valore di calcolo della resistenza. La resistenza di progetto si ottiene moltiplicando il carico verticale totale per γ_k

Ed = valore di progetto dell'azione, coincidente con il taglio globale nella direzione di riferimento

Rd = valore di progetto della resistenza. Il coefficiente d'attrito di progetto è dato da: $\gamma_d = \gamma_k / \gamma_\phi$, dove: $\gamma_\phi = 1$ (da tab. 6.2.II, colonna M1), applicando a γ_k il coefficiente parziale per γ_ϕ . Risulta quindi: $\gamma_d = \gamma_k$. La resistenza di progetto si ottiene moltiplicando il carico verticale totale per γ_d e dividendo per 1.1

C.Sic. = coefficiente di sicurezza, fornito dal rapporto: Rd / Ed . La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è ≥ 1

8. VERIFICHE PER STATO LIMITE ULTIMO DI TIPO GEOTECNICO (§6.4.2.1) [SLV] - C.Sic: 1.270 (CCC ID 16)

(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC SLU)

VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO (§6.4.2.1) [SLV]

(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC SLU)

N.asta	K Winkler (N/mm ³)	q _{lim} (N/mm ²)	Rd	Nodo i	sZ _i (mm)	sT _i (N/mm ²)	Ed _i	C.Sic. i	Nodo j	sZ _j (mm)	sT _j (N/mm ²)	Ed _j	C.Sic. j	ID CCC
299	0.067	0.900	0.391	244	-0.44	0.247	0.247	1.585	242	-0.57	0.259	0.259	1.513	16
300	0.067	0.800	0.348	245	-0.47	0.221	0.221	1.572	247	-0.44	0.174	0.174	1.993	13
301	0.067	0.900	0.391	245	-0.45	0.220	0.220	1.778	249	-0.57	0.232	0.232	1.690	16
302	0.067	1.000	0.435	239	-0.61	0.224	0.224	1.942	246	-0.51	0.222	0.222	1.957	14
359	0.067	1.350	0.587	237	-0.56	0.306	0.306	1.920	1	-0.55	0.278	0.278	2.110	14
360	0.067	1.350	0.587	1	-0.55	0.278	0.278	2.110	238	-0.54	0.251	0.251	2.343	14
361	0.067	1.200	0.522	235	-0.54	0.383	0.383	1.363	5	-0.51	0.380	0.380	1.372	16
362	0.067	1.200	0.522	5	-0.51	0.380	0.380	1.372	260	-0.49	0.378	0.378	1.382	16
363	0.067	1.200	0.522	260	-0.49	0.378	0.378	1.381	261	-0.48	0.376	0.376	1.389	15
364	0.067	1.200	0.522	261	-0.48	0.376	0.376	1.389	9	-0.48	0.375	0.375	1.393	15
365	0.067	1.200	0.522	9	-0.48	0.375	0.375	1.393	262	-0.48	0.373	0.373	1.397	15
366	0.067	1.200	0.522	262	-0.47	0.373	0.373	1.399	263	-0.52	0.375	0.375	1.392	14
367	0.067	1.300	0.565	263	-0.52	0.375	0.375	1.508	13	-0.55	0.376	0.376	1.503	14
368	0.067	1.350	0.587	13	-0.53	0.375	0.375	1.566	236	-0.59	0.378	0.378	1.554	42
369	0.067	1.350	0.587	243	-0.56	0.312	0.312	1.881	17	-0.55	0.347	0.347	1.689	16
370	0.067	1.350	0.587	17	-0.55	0.347	0.347	1.689	235	-0.54	0.383	0.383	1.533	16
371	0.067	1.350	0.587	238	-0.54	0.251	0.251	2.343	20	-0.57	0.237	0.237	2.474	14
372	0.067	1.350	0.587	20	-0.57	0.237	0.237	2.474	239	-0.61	0.224	0.224	2.622	14
373	0.067	1.350	0.587	239	-0.61	0.224	0.224	2.622	23	-0.61	0.203	0.203	2.896	14
374	0.067	1.350	0.587	23	-0.61	0.203	0.203	2.896	240	-0.62	0.181	0.181	3.234	14
375	0.067	1.350	0.587	264	-0.44	0.176	0.176	3.338	26	-0.50	0.181	0.181	3.251	16
376	0.067	1.350	0.587	26	-0.50	0.181	0.181	3.251	241	-0.55	0.185	0.185	3.168	16
377	0.067	1.350	0.587	32	-0.51	0.177	0.177	3.319	30	-0.44	0.173	0.173	3.385	14
378	0.067	1.350	0.587	265	-0.40	0.172	0.172	3.411	264	-0.44	0.176	0.176	3.338	16
379	0.067	1.350	0.587	240	-0.62	0.181	0.181	3.234	35	-0.59	0.180	0.180	3.255	14
380	0.067	1.350	0.587	37	-0.56	0.179	0.179	3.276	32	-0.51	0.177	0.177	3.319	14
381	0.067	1.350	0.587	35	-0.59	0.180	0.180	3.255	37	-0.56	0.179	0.179	3.276	14
382	0.067	0.950	0.413	41	-0.51	0.308	0.308	1.341	39	-0.53	0.310	0.310	1.332	16

Ing. Andrea Schiavoni

383	0.067	1.000	0.435	39	-0.53	0.310	0.310	1.402	243	-0.56	0.312	0.312	1.393	16
384	0.067	1.000	0.435	237	-0.56	0.306	0.306	1.422	44	-0.53	0.305	0.305	1.427	14
385	0.067	0.900	0.391	46	-0.34	0.292	0.292	1.340	41	-0.51	0.308	0.308	1.270	16
386	0.067	0.950	0.413	44	-0.53	0.305	0.305	1.355	46	-0.51	0.304	0.304	1.360	14
387	0.067	0.800	0.348	248	-0.51	0.249	0.249	1.395	49	-0.47	0.248	0.248	1.404	14
388	0.067	0.800	0.348	49	-0.47	0.248	0.248	1.404	244	-0.43	0.246	0.246	1.413	14
389	0.067	0.800	0.348	248	-0.51	0.249	0.249	1.395	53	-0.51	0.236	0.236	1.475	14
390	0.067	0.800	0.348	53	-0.51	0.236	0.236	1.475	246	-0.51	0.222	0.222	1.565	14
391	0.067	0.800	0.348	245	-0.47	0.221	0.221	1.572	56	-0.47	0.220	0.220	1.579	13
392	0.067	0.800	0.348	56	-0.47	0.220	0.220	1.578	246	-0.51	0.222	0.222	1.565	14
393	0.067	0.800	0.348	244	-0.45	0.247	0.247	1.407	59	-0.45	0.244	0.244	1.424	13
394	0.067	0.800	0.348	59	-0.45	0.244	0.244	1.424	266	-0.45	0.241	0.241	1.441	13
395	0.067	0.800	0.348	266	-0.45	0.241	0.241	1.441	267	-0.47	0.227	0.227	1.533	13
396	0.067	0.800	0.348	267	-0.47	0.227	0.227	1.533	62	-0.47	0.224	0.224	1.552	13
397	0.067	0.800	0.348	62	-0.47	0.224	0.224	1.552	245	-0.47	0.221	0.221	1.572	13
398	0.067	1.350	0.587	236	-0.59	0.378	0.378	1.554	156	-0.56	0.341	0.341	1.722	42
399	0.067	1.350	0.587	156	-0.57	0.342	0.342	1.718	237	-0.56	0.306	0.306	1.920	14
400	0.067	1.350	0.587	242	-0.57	0.259	0.259	2.270	158	-0.56	0.285	0.285	2.057	16
401	0.067	1.350	0.587	158	-0.56	0.285	0.285	2.057	243	-0.56	0.312	0.312	1.881	16
402	0.067	1.350	0.587	161	-0.57	0.239	0.239	2.457	242	-0.57	0.259	0.259	2.270	16
403	0.067	1.200	0.522	241	-0.55	0.185	0.185	2.816	165	-0.56	0.190	0.190	2.741	16
404	0.067	1.350	0.587	167	-0.56	0.195	0.195	3.003	163	-0.57	0.219	0.219	2.678	16
405	0.067	1.200	0.522	165	-0.56	0.190	0.190	2.741	167	-0.56	0.195	0.195	2.670	16
406	0.067	0.800	0.348	238	-0.54	0.251	0.251	1.388	191	-0.52	0.250	0.250	1.391	14
407	0.067	0.800	0.348	191	-0.52	0.250	0.250	1.391	248	-0.51	0.249	0.249	1.395	14
416	0.050	1.350	0.587	30	-0.46	0.167	0.167	3.515	247	-0.44	0.167	0.167	3.516	13
417	0.067	1.350	0.587	247	-0.44	0.174	0.174	3.364	265	-0.43	0.174	0.174	3.367	13
418	0.067	1.350	0.587	163	-0.57	0.219	0.219	2.678	249	-0.57	0.232	0.232	2.535	16
419	0.067	1.350	0.587	249	-0.57	0.232	0.232	2.535	161	-0.57	0.239	0.239	2.457	16

VERIFICA DI SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA (§6.4.2.1) [SLV] (CCC ID 16) (Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC SLU)

N.nodo	F orizz.X (kN)	F orizz.Y (kN)	F vert. (kN)
1	1.31	6.86	1016.78
5	-0.07	3.95	255.37
9	0.18	12.73	627.66
13	0.45	7.59	278.73
17	-5.00	13.77	1911.60
20	4.98	7.59	808.31
23	3.76	5.05	893.19
26	-0.30	2.77	284.51
30	-0.59	5.70	579.36
35	0.14	2.17	196.16
39	-0.02	2.45	718.19
44	0.08	2.85	640.82
49	0.36	34.33	206.54
53	8.30	0.71	150.24
56	0.21	33.62	280.27
59	0.08	0.08	71.06
62	0.07	0.07	170.94
156	1.86	9.83	1307.56
158	-3.64	8.58	1550.04
161	-2.65	5.80	1440.64
165	-0.42	1.50	98.13
191	0.05	1.69	45.09

Angolo d'attrito fondazione-terreno (°) = 30

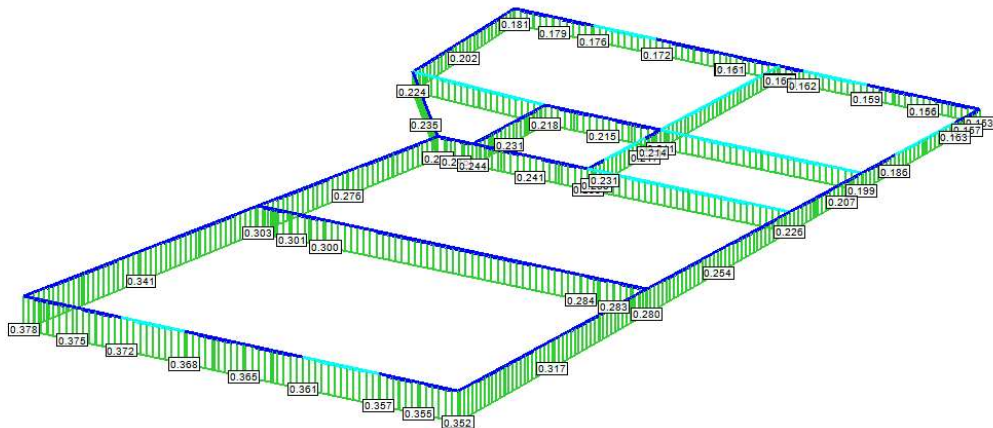
Direz.	F.orizz.tot. (kN)	F.vert.tot. (kN)	R (kN)	Ed (kN)	Rd (kN)	C.Sic.
X	9.14	13531.20	7812.24	9.14	7102.04	>> 1
Y	169.67	13531.20	7812.24	169.67	7102.04	>> 1

9. VERIFICHE IN FONDAZIONE PER STATO LIMITE DI ESERCIZIO (§6.4.2.2) [SLE] (Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC SLE)

N.asta	K Winkler (N/mm^3)	Nodo i	sZ,i (mm)	sT,i (N/mm^2)	Nodo j	sZ,j (mm)	sT,j (N/mm^2)	ID CCC
299	0.067	244	-0.16	0.177	242	-0.19	0.181	44
300	0.067	245	-0.19	0.158	247	-0.17	0.122	13
301	0.067	245	-0.16	0.156	249	-0.19	0.161	44
302	0.067	239	-0.19	0.152	246	-0.19	0.156	13
359	0.067	237	-0.19	0.218	1	-0.18	0.197	42
360	0.067	1	-0.18	0.197	238	-0.19	0.177	13
361	0.067	235	-0.18	0.277	5	-0.17	0.276	44

362	0.067	5	-0.18	0.277	260	-0.18	0.276	13
363	0.067	260	-0.18	0.276	261	-0.17	0.275	13
364	0.067	261	-0.17	0.275	9	-0.17	0.274	13
365	0.067	9	-0.17	0.274	262	-0.17	0.273	13
366	0.067	262	-0.17	0.273	263	-0.17	0.272	13
367	0.067	263	-0.17	0.272	13	-0.17	0.271	13
368	0.067	13	-0.18	0.272	236	-0.19	0.271	42
369	0.067	243	-0.19	0.223	17	-0.18	0.250	44
370	0.067	17	-0.18	0.250	235	-0.18	0.277	44
371	0.067	238	-0.19	0.177	20	-0.19	0.165	13
372	0.067	20	-0.19	0.165	239	-0.20	0.153	42
373	0.067	239	-0.20	0.153	23	-0.20	0.137	42
374	0.067	23	-0.20	0.137	240	-0.20	0.120	42
375	0.067	264	-0.17	0.123	26	-0.17	0.124	13
376	0.067	26	-0.17	0.124	241	-0.18	0.126	44
377	0.067	32	-0.19	0.121	30	-0.18	0.122	13
378	0.067	265	-0.17	0.122	264	-0.17	0.123	13
379	0.067	240	-0.20	0.120	35	-0.19	0.121	42
380	0.067	37	-0.19	0.121	32	-0.19	0.121	13
381	0.067	35	-0.19	0.120	37	-0.19	0.121	13
382	0.067	41	-0.18	0.222	39	-0.18	0.222	13
383	0.067	39	-0.18	0.222	243	-0.19	0.223	44
384	0.067	237	-0.18	0.217	44	-0.18	0.218	13
385	0.067	46	-0.18	0.218	41	-0.18	0.222	13
386	0.067	44	-0.18	0.218	46	-0.18	0.218	13
387	0.067	248	-0.19	0.177	49	-0.19	0.178	13
388	0.067	49	-0.19	0.178	244	-0.19	0.179	13
389	0.067	248	-0.19	0.177	53	-0.19	0.167	13
390	0.067	53	-0.19	0.167	246	-0.19	0.156	13
391	0.067	245	-0.19	0.158	56	-0.19	0.157	13
392	0.067	56	-0.19	0.157	246	-0.19	0.156	13
393	0.067	244	-0.19	0.179	59	-0.19	0.176	13
394	0.067	59	-0.19	0.176	266	-0.19	0.174	13
395	0.067	266	-0.19	0.174	267	-0.19	0.162	13
396	0.067	267	-0.19	0.162	62	-0.19	0.160	13
397	0.067	62	-0.19	0.160	245	-0.19	0.158	13
398	0.067	236	-0.19	0.271	156	-0.19	0.245	42
399	0.067	156	-0.19	0.245	237	-0.19	0.218	42
400	0.067	242	-0.19	0.181	158	-0.19	0.202	44
401	0.067	158	-0.19	0.202	243	-0.19	0.223	44
402	0.067	161	-0.19	0.166	242	-0.19	0.181	44
403	0.067	241	-0.18	0.126	165	-0.18	0.129	44
404	0.067	167	-0.19	0.133	163	-0.19	0.151	44
405	0.067	165	-0.18	0.129	167	-0.19	0.133	44
406	0.067	238	-0.19	0.177	191	-0.19	0.177	13
407	0.067	191	-0.19	0.177	248	-0.19	0.177	13
416	0.050	30	-0.18	0.119	247	-0.17	0.119	13
417	0.067	247	-0.17	0.122	265	-0.17	0.122	13
418	0.067	163	-0.19	0.151	249	-0.19	0.161	44
419	0.067	249	-0.19	0.161	161	-0.19	0.166	44

Tensione sul terreno
N/mm²(Valore assoluto)
0.153 - 0.378



COMBINAZIONE SOLLECITAZIONE MASSIMA IN STATICA SLU COMB. 42

**VERIFICHE SISMICHE A STATO LIMITE DI TIPO GEOTECNICO (GEO):
CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO E SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA**
(D.M.17.1.2018 (NTC18), §6.4.2.1, §7.2.5, §7.11.5.3)

PCM esegue automaticamente le verifiche allo stato limite ultimo di tipo geotecnico (GEO) (verifica di capacità portante del terreno e di scorrimento sul piano di posa) utilizzando l'**Approccio 2** (§2.6.1), dove i coefficienti parziali definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e la resistenza globale del sistema (R) assumono i valori (§6.4.2.1):

$$A1 + M1 + R3$$

Con questo approccio, sono incrementate le azioni (A), invariati i parametri geotecnici (M) e ridotta la resistenza (R).

A1 (tab. 6.2.I) definisce i coefficienti parziali per le azioni γ_F (distinti in: γ_{G1} , γ_{G2} , γ_P e γ_Q) già applicati nella generazione delle combinazioni di carico delle quali si esamineranno i risultati. Il campo di tensioni sul terreno generato da ognuna delle combinazioni di carico risulta quindi coerente con i valori dei γ_F indicati dalla Norma.

M1 (tab. 6.2.II) indica il coefficiente parziale per i materiali γ_M che deve essere applicato ai parametri geotecnici del terreno: tangente dell'angolo di resistenza al taglio, coesione efficace, resistenza non drenata, peso dell'unità di volume. Si ha: $\gamma_M=1.0$ (cioè: nessuna variazione dei parametri).

R3 (tab. 6.4.I) definisce il coefficiente parziale per la resistenza, pari a 2.3 per la capacità portante, e ad 1.1 per lo scorrimento sul piano di posa. Per la verifica di resistenza strutturale della trave di fondazione (stato limite STR) il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Si ipotizza che il modello globale dell'edificio contenga sia le travi di fondazione sia la struttura in elevazione, e le sollecitazioni sono calcolate tenendo conto dell'interazione fra fondazioni e struttura sovrastante; le fondazioni sono schematizzate come aste su suolo elastico, e normalmente considerate rigide sotto i maschi e deformabili in corrispondenza delle aperture.

Per l'**analisi sismica**, si fa riferimento a §7.2.5; si ricorda che la combinazione di carico sismica è unica ed è data da: $G_1 + G_2 + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$ (i coefficienti γ_F sono unitari).

Nella verifica delle fondazioni devono essere assunte come azioni di progetto trasmesse dalla struttura **le minori tra:**

(a) la forza assiale (N) negli elementi strutturali verticali soprastanti, derivante dalla combinazione delle azioni di cui sopra, associata al concomitante **valore resistente del momento flettente (M) e del taglio (V)**;

(b) le azioni trasferite dagli elementi soprastanti (N, M, V) amplificate con un coefficiente γ_{Rd} pari a **1,1 in CD "B"** (N.B. CD "B" può essere considerata la situazione degli edifici in muratura, caratterizzati da bassa duttilità) e 1,3 in CD "A"; si ritiene ragionevole ritenere che l'amplificazione riguardi le sole componenti sismiche (il valore di ogni sollecitazione è dato dalla composizione della componente statica con quella sismica) (in alternativa, l'amplificazione viene applicata alle sollecitazioni complessive);

(c) le azioni derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura q pari a 1.

Per applicare l'opzione **(a)** è indispensabile seguire una modalità di modellazione che separa il graticcio di fondazione dalla sovrastruttura; al graticcio si applicano puntualmente (nei nodi di base degli elementi verticali soprastanti) le azioni assiali di calcolo e i valori resistenti delle azioni tagliante e flettente. Nel caso di modello unitario fondazioni+sovrastuttura, l'opzione **(a)** non può essere utilizzata, perchè non esiste una configurazione di analisi che produca contemporaneamente le sollecitazioni richieste.

L'opzione **(b)** è invece sempre applicabile in entrambi i casi; nel caso di modello unitario, l'amplificazione verrà attribuita direttamente alle tensioni di contatto fondazione-terreno (ai fini della verifica geotecnica GEO) e alle sollecitazioni nelle travi di fondazione (ai fini della loro verifica di resistenza strutturale STR).

L'opzione **(c)** può essere considerata poco significativa per le normali strutture (è ragionevole ritenerla pensata per le strutture che in elevazione sono calcolate con $q=1$). Infatti: la componente sismica valutata con il reale fattore di struttura (≥ 2.25 per gli edifici in muratura esistenti; ≥ 2.80 per gli edifici nuovi in muratura ordinaria; ≥ 3.25 per gli edifici nuovi in muratura armata) è comunque inferiore a quella valutata con $q=1$ e quindi, potendo scegliere le sollecitazioni minori fra **(a) (b) (c)**, l'opzione **(c)** appare superflua.

Comunque, potendo scegliere le azioni minori fra **(a) (b) (c)**, considerando un solo caso o due casi si opera favore di sicurezza (i restanti due casi o un caso potrebbero solo ridurre le azioni e quindi non corrisponderebbero a situazioni più sfavorevoli).

In analisi sismica, PCM segue l'opzione **(b)**. Per la verifica di capacità portante: si amplificano di 1.1 le tensioni sul terreno corrispondenti all'unica combinazione sismica prevista (effetto statico + effetto sismico); l'amplificazione viene applicata, a favore di sicurezza, alle componenti globali: in alternativa potrebbe infatti applicarsi alla sola componente sismica; infine si confrontano con la capacità portante (ridotta di 2.3). Per la verifica a scorrimento, si confronta il taglio complessivo agente sul piano di posa, cioè sulla superficie di appoggio completa dell'edificio, amplificato di 1.1, con la resistenza a scorrimento (ridotta di 1.1).

I seguenti parametri: K Winkler, Base di appoggio, Capacità portante (q_{lim}): sono proprietà di ogni singola trave di fondazione e vengono definiti nei Dati Aste. Sia il coefficiente di sottofondo che la capacità portante possono infatti variare a causa delle diverse dimensioni geometriche delle travi di fondazioni. Dato comune a tutte le fondazioni è invece l'angolo d'attrito fondazione-terreno: δ_k , da cui: il coefficiente d'attrito ($\tan \delta_k$).

La combinazione sismica è la seguente :

$$G_1 + G_2 + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \text{ (i coefficienti } \gamma_F \text{ sono unitari) (§3.2.4).}$$

Le verifiche sismiche di tipo geotecnico, come le altre verifiche di resistenza, sono condotte, per tutti gli edifici in muratura, allo **stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV)**. Per alcuni tipi di edifici sono richieste verifiche sismiche di resistenza anche per **stati limite di esercizio** (in particolare: **SLD**): si tratta delle costruzioni di **Classe III e IV** qualora si vogliano limitare i danneggiamenti strutturali (§7.3.7.1).

Simbologia utilizzata nel software PCM:

Verifica di capacità portante del terreno

N.asta = numero progressivo dell'asta (trave di fondazione, o trave su suolo elastico)

K Winkler = coefficiente di sottofondo della trave su suolo elastico

q_{lim} = capacità portante corrispondente all'asta, calcolata ad esempio con la formulazione di Terzaghi:

$$q_{lim} = c N_c + q_0 N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

essendo:

$c N_c$ = contributo della coesione lungo le superfici di rottura;

$q_0 N_q$ = effetto stabilizzante del terreno ai lati della fondazione sul piano di posa;

$\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$ = contributo della resistenza di attrito dovuta al peso del terreno del terreno all'interno delle superfici di scorrimento.

Rd = valore di progetto della resistenza = q_{lim} / γ_R

Nodo i = nodo iniziale dell'asta

sZ_i = spostamento verticale del nodo i

sT_i = tensione di contatto nel nodo i

Ed_i = valore di progetto dell'azione in corrispondenza del nodo i. La tensione sul terreno risultante dal calcolo deve essere amplificata di 1.1 (opzione **(b)**); l'amplificazione 1.1 si applica, a favore di sicurezza, alla tensione complessiva, che include sia la parte statica sia la parte sismica)

C.Sic. i = coefficiente di sicurezza, fornito dal rapporto: Rd / Ed_i . La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è ≥ 1

Nodo j = nodo finale dell'asta

sZ,j = spostamento verticale del nodo j

sT,j = tensione di contatto nel nodo j

Ed,j = valore di progetto dell'azione in corrispondenza del nodo j. Analogamente a Ed,i, la tensione sul terreno risultante dal calcolo deve essere amplificata per 1.1

C.Sic. j = coefficiente di sicurezza, fornito dal rapporto: Rd / Ed,j. La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è ≥ 1

Verifica di scorrimento sul piano di posa

In corrispondenza di tutti i nodi di fondazione (nodi vincolati su suolo elastico), vengono rilevate le seguenti azioni (forze):

F orizz.X, F orizz. Y = reazioni orizzontali competenti al nodo.

F vert. = carico verticale corrispondente al nodo. Avendo risolto la struttura nel suo insieme (fondazioni+sovrastuttura), poiché il nodo su suolo elastico alla Winkler non fornisce la reazione verticale, è comunque possibile fare riferimento allo sforzo normale alla base del maschio; questa azione interna contiene già il contributo del peso proprio delle travi di fondazione, regolarmente considerato nelle condizioni di carico.

Per ognuna delle due direzioni orizzontali del sistema globale di riferimento X,Y vengono infine riportati i seguenti parametri:

Direz. = direzione di riferimento (X o Y)

F.orizz.tot. = taglio globale agente lungo la direzione di riferimento

F.vert.tot. = carico verticale complessivo agente sul piano di posa delle fondazioni

R = valore di calcolo della resistenza. La resistenza di progetto si ottiene moltiplicando il carico verticale totale per γ_k

Ed = valore di progetto dell'azione, coincidente con il taglio globale nella direzione di riferimento amplificato per 1.1 (opzione **(b)**)

Rd = valore di progetto della resistenza. Il coefficiente d'attrito di progetto è dato da: $\gamma_d = \gamma_k / \gamma_\phi$, dove: $\gamma_\phi = 1$ (da tab. 6.2.II, colonna M1), applicando a γ_k il coefficiente parziale per γ_ϕ . Risulta quindi: $\gamma_d = \gamma_k$. La resistenza di progetto si ottiene moltiplicando il carico verticale totale per γ_d e dividendo per 1.1

C.Sic. = coefficiente di sicurezza, fornito dal rapporto: Rd / Ed. La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è ≥ 1

6. VERIFICHE PER STATO LIMITE ULTIMO DI TIPO GEOTECNICO (§6.4.2.1, §7.2.5) [SLV] - C.Sic: 1.017

(Analisi Sismica Dinamica Modale)

VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO (§6.4.2.1, §7.2.5) [SLV]

(Analisi Sismica Dinamica Modale)

N.asta	K Winkler (N/mm ³)	q,lim (N/mm ²)	Rd	Nodo i	sZ,i (mm)	sT,i (N/mm ²)	Ed,i	C.Sic. i	Nodo j	sZ,j (mm)	sT,j (N/mm ²)	Ed,j	C.Sic. j
299	0.067	0.900	0.391	244	-0.40	0.193	0.212	1.843	242	-2.64	0.346	0.380	1.029
300	0.067	0.800	0.348	245	-1.00	0.212	0.233	1.491	247	-1.60	0.218	0.239	1.454
301	0.067	0.900	0.391	245	-1.00	0.212	0.233	1.677	249	-2.88	0.341	0.375	1.044
302	0.067	1.000	0.435	239	-3.38	0.367	0.403	1.078	246	-1.58	0.250	0.275	1.582
359	0.067	1.350	0.587	237	-2.72	0.387	0.426	1.378	1	-2.24	0.335	0.368	1.594
360	0.067	1.350	0.587	1	-2.24	0.335	0.368	1.594	238	-1.96	0.295	0.325	1.807
361	0.067	1.200	0.522	235	-3.01	0.466	0.513	1.017	5	-2.85	0.455	0.501	1.042
362	0.067	1.200	0.522	5	-2.85	0.455	0.501	1.042	260	-2.69	0.444	0.489	1.068
363	0.067	1.200	0.522	260	-2.69	0.444	0.489	1.068	261	-2.35	0.421	0.463	1.128
364	0.067	1.200	0.522	261	-2.35	0.421	0.463	1.128	9	-2.42	0.424	0.467	1.117
365	0.067	1.200	0.522	9	-2.42	0.424	0.467	1.117	262	-2.64	0.438	0.482	1.083
366	0.067	1.200	0.522	262	-2.64	0.438	0.482	1.083	263	-2.88	0.454	0.499	1.046
367	0.067	1.300	0.565	263	-2.88	0.454	0.499	1.133	13	-3.36	0.485	0.533	1.060
368	0.067	1.350	0.587	13	-3.36	0.485	0.533	1.101	236	-3.96	0.524	0.577	1.018
369	0.067	1.350	0.587	243	-2.65	0.388	0.426	1.376	17	-2.76	0.423	0.465	1.262
370	0.067	1.350	0.587	17	-2.76	0.423	0.465	1.262	235	-3.01	0.466	0.513	1.144
371	0.067	1.350	0.587	238	-1.96	0.295	0.325	1.807	20	-2.67	0.331	0.364	1.612
372	0.067	1.350	0.587	20	-2.67	0.331	0.364	1.612	239	-3.38	0.367	0.403	1.455
373	0.067	1.350	0.587	239	-3.38	0.367	0.403	1.455	23	-3.52	0.359	0.395	1.485
374	0.067	1.350	0.587	23	-3.52	0.359	0.395	1.485	240	-3.66	0.352	0.387	1.516
375	0.067	1.350	0.587	264	-1.85	0.236	0.260	2.262	26	-2.34	0.270	0.297	1.980
376	0.067	1.350	0.587	26	-2.34	0.270	0.297	1.980	241	-3.11	0.322	0.354	1.657
377	0.067	1.350	0.587	32	-2.18	0.255	0.281	2.090	30	-1.80	0.231	0.254	2.315
378	0.067	1.350	0.587	265	-1.62	0.219	0.241	2.434	264	-1.85	0.236	0.260	2.262
379	0.067	1.350	0.587	240	-3.66	0.352	0.387	1.516	35	-3.15	0.318	0.350	1.676
380	0.067	1.350	0.587	37	-2.64	0.285	0.313	1.873	32	-2.18	0.255	0.281	2.090
381	0.067	1.350	0.587	35	-3.15	0.318	0.350	1.676	37	-2.64	0.285	0.313	1.873
382	0.067	0.950	0.413	41	-1.84	0.333	0.366	1.129	39	-2.24	0.360	0.396	1.043
383	0.067	1.000	0.435	39	-2.24	0.360	0.396	1.098	243	-2.65	0.388	0.426	1.019
384	0.067	1.000	0.435	237	-2.72	0.387	0.426	1.021	44	-2.30	0.360	0.396	1.098
385	0.067	0.900	0.391	46	-1.89	0.333	0.366	1.070	41	-1.84	0.333	0.366	1.070
386	0.067	0.950	0.413	44	-2.30	0.360	0.396	1.044	46	-1.89	0.333	0.366	1.129
387	0.067	0.800	0.348	248	-1.51	0.266	0.292	1.191	49	-0.76	0.217	0.238	1.460
388	0.067	0.800	0.348	49	-0.76	0.217	0.238	1.460	244	-0.40	0.193	0.212	1.638
389	0.067	0.800	0.348	248	-1.51	0.266	0.292	1.191	53	-1.54	0.258	0.283	1.227
390	0.067	0.800	0.348	53	-1.54	0.258	0.283	1.227	246	-1.58	0.250	0.275	1.266
391	0.067	0.800	0.348	245	-1.00	0.212	0.233	1.491	56	-1.10	0.218	0.240	1.449
392	0.067	0.800	0.348	56	-1.10	0.218	0.240	1.449	246	-1.58	0.250	0.275	1.266
393	0.067	0.800	0.348	244	-0.40	0.193	0.212	1.638	59	-0.47	0.195	0.215	1.620
394	0.067	0.800	0.348	59	-0.47	0.195	0.215	1.620	266	-0.54	0.197	0.217	1.602
395	0.067	0.800	0.348	266	-0.54	0.197	0.217	1.602	267	-0.87	0.208	0.229	1.521
396	0.067	0.800	0.348	267	-0.87	0.208	0.229	1.521	62	-0.93	0.210	0.231	1.506
397	0.067	0.800	0.348	62	-0.93	0.210	0.231	1.506	245	-1.00	0.212	0.233	1.491
398	0.067	1.350	0.587	236	-3.96	0.524	0.577	1.018	156	-3.34	0.456	0.501	1.171
399	0.067	1.350	0.587	156	-3.34	0.456	0.501	1.171	237	-2.72	0.387	0.426	1.378
400	0.067	1.350	0.587	242	-2.64	0.346	0.380	1.543	158	-2.57	0.361	0.398	1.476

Ing. Andrea Schiavoni

401	0.067	1.350	0.587	158	-2.57	0.361	0.398	1.476	243	-2.65	0.388	0.426	1.376
402	0.067	1.350	0.587	161	-2.81	0.342	0.376	1.560	242	-2.64	0.346	0.380	1.543
403	0.067	1.200	0.522	241	-3.11	0.322	0.354	1.473	165	-3.10	0.325	0.357	1.460
404	0.067	1.350	0.587	167	-3.09	0.328	0.360	1.628	163	-2.99	0.339	0.372	1.576
405	0.067	1.200	0.522	165	-3.10	0.325	0.357	1.460	167	-3.09	0.328	0.360	1.448
406	0.067	0.800	0.348	238	-1.96	0.295	0.325	1.071	191	-1.73	0.281	0.309	1.127
407	0.067	0.800	0.348	191	-1.73	0.281	0.309	1.127	248	-1.51	0.266	0.292	1.191
416	0.050	1.350	0.587	30	-1.80	0.200	0.220	2.669	247	-1.60	0.190	0.209	2.802
417	0.067	1.350	0.587	247	-1.60	0.218	0.239	2.453	265	-1.62	0.219	0.241	2.434
418	0.067	1.350	0.587	163	-2.99	0.339	0.372	1.576	249	-2.88	0.341	0.375	1.566
419	0.067	1.350	0.587	249	-2.88	0.341	0.375	1.566	161	-2.81	0.342	0.376	1.560

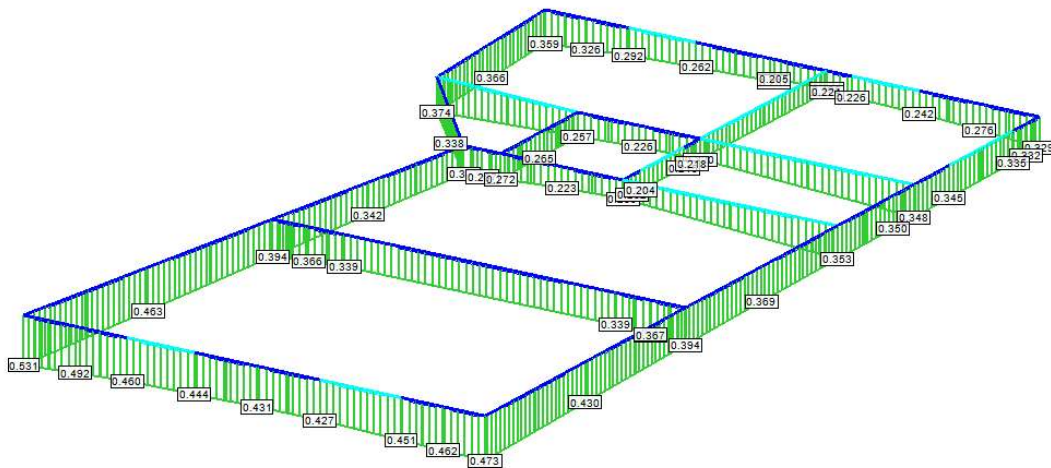
VERIFICA DI SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA (§6.4.2.1, §7.2.5) [SLV] (Analisi Sismica Dinamica Modale)

N.nodo	F orizz.X (kN)	F orizz.Y (kN)	F vert. (kN)
1	151.32	53.22	464.94
5	23.16	50.94	49.57
9	10.29	172.48	251.38
17	381.45	239.78	636.76
20	80.08	58.90	275.80
23	119.82	28.43	81.78
26	13.87	34.42	67.93
30	6.35	80.57	223.74
39	8.15	52.83	376.36
44	7.50	63.62	297.54
156	213.55	103.87	363.52
158	266.16	105.25	695.06
161	410.62	54.69	701.16
165	17.04	20.04	1.35

Angolo d'attrito fondazione-terreno (°) = 30

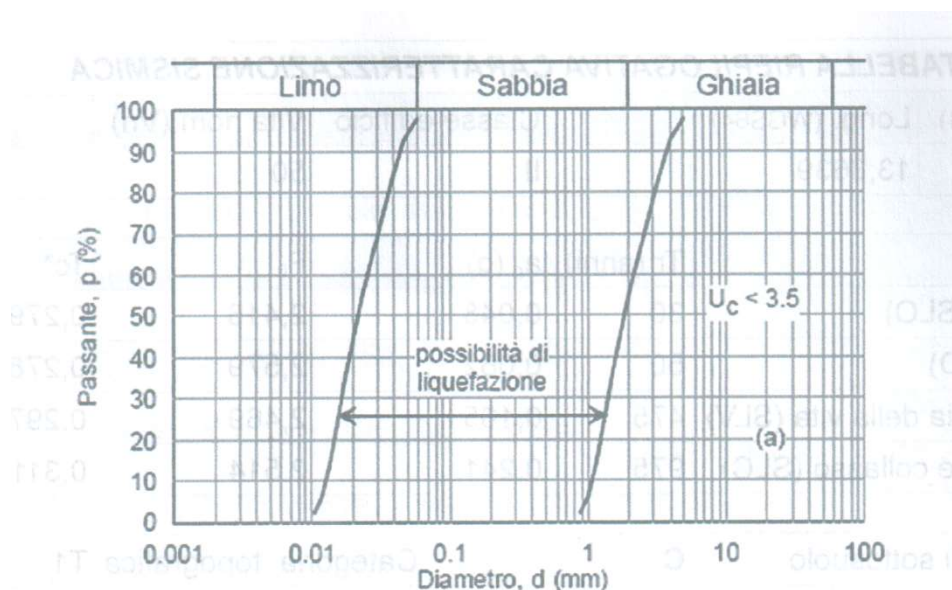
Direz.	F.orizz.tot. (kN)	F.vert.tot. (kN)	R (kN)	Ed (kN)	Rd (kN)	C.Sic.
X	1709.36	4486.90	2590.51	1880.30	2355.01	1.250
Y	1119.04	4486.90	2590.51	1230.95	2355.01	1.910

Tensione sul terreno
N/mm² (Valore assoluto)
0.196 - 0.531



MASSIMA SOLLECITAZIONE SU PIANO FONDALE IN CONDIZIONI SISMICHE

8. Verifiche GEO - Verifica a LIQUEFAZIONE

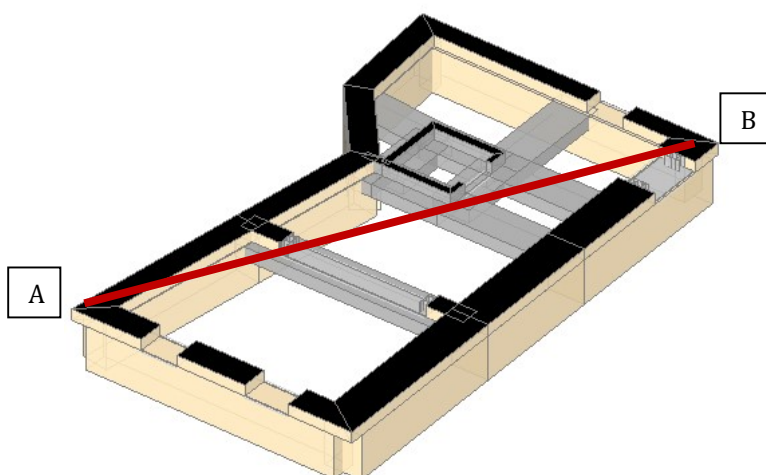


Per l'area in esame non si deve procedere alla verifica alla liquefazione, perchè la parte superficiale risulta essere a granulometria fine e priva di falda, la quale invece si trova attorno ai 32m.

9. Verifiche GEO - Verifica dello S.L.E – CALCOLO DEI CEDIMENTI

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

Il programma di calcolo stima i cedimenti immediati,



Il cedimento differenziale massimo immediato teorico è di 0.386 cm lungo due punti a distanza (nodi A-B) ;quindi $1500\text{cm.} / 250 = 6.00 >> 0.386 \text{ cm}$. Valore indicato in figura. Pertanto il cedimento massimo differenziale immediato è ammissibile

Per quanto riguarda invece i cedimenti edometrici che avvengono nel lungo periodo dopo la consolidazione trattandosi di sabbie e ghiaie cementate si ritiene che non si differenzino almeno da un punto di vista teorico in maniera significativa da quelli immediati .

Oltre a ciò si tenga presente altresì che i pesi del fabbricato non variano in maniera importante tra ante e post operam per cui si può affermare che nel tempo i cedimenti sono stati sostanzialmente già avvenuti .

In particolare da una verifica speditiva prendendo in considerazione alcune pareti caricate dai solai in legno esistenti e confrontate con i nuovi carichi statici di progetto. Ad esempio la parete verso il cortile su cui è prevista la sopraelevazione , allo stato attuale è caricata dal solaio al piano secondo a quota 7.80 ml.

I sovraccarichi su tale parete alla quota in esame dati dal P. P. del solaio (G1) – dai peso portati e divisori (G2)- accidentali per la destinazione attuale uff. Uso pubblico (3 KN/mq) forniscono per una luce d'influenza dell'orizzontamento pari a 1.85 ml un carico pari a 12.83 KN/ml.

Nella situazione di progetto la parete risulta sovraccaricata solo dalla nuova muratura in sopraelevazione , quindi alla stessa quota il carico agente risulta pari a 16,0 KN/ml (considerando il peso di una muratura spess. 0.48 ml ed $h=1.85 \text{ ml}$). Pertanto sulla muratura presa in considerazione il sovraccarico risulta di $(16,00-12.83)/1 \times 0.48 = 6.81 \text{ KN/mq}$ (pari a 0.007 N/mm²).

10. Verifica delle travi di fondazione

Verifiche STR - Verifica dello S.L.U strutturale di raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali , si rimanda al fascicolo di verifica delle travi in c.a.

11. Risultati delle analisi e loro commento

Dalle analisi geomorfologiche e dalle verifiche geotecniche svolte ne risulta che i valori di verifica sono accettabili pertanto il progetto proposto è realizzabile.

Si prescrive che:

- in corso d'opera si deve riscontrare la rispondenza della caratterizzazione geotecnica assunta in progetto e la situazione reale , in tal senso durante le operazioni di scavo dovranno essere previste indagini integrative con utilizzo delle maestranze specializzate .

- la sistemazione esterna dovrà evitare infiltrazioni di acqua tale da variare le caratteristiche geomeccaniche del terreno di fondazione.