

PROGETTO DI RIGENERAZIONE URBANA RISTRUTTURAZIONE IMMOBILE CORSO GARIBALDI, 69 - PAVIA (PV)



Comune



Comune di Pavia
Piazza Municipio, 2 - 27100 - Pavia (PV)
Partita IVA: 00296180185
Tel.: 0382 3991
PEC: protocollo@pec.comune.pavia.it

Missione M5 - Componente C2 - Investimento 2.1



**Finanziato
dall'Unione europea**
NextGenerationEU



Italiadomani
PIANO NAZIONALE
DI RIPRESA E RESILIENZA

CAPOGRUPPO/MANDATARIA



GP PROJECT SRL

Sede Legale: Via Pietro Tamburini, 6 - 20123 Milano (MI)
Sede Operativa: Strada 6 - Palazzo N3 - Centro Direzionale Milanofiori - 20089 - ROZZANO (MI)
P.IVA 05835490961 - REA N° MI - 1852211 - Tel. 02 89 20 81 64 - info@gpproject.eu

(Firma e timbro)

MANDANTE: Dott. Arch. Maria Teresa PASCALE

Ordine degli Architetti della Provincia di Reggio Calabria n. A 3220
pec: mtpascale@oappc-rc.it
Tel: +39 349 786 7001



(Firma e timbro)

MANDANTE: Dott. Geol. Domenico MONTELEONE

Ordine dei Geologi della Calabria n. 1025
pec: monteleonedomenico@pec.it
Tel: +39 329 082 6033



(Firma e timbro)

Progetto Definitivo - Esecutivo

**PROGETTO DI RIGENERAZIONE URBANA - RISTRUTTURAZIONE IMMOBILE
CORSO GARIBALDI, 69 - PAVIA (PV) - POP317_PNRR/6 - CUP: G14E21000720001**

n°	Revisioni	Disegnato da:	Relazione geotecnica	
1	Febbraio 2023			
2	Marzo 2023			
3				
4				
5				
6				
7				

Revisionato da:	DISCIPLINA STR	ELABORATO N° Rev. 02
-----------------	---------------------------------	---------------------------------------

SOMMARIO

1	PREMESSA E SCOPO DEL DOCUMENTO	3
2	INQUADRAMENTO DEL SITO.....	4
2.1	UBICAZIONE DEL SITO	4
2.2	INQUADRAMENTO TERRITORIALE	5
3	DESCRIZIONE DELLE OPERE PREVISTE.....	6
3.1	DESCRIZIONE DEL FABBRICATO ESISTENTE.....	6
3.2	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI	7
3.3	SINTESI DEL MODELLO GEOLOGICO.....	9
3.4	AZIONE SISMICA.....	9
3.5	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA (§10.2 D.M. 17/01/2018).....	11
3.6	VERIFICA PLATEA DI FONDAZIONE SPESSORE 30CM	12
3.6.1	Verifica a flessione	12
3.6.2	Verifica alle tensioni d'esercizio	13
3.6.3	Verifica fessurazione.....	16
3.7	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	19
3.7.1	Determinazione del coefficiente di Winkler	19
3.7.2	Valutazioni sulla capacità portante delle opere di fondazione.....	19
3.7.3	Verifica dello scorrimento	21
3.7.4	Verifica dei cedimenti	21

1 PREMESSA E SCOPO DEL DOCUMENTO

La presente relazione geotecnica descrive le diverse verifiche delle opere geotecniche per la progettazione esecutiva dell'immobile sito in Corso Garibaldi 69 a Pavia (PV).

Per la stesura del seguente documento si è fatto riferimento a:

- DGR n. X/5001 del 30/3/2016 – Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica;
- LR n. 33 del 12/10/2015 – Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche;
- DGR X/2129 del 11/07/2014 - Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia;
- LR 12/05 e direttive regionali ai sensi del DGR n. 8/1566 del 22/12/2005, DGR n. 8/7374 del 28/05/2008 e DGR 30 novembre 2011 n. IX/2616;
- OPCM n. 3274/2003 e successive modifiche e integrazioni;
- DM 17/01/2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 “Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 17/01/2018

2 INQUADRAMENTO DEL SITO

2.1 UBICAZIONE DEL SITO

L'area oggetto di studio è ubicata nel Comune di Pavia (PV), più precisamente è sita in Corso Garibaldi n. 69, inoltre il sito in questione insiste ad una quota altimetrica pari a circa 67 m slm ed è individuato catastalmente al Foglio 7 P.IIa 196.

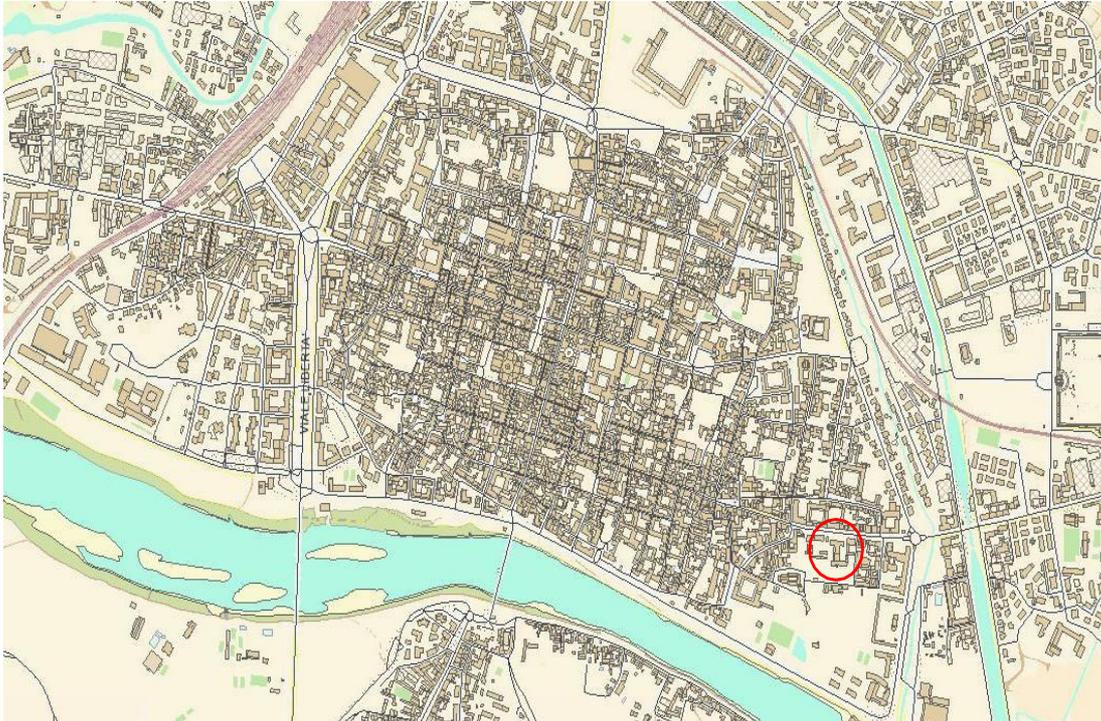


Fig. 1: Localizzazione area di interesse

Coordinate del sito (WGS84)

Longitudine	9.164111°
Latitudine	45.181094°

2.2 INQUADRAMENTO TERRITORIALE



Localizzazione immobile oggetto di intervento



Identificazione Immobili oggetto di intervento

3 DESCRIZIONE DELLE OPERE PREVISTE

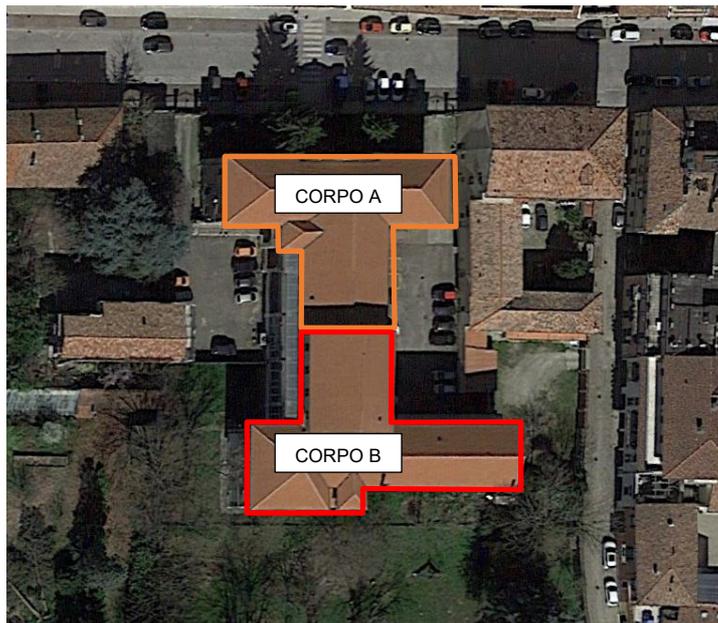
3.1 DESCRIZIONE DEL FABBRICATO ESISTENTE

Il fabbricato oggetto di studio è stato costruito nel 1911 per ospitare un istituto per sordomuti. Dall'analisi storica effettuata presso gli archivi non risultano modifiche rintracciabili. Tuttavia, oggi si constata la presenza di diverse modifiche, che non rappresentano un cambiamento significativo del comportamento strutturale dell'edificio originario.

Il fabbricato è articolato in due corpi con le seguenti caratteristiche:

- un corpo A è posto a nord, sul lato di Corso Garibaldi, che si sviluppa su due piani fuori terra più un piano seminterrato parzialmente presente al 50% della superficie in pianta del piano terra del corpo A.
- un corpo B è posto a sud e presenta un secondo piano fuori terra in più rispetto al corpo A che si sviluppa solo in una piccola porzione del corpo B. Un piano seminterrato è anche presente su circa il 50% della superficie in pianta del piano terra del corpo B.

Il corpo B sembra più moderno anche se è stato costruito presumibilmente contemporaneamente al corpo A.



Vista planimetrica del fabbricato e identificazione dei corpi



Vista corso Garibaldi

Dal punto di vista strutturale, gli elementi verticali portanti sono in muratura in elementi artificiali pieni (mattoni pieni in laterizio) di dimensione L24xH12xB6cm disposti in maniera regolare.

Per quanto riguarda gli orizzontamenti, è stato rilevato i seguenti elementi:

Strutture orizzontali di interpiano:

- solai con travi primarie in acciaio e volterrane in laterizio (pieno e forato) con massetto
- solai con volte in laterizio pieno con riempimento e massetto

Strutture orizzontali del sottotetto: travi in legno appoggiate su murature esistenti o travi in acciaio

Strutture di copertura: Orditura primaria e secondaria in legno.

La struttura nel suo complesso non presenta apparentemente dissesti statici significativi.

Tuttavia, alcune stanze hanno controsoffittatura incanniccata che presentano fenomeni di fessurazione e distacco di intonaco dovuti principalmente ai fenomeni di infiltrazioni anteriori alla sostituzione della copertura. L'accesso alla scala "secondaria" del corpo A rimane vietate per fessurazioni evidenti del solaio e delle pareti attigue.

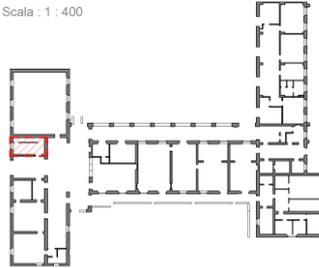
3.2 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

Dal punto di vista strutturale si prevedono interventi locali:

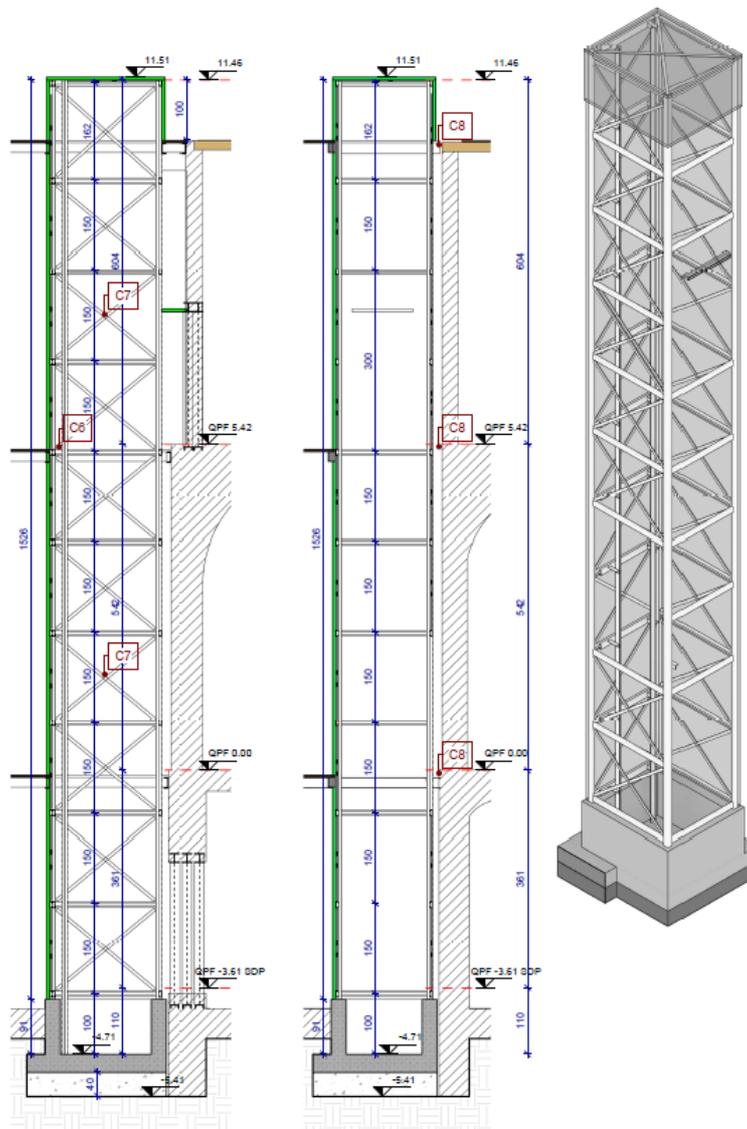
- Consolidamento di un solaio esistente in acciaio con una struttura in acciaio e realizzazione di una soletta collaborante
- Consolidamento di un solaio esistente in legno con una trave rompitratta in legno fissata sulle murature esistenti
- Inserimento di portali con profili in acciaio per la creazione o modifiche di aperture in murature portanti.
- Realizzazione di nuovi solai in legno per i nuovi bagni

- Inserimento di un nuovo vano ascensore in c.a. con la creazione di fondazioni in c.a. strutturalmente indipendente dall'edificio esistente con un giunto sismico di 3cm.

KEYPLAN
Scala : 1 : 400



Localizzazione intervento ascensore



Nuovo vano ascensore

3.3 SINTESI DEL MODELLO GEOLOGICO

Dalla relazione geologica, si assumono le caratteristiche principali del modello geologico di riferimento:

Successione stratigrafica:

- Strato 1: da piano campagna fino a 1,5 – 2 m, Terreno vegetale e/o alterato (riporto)
- Strato 2: da – 2 m fino a circa 9/ 10 m di profondità; Depositi sabbiosi con intercalazioni di sabbie ghiaiose. (In corrispondenza del Sondaggio 1, tale strato è leggermente meno spesso e tende ad aumentare gradualmente in direzione del sondaggio 2)
- Strato 3: Da 10 a 12 m di profondità: Argilla giallognola caratterizzata da un buon livello di compattezza
- Strato 4: oltre 12 m di profondità Sabbia argilloso limosa

Principali caratteristiche geotecniche terreno di fondazione:

Angolo di attrito: da 30° a 35°

Coesione: 0

Peso unità di volume: da 17 a 19 KN/m³

Caratteristiche falda idrica:

Per l'unità geologica B(b) la profondità della falda idrica è posta oltre i 5/6 m di profondità dal piano campagna. La successione stratigrafica, indica che i primi 9/10 m di terreno, sono afferibili a depositi sabbioso ghiaioso e tra le profondità di 10 – 12 m si ha il passaggio stratigrafico con i depositi argillosi. Pertanto, la circolazione della falda idrica è limitata entro la litologia sabbiosa ed il letto impermeabile è rappresentato dalle argille poste a 10 – 12 m di profondità.

3.4 AZIONE SISMICA

Parametri di pericolosità sismica:

Date le coordinate del sito, attraverso il reticolo di riferimento riportato in Appendice A del D.M 14/01/2008, si individuano i quattro punti che definiscono la maglia:

ID	Longitudine [°]	Latitudine [°]	Distanza [km]	
13369	9.0936	45.205	6.240	
13370	9.1644	45.207	3.180	
13591	9.0973	45.155	5.970	
13592	9.1681	45.157	2.680	



Classificazione sismica regionale del 2014 con DGR 11 luglio 2014 - n. X/2129

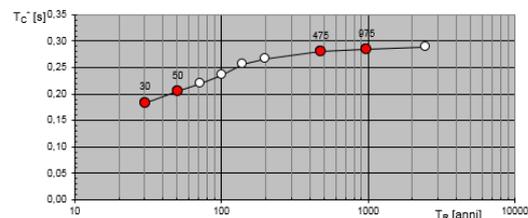
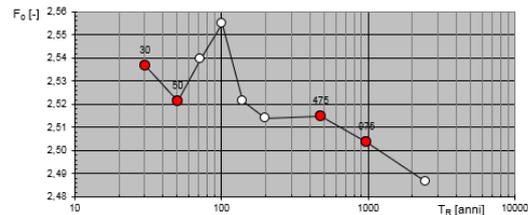
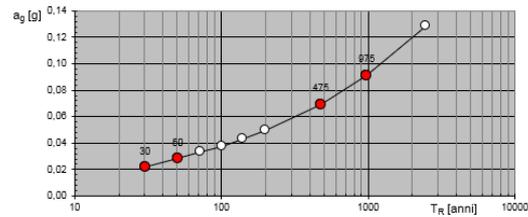
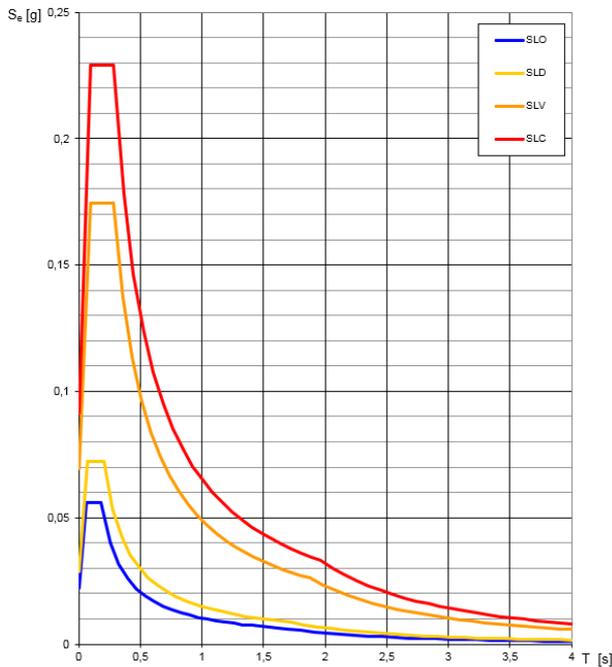
Dati

Coordinate del sito (WGS 84): Long. 9.164111° - Lat. 45.181094°
 Classificazione sismica: 3
 Vita nominale V_N : 50 anni
 Tipo di costruzione: 2
 Classe di uso: II
 Coefficiente d'uso C_U : 1
 Periodo di riferimento V_R : 50
 Categoria del suolo: B
 Categoria topografica: T1
 Fattore topografico S_T : 1
 Fattore topografico S_S : 1.2

Determinazione dei parametri a_g , F_0 e T_c^* in funzione del periodo di ritorno

	P_{VR}	T_R (anni)	a_g/g	F_0	T_c^*	S_S	S_T	$S_S \cdot S_T$
SLO	81,00%	30	0,0220	2,54	0,18	1,20	1,00	1,2
SLD	63,00%	50	0,0286	2,52	0,21	1,20	1,00	1,2
SLV	10,00%	475	0,0694	2,52	0,28	1,20	1,00	1,2
SLC	5,00%	975	0,0913	2,5	0,28	1,20	1,00	1,2

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



3.5 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA (§10.2 D.M. 17/01/2018)

In accordo con quanto indicato al paragrafo 8.3 delle NTC 2018, si è ritenuto non necessario effettuare le verifiche del sistema di fondazione in quanto non sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale. Inoltre:

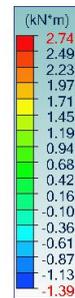
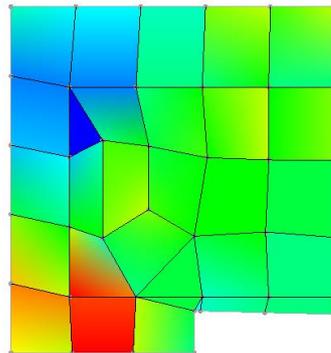
- nella costruzione non sono presenti segni di dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni. Non si sono inoltre verificati dissesti della stessa natura in passato;
- non si ritengono possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto di condizioni morfologiche sfavorevoli o delle azioni sismiche di progetto. Il progetto inoltre non prevede di apportare modificazioni al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni;
- non si ritengono possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto. - L'area in esame ricade infatti in quelle porzioni di territorio in cui l'accelerazione massima attesa in condizioni di campo libero è $< 0,1$ g.

3.6 VERIFICA PLATEA DI FONDAZIONE SPESSORE 30CM

3.6.1 Verifica a flessione

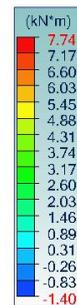
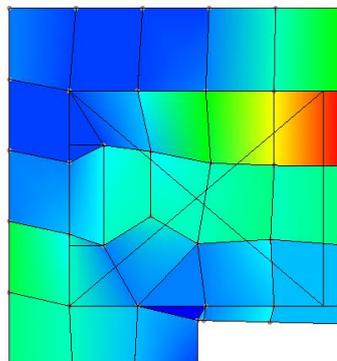
Relativamente allo stato limite ultimo si riporta la verifica a flessione della sezione della platea maggiormente sollecitata:

Vista SUPERIORE
Analisi: 109, 110 (F-sviluppo grafico - Max)
Elemento Superficiale: FMy
Asse locale



2 Platea - SLU - Myy

Vista SUPERIORE
Analisi: 109, 110 (F-sviluppo grafico - Max)
Elemento Superficiale: Fmx
Asse locale

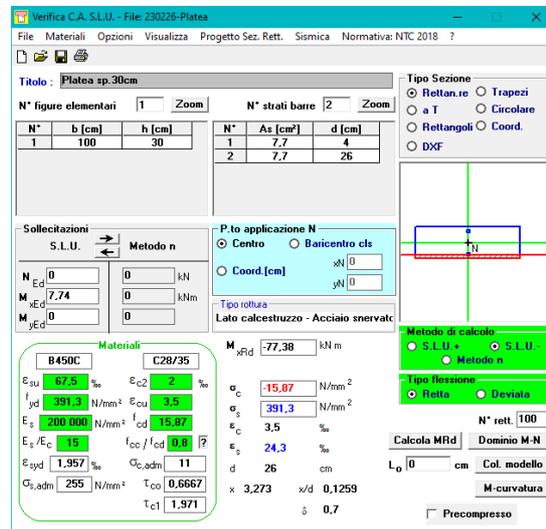


3 Platea - SLU STR- Mxx

- Dimensioni sezione = 100 x 30 cm
- Combinazione: ENV STR
- MEd SUP = 7.74 kNm/m

- Armatura SUP = $\phi 14/20$
- Armatura INF = $\phi 14/20$

Il momento resistente della sezione è stato determinato attraverso il software di elevata affidabilità "Verifica C.A. S.L.U." realizzato dal Prof. Piero Gelfi:



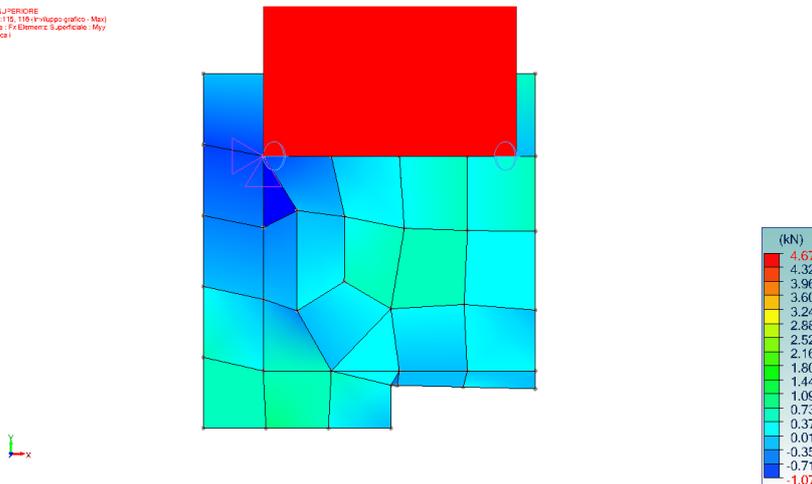
Verifica a flessione – Fondazione sp. 30cm

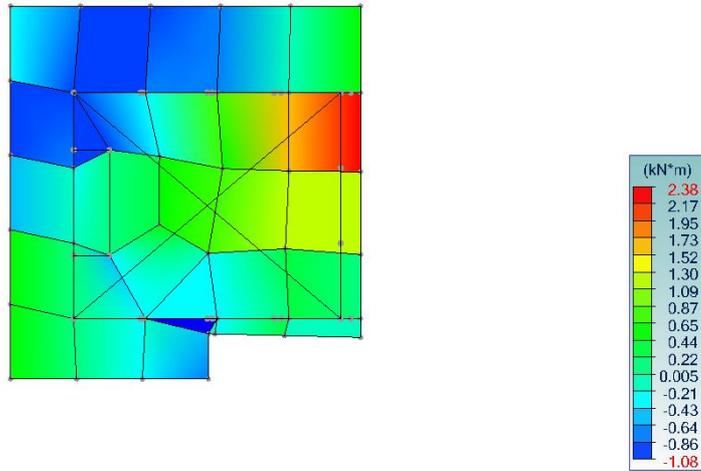
3.6.2 Verifica alle tensioni d'esercizio

Relativamente allo stato limite d'esercizio si riporta la verifica alle massime tensioni della sezione della platea maggiormente sollecitata:

3.6.2.1 Combinazione rara

Vista SUPERIORE
Analisi 116 (P+R+U+G+Grafico - Max)
Linea: 174 Elementi Superficie: Max
Asi: bca1



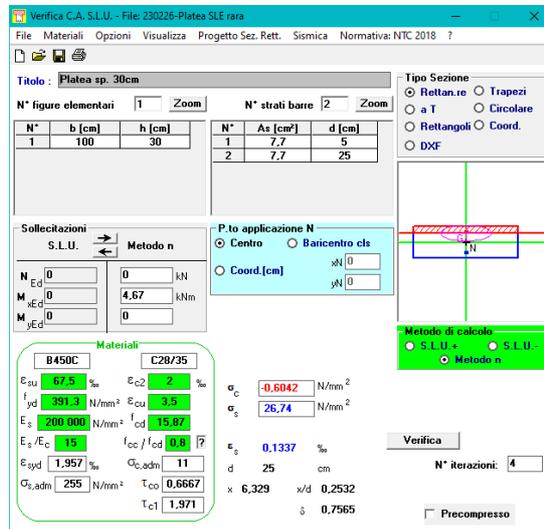


39 Platea - SLE rara - Mxx

Dimensioni sezione = 100 x 30 cm

- Combinazione: ENV SLECC
- MEd SUP = 4.67 kNm/m
- Armatura SUP = $\phi 14/20$
- Armatura INF = $\phi 14/20$

Le tensioni massime nella sezione sono state determinate attraverso il software C.A. S.L.U.

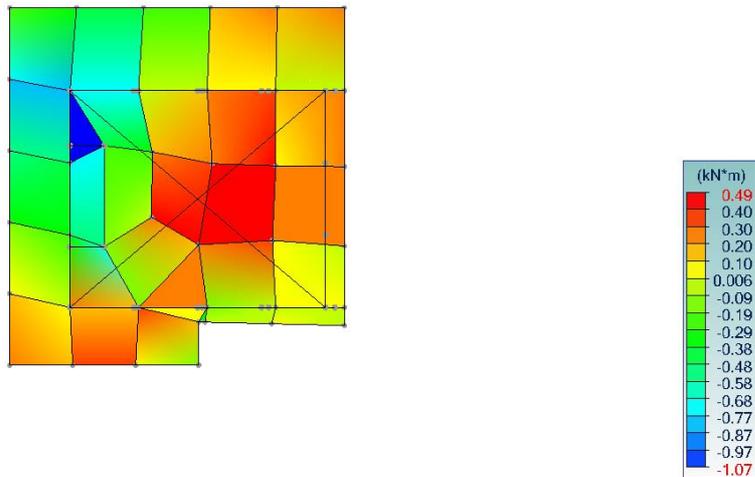


Verifica tensione d'esercizio – Combinazione Rara – Fondazione sp. 30cm

$\sigma_c < 0,60 f_{ck} = 16.8 \text{ MPa}$. La verifica alle tensioni d'esercizio del calcestruzzo risulta soddisfatta.

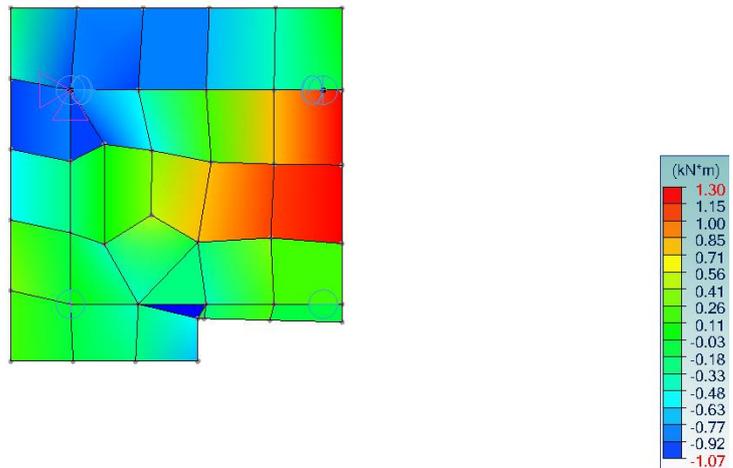
$\sigma_s < 0,80 f_{yk} = 360.00 \text{ MPa}$. La verifica alle tensioni d'esercizio dell'acciaio

3.6.2.2 Combinazione quasi permanente



38 Platea - SLE QP - Myy

Vista SUPERIORE
Analisi: I17-120 (Sviluppo grafico - Max)
Elemento Superficiale: Mxx
Asse locale

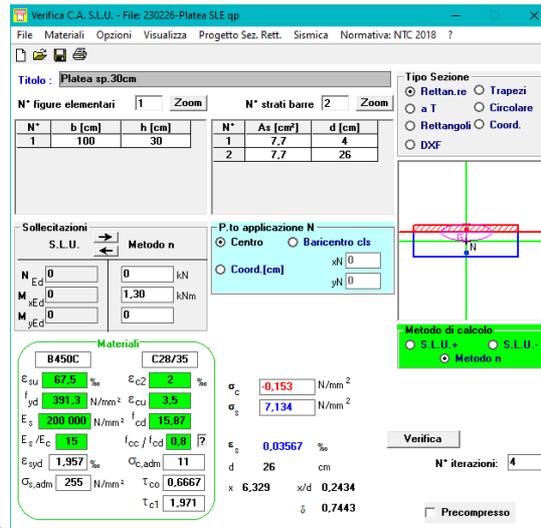


7 Platea - SLE QP - Mxx

Dimensioni sezione = 100 x 30 cm

- Combinazione: ENV SLEQP
- MEd SUP = 1.30 kNm/m
- Armatura SUP = $\phi 14/20$
- Armatura INF = $\phi 14/20$

Le tensioni massime nella sezione sono state determinate attraverso il software C.A. S.L.U.



Verifica tensione d'esercizio – Combinazione Quasi permanente – Fondazione sp. 30cm

$\sigma_c < 0,45 f_{ck} = 12.6$ MPa. La verifica alle tensioni d'esercizio del calcestruzzo risulta soddisfatta.
 $\sigma_s < 0,80 f_{yk} = 360.00$ MPa. La verifica alle tensioni d'esercizio dell'acciaio risulta soddisfatta.

3.6.3 Verifica fessurazione

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	w_k	Poco sensibile Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

3.6.3.1 Combinazione rara

Verifica fessurazione			
M_{ed}	4,670	kNm	Momento applicato di progetto per unità di larghezza
M_{cr}	31,466	kNm	Momento critico
M_{cr}/M_{ed}	6,738		
R_{ck}	35	N/mm ²	Resistenza caratteristica del calcestruzzo (cubica)
f_{dk}	28	N/mm ²	Resistenza caratteristica del calcestruzzo (cilindrica)
f_{cm}	36	N/mm ²	
f_{ctm}	2,8	N/mm ²	Valore medio resistenza a trazione calcestruzzo
$f_{ctm,t}$	3,3	N/mm ²	Valore medio resistenza a trazione calcestruzzo
E_{cm}	32 308	N/mm ²	Modulo di elasticità del calcestruzzo
E_s	210 000	N/mm ²	Modulo di elasticità dell'acciaio
coefficiente omogeneizzazione n	15,00		
f_{yk}	450	N/mm ²	Tensione caratteristica di snervamento acciaio
f_{yd}	391	N/mm ²	Tensione di design acciaio
b	910	mm	Larghezza della sezione in calcestruzzo
h	250	mm	Altezza della sezione
c	40	mm	Copriferro
$\phi T1$	14	mm	Diametro 1 dei ferri di armatura in zona tesa
$\phi T2$	0	mm	Diametro 2 dei ferri di armatura in zona tesa
ϕC	14	mm	Diametro dei ferri di armatura in zona compressa
nT1	5		Numero di ferri tesi 1
nT2	0		Numero di ferri tesi 2
nC	5		Numero di ferri compressi
$A_{s,tot}$	770	mm ²	Area totale dell'armatura in zona tesa
$A_{s',tot}$	770	mm ²	Area totale dell'armatura in zona compressa
k	1,00		
kc	0,40		
d	213	mm	Altezza utile della sezione
x1	109	mm	Posizione asse neutro prima della fessurazione
x	59	mm	Posizione asse dopo prima della fessurazione
I	338 488 123	mm ⁴	Inerzia omogeneizzata
A_{ct}	174 178	mm ²	Area cls in zona tesa prima della fessurazione
$A_{s,min} = (kc \cdot k \cdot f_{ctm} \cdot A_{ct}) / f_{yk}$	493	mm ²	Area minima di armatura in zona tesa
			OK, VERIFICA SODDISFATTA $A_{s,tot} > A_{s,min}$
Tipo barre	aderenza migliorata		
Tipo deformazione	flessione		
k1	0,800		
k2	0,500		
k3	3,400		
k4	0,425		
$h_{c,eff}$	64	mm	Altezza efficace di calcestruzzo teso
$A_{c,eff}$	58 059	mm ²	Area efficace di calcestruzzo teso
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$	1,33%		
φ_{eq}	14,0	mm	sezione equivalente di ferri tesi
$s_{r,max} = k3 \cdot c + (k1 \cdot k2 \cdot k4 \cdot \varphi_{eq} / \rho_{eff})$	315,529	mm	Distanza massima tra le fessure
a_e	6,50		
kt	0,400		
σ_s	31,9	N/mm ²	Tensione nell'armatura tesa
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-2,80E-04		Deformazione media acciaio - deformazione media clsk
$w_k s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$	-0,088	mm	Ampiezza della fessura
w_d	0,400	mm	Ampiezza ammissibile delle fessure
			OK, VERIFICA SODDISFATTA

3.6.3.2 Combinazione quasi permanente

Verifica fessurazione			
M_{ed}	1,300	kNm	Momento applicato di progetto per unità di larghezza
M_{cr}	25,144	kNm	Momento critico
M_{cr}/M_{ed}	19,341		
R_{ck}	25	N/mm ²	Resistenza caratteristica del calcestruzzo (cubica)
f_{ck}	20	N/mm ²	Resistenza caratteristica del calcestruzzo (cilindrica)
f_{cm}	28	N/mm ²	
f_{ctm}	2,2	N/mm ²	Valore medio resistenza a trazione calcestruzzo
$f_{ctm,t}$	2,7	N/mm ²	Valore medio resistenza a trazione calcestruzzo
E_{cm}	29 962	N/mm ²	Modulo di elasticità del calcestruzzo
E_s	210 000	N/mm ²	Modulo di elasticità dell'acciaio
coefficiente omogeneizzazione n	15,00		
f_{yk}	450	N/mm ²	Tensione caratteristica di snervamento acciaio
f_{yd}	391	N/mm ²	Tensione di design acciaio
b	910	mm	Larghezza della sezione in calcestruzzo
h	250	mm	Altezza della sezione
c	40	mm	Copriferro
$\phi T1$	14	mm	Diametro 1 dei ferri di armatura in zona tesa
$\phi T2$	0	mm	Diametro 2 dei ferri di armatura in zona tesa
ϕC	14	mm	Diametro dei ferri di armatura in zona compressa
nT1	5		Numero di ferri tesi 1
nT2	0		Numero di ferri tesi 2
nC	5		Numero di ferri compressi
$A_{s,tot}$	770	mm ²	Area totale dell'armatura in zona tesa
$A_{s',tot}$	770	mm ²	Area totale dell'armatura in zona compressa
k	1,00		
kc	0,40		
d	213	mm	Altezza utile della sezione
x1	109	mm	Posizione asse neutro prima della fessurazione
x	59	mm	Posizione asse dopo prima della fessurazione
I	338 488 123	mm ⁴	Inerzia omogeneizzata
A_{ct}	174 178	mm ²	Area cls in zona tesa prima della fessurazione
$A_{s,min} = (kc \cdot k \cdot f_{ctm} \cdot A_{ct}) / f_{yk}$	394	mm ²	Area minima di armatura in zona tesa
			OK, VERIFICA SODDISFATTA $A_{s,tot} > A_{s,min}$
Tipo barre	aderenza migliorata		
Tipo deformazione	flessione		
k1	0,800		
k2	0,500		
k3	3,400		
k4	0,425		
$h_{c,eff}$	64	mm	Altezza efficace di calcestruzzo teso
$A_{c,eff}$	58 059	mm ²	Area efficace di calcestruzzo teso
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$	1,33%		
φ_{eq}	14,0	mm	sezione equivalente di ferri tesi
$s_{r,max} = k3 \cdot c + (k1 \cdot k2 \cdot k4 \cdot \varphi_{eq} / \rho_{eff})$	315,529	mm	Distanza massima tra le fessure
a_e	7,01		
kt	0,400		
σ_s	8,9	N/mm ²	Tensione nell'armatura tesa
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-3,05E-04		Deformazione media acciaio - deformazione media clswk
$w_k s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$	-0,096	mm	Ampiezza della fessura
w_d	0,300	mm	Ampiezza ammissibile delle fessure
			OK, VERIFICA SODDISFATTA

3.7 VERIFICHE GEOTECNICHE

3.7.1 Determinazione del coefficiente di Winkler

Al fine di limitare gli spostamenti verticali si ipotizza una platea appoggiata su un letto di molle. La costante di Winkler utilizzata per il terreno in esame è stata valutata sulla base della stratigrafia e dei parametri meccanici riportati nella relazione geologica.

Si ipotizza un valore per lo strato “Depositi sabbiosi con intercalazioni di sabbie ghiaiose” pari a 15000 kN/m³.

3.7.2 Valutazioni sulla capacità portante delle opere di fondazione

La proposta progettuale prevede per le fondazioni del vano ascensore la formazione di **una platea da 30 cm di spessore.**

Le nuove norme tecniche per le costruzioni introducono, per le nuove opere strutturali, il concetto di verifica agli stati limite; in particolare si distinguono:

- Verifiche allo stato limite ultimo (SLU)
- Verifiche allo stato limite d'esercizio (SLE)

Il carico di rottura, o capacità portante del terreno, è rappresentato dal carico massimo per cui il terreno stesso, sollecitato da una particolare geometria di fondazione, entra in una fase plastica nella quale il cedimento è accompagnato da una rottura del terreno per taglio.

Questa caratteristica non è intrinseca del terreno ma è funzione delle sue caratteristiche meccaniche, della profondità del piano di fondazione, della forma e della dimensione della superficie di carico. Se si considera il terreno privo di coesione, il carico limite può essere calcolato in funzione dell'angolo di attrito e della profondità di incasso della fondazione a partire dal piano di posa della fondazione stessa. Nel caso di ricorso a fondazioni dirette la formula che si può utilizzare per la verifica di capacità portante è quella di Brinch-Hansen (1970) che viste le condizioni al contorno si riduce alla forma:

$$Q'_{lim} = 0.5 \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} z_{\gamma} + q' N_q s_q d_q z_q$$

Dove:

$\gamma' =$ peso di volume del terreno di fondazione

B = Base della fondazione

q' = sovraccarico laterale (funzione della profondità d'incasso D e della fondazione e del peso di volume del terreno di reinterro).

$N_{\gamma} N_q =$ Fattori di capacità portante ricavati rispettivamente dalla formula di Vesic (1970) e di Prandtl (1921)

$s_{\gamma} s_q =$ fattori di forma della fondazione funzione della geometria della fondazione (Meyerhof, 1963)

$z_{\gamma} z_q =$ coefficienti inerziali dovuti al sisma (Paolucci e Pecker, 1997) con ag/g e fattore di amplificazione S a tr 50 anni

Nel caso di fondazioni superficiali le verifiche agli stati limite ultimi devono essere condotte sia dal punto di vista geotecnico (GEO) che strutturale (STR) e sono condotte secondo l'approccio 2 definito dalle tabelle della NTC2018, con i seguenti coefficienti:

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_R)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	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_{G1}

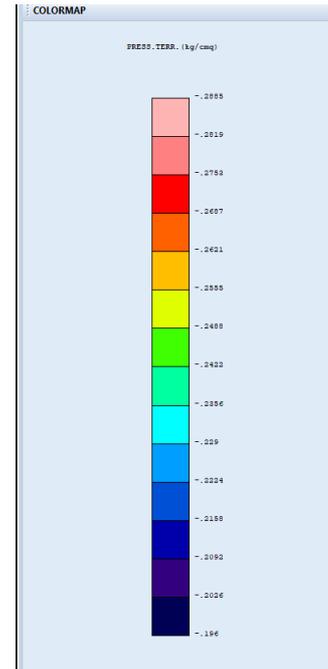
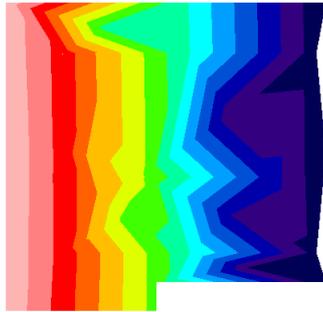
Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	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_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	$\gamma_R = 1,1$

Q _{amm}	Q _{amm} ($\gamma_R = 2,3$)	Massima pressione sul terreno	Verifica
[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	
1343	584	29	OK



Pressione sul terreno

3.7.3 Verifica dello scorrimento

Dall'analisi FEM, si è ottenuto in condizione sismiche:

$N_d =$	60,81	kN	Sforzo verticale agente sulla fondazione
$E_d =$	11,87	kN	taglio sismico alla base della fondazione

Si deve verificare $E_d \leq R_d$

dove

$$R_d = N_d \cdot \tan \delta_d / \gamma_R$$

con

$$\gamma_R = 1.1 \text{ (Tab 6.4.1)}$$

$$\tan \delta_d = \tan \delta / \gamma_{M2}$$

Risulta $E_d = 11.87 \text{ kN} < R_d = 30,97 \text{ kN}$.

La verifica è soddisfatta.

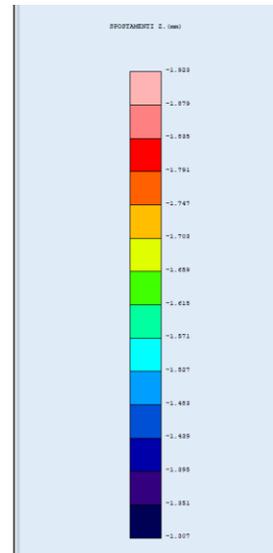
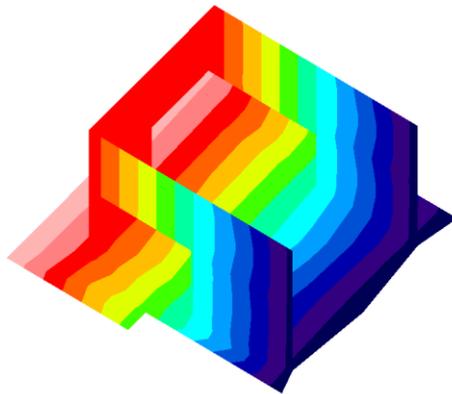
3.7.4 Verifica dei cedimenti

Dal modello di calcolo applicando agli elementi shell di fondazione delle molle resistenti solo a compressione, con modulo pari a 15000 kN/m_3 , si ottiene un cedimento massimo pari 8.09 mm . Si

ipotizza un valore ammissibile dalle relazione tra danni alla struttura e deformazioni adattata da Poulosetal nel 2001 pari a $s_{amm} = 18000 \beta_{max}(platee\ su\ sabbia)$.

Per gli ascensori $\beta_{max} = 1/1200$.

$s_{amm} = 18000 (1/1200) = 12\ mm$.



Cedimenti

I progettisti

Timbro e firma
