



CITTA' DI TORINO

DIVISIONE SERVIZI TECNICI - COORDINAMENTO
SERVIZIO EDILIZIA ABITATIVA PUBBLICA E PER IL SOCIALE

INTERVENTO DI RISTRUTTURAZIONE URBANISTICA IN TORINO - PIAZZA DELLA REPUBBLICA 13 - PER LA REALIZZAZIONE DI EDILIZIA RESIDENZIALE PUBBLICA. LOTTO 2

Responsabile Unico del Procedimento: Ing. Carmelo DI VITA

Supporto al R.U.P.: Arch. Lina MUNARI

Progettista opere : Arch. Alessandra CELORIA

Coprogettista opere : Arch. Diego NOVO

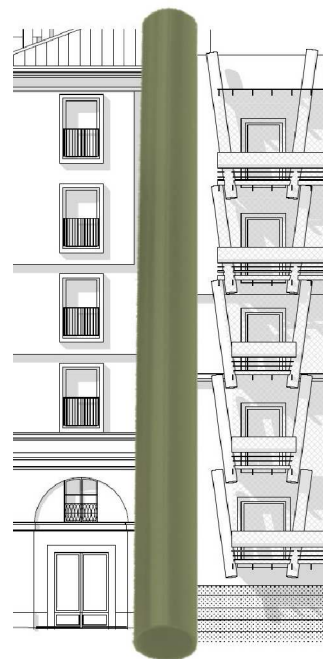
Coordinatrice delle integrazioni specialistiche: Ing. Lucia REDA

Progettista della bonifica ambientale: Ing. Donato FIERRI

Collaboratori alla progettazione: Arch. Sabina CALI'

Geom. Claudio MASTELLOTTO

Geom. Vincenzo TORTOMANO



Progettista opere strutturali: Studio Ing. G. PATTA



Progettista opere Impiantistiche e verifiche requisiti acustici :

MTE INGEGNERIA s.r.l.



Coordinatore per la sicurezza in fase di progettazione:

SICURCANTIERI CO. s.r.l.

PROGETTO DEFINITIVO

OGGETTO:

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

NOME-FILE TO_REP19

SCALA

ELABORATO

EMISSIONE 30/09/2019

REVISIONE 04/02/2020

RC

INDICE

1. RELAZIONE TECNICA	2
1.1. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA.....	2
1.2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	3
1.3. TERRENO E STRUTTURA DI FONDAZIONE	3
1.4. CRITERI DI ANALISI DELLA SICUREZZA.....	4
1.4.1. Definizione e classificazione.....	4
1.4.2. Metodi di verifica.....	4
1.4.3. Verifiche di resistenza al fuoco.....	5
1.5. MATERIALI	7
1.5.1. Acciai.....	7
1.5.2. Conglomerato Cementizio	9
1.6. SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI	10
1.7. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI.....	10
1.8. CONDIZIONI DEI CARICHI STATICI	11
1.9. ANALISI DEI CARICHI.....	12
1.9.1. Pesi propri (G_1)	12
1.9.2. Carichi permanenti (G_2)	12
1.9.3. Carichi variabili (Q).....	13
1.9.4. Sisma.....	15
1.10. COMBINAZIONI DI CARICO.....	17
1.11. MODELLAZIONE DEI MATERIALI E TIPO DI ANALISI	18
2. CODICE DI CALCOLO	19
2.1. GRADO DI AFFIDABILITA' DEL CODICE	19
2.2. MOTIVAZIONE DELLA SCELTA DEL CODICE.....	19
2.3. VALUTAZIONE DELLA CORRETTEZZA DEL MODELLO	20
2.4. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI.....	20
3. RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE PORTANTI.....	21
3.1. MODELLO CALCOLO	22
3.2. DISTRIBUZIONE DELLE PRESSIONI SUL TERRENO	23
3.3. DEFORMAZIONI.....	24
3.4. SCHEMI GRAFICI DELLE SOLLECITAZIONI NELLE STRUTTURE IN CA.....	25
3.5. STRUTTURE IN ACCIAIO	29
3.5.1. Tettoia per pannelli solari	29
3.5.2. Balcone	31
4. CONCLUSIONI	33

1. RELAZIONE TECNICA

1.1. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Oggetto della presente relazione di calcolo sono le opere strutturali inerenti la realizzazione di edilizia abitativa pubblica sovvenzionata per anziani (lotto 2), all'interno dell'area di proprietà della Città di Torino situata nell'isolato compreso tra Piazza della Repubblica, Via Cottolengo, Via Lanino, Via Mameli.

Le opere strutturali comprendono:

- strutture di fondazione in c.a. (muri, platee, plinti, travi di fondazione, paratie);
- strutture in elevazione in c.a. (solai e pilastri);
- strutture in carpenteria metallica,

Tale struttura è costituita prevalentemente da elementi in CA, prefabbricati e realizzati in opera, e da elementi in carpenteria metallica; le fondazioni, continue, sono impostate alla quota -5.10 m dal piano di campagna. In dettaglio:

- | | |
|---------------------------------|--------------|
| - Magrone | H = 20 cm |
| - Platea | H = 50 cm |
| - Berlinesi | |
| - Muri perimetrali in CA | |
| - Setti in CA in opera | |
| - Pilastri in CA in opera | |
| - Solai in latero-cemento | H = 25 cm |
| - Solai in lastre prefabbricate | H = 25-28 cm |
| - Travi metalliche | |
| - Pilastri metallici | |
| - Controventi metallici | |

1.2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

L'analisi della struttura in oggetto e' stata fatta utilizzando i metodi usuali della Scienza delle Costruzioni ed in conformita' alle normative e leggi vigenti:

- DM 17 Gennaio 2018
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617
- Circolare 21 Gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP.
- CNR-DT 207/2008 : Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni
- UNI ENV 1992-1-1 : “Calcestruzzo – Prestazioni, produzione, getto e criteri di conformità”.
- UNI EN 206-1 Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità per prescrivere il calcestruzzo;
- la UNI EN 13670-1 Esecuzione di strutture di calcestruzzo – Requisiti comuni.
- UNI EN 1992-1-1 : Progettazione delle strutture in calcestruzzo;
- UNI EN 1993-1-1 : Progettazione delle strutture in acciaio;
- UNI EN 1992-1-2:2019: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio”
- D.M. 16.02.2007: “Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione”
- D.M. 16.02.2007 – Allegato C: “Modalità per la classificazione in base ai risultati di calcoli”
- D.M. 16.02.2007 – Allegato D: “Modalità per la classificazione in base a confronti con tabelle”

1.3. TERRENO E STRUTTURA DI FONDAZIONE

Le caratteristiche del terreno sono ricavate dalla relazione geologica-geotecnica, a firma del Dott. Geol. Mauro BUGNANO, del luglio 2010.

1.4. CRITERI DI ANALISI DELLA SICUREZZA

1.4.1. Definizione e classificazione

Con riferimento alle normative precedentemente citate, le strutture in oggetto sono progettate secondo il metodo degli *Stati Limite*:

a. Stati limite ultimi

Gli stati limite ultimi sono quelli associati al collasso o ad altre forme di cedimento strutturale che possono mettere in pericolo la sicurezza delle persone. Le situazioni che precedono il collasso sono trattate anch'esse come stati limite ultimi. Gli stati limite ultimi per cui è richiesta la verifica riguardano:

- la perdita di equilibrio della struttura o di una parte di essa, considerata come corpo rigido;
- il dissesto per deformazione eccessiva, rottura o perdita di stabilità della struttura o di una parte di essa, compresi i vincoli e le fondazioni.

b. Stati limite di esercizio

Gli stati limite di esercizio corrispondono a stati al di là dei quali non risultano più soddisfatti i requisiti di uso richiesti. Gli stati limite di esercizio per cui è richiesta la verifica riguardano:

- le deformazioni o inflessioni che nuocciono all'aspetto o modificano la possibilità d'uso della struttura (inclusi i malfunzionamenti di apparecchiature e impianti) o danneggiano le finiture o gli elementi non strutturali;
- la fessurazione del calcestruzzo se può influire negativamente sull'aspetto, sulla durabilità o sulla impermeabilità all'acqua dell'opera;
- il danneggiamento del calcestruzzo in presenza di compressione eccessiva, che può portare a perdita di durabilità;
- le vibrazioni se possono causare disturbo agli occupanti, danno all'edificio o ai beni in esso contenuti o limitarne l'idoneità all'uso.

1.4.2. Metodi di verifica

Una struttura deve essere verificata per tutti gli stati limite considerati significativi, sia ultimi che di esercizio. Le verifiche agli stati limite di esercizio vengono effettuate utilizzando modelli che ipotizzano il comportamento elastico dei materiali, modificato per tener conto della fessurazione del

calcestruzzo (sezione parzializzata omogeneizzata). Il progetto/verifica agli stati limite ultimi si basa su modelli plastici. Per tutti gli stati limite occorre preliminarmente cumulare le azioni permanenti (peso proprio e carichi permanentemente portati) e variabili (carichi di esercizio, vento, neve) mediante idonee “combinazioni di carico” e disporre i carichi variabili sulla struttura in modo da “massimizzare” l’effetto sfavorevole considerato.

1.4.3. Verifiche di resistenza al fuoco

Le strutture sono progettate per avere una adeguata resistenza al fuoco, in conformità alle richieste del progetto prevenzione incendi.

Le verifiche sono svolte in accordo al DM 16/02/2007; i metodi adottati sono:

- “*tabellare*”, secondo l’allegato D del DM 16/02/2007.
- “*analitico*”, per elementi singolari, in accordo con l’allegato C del DM 16/02/2007.

Il livello di resistenza richiesto è R60 e R 90. Tale requisito sarà in linea di massima ottenuto calibrando adeguatamente gli spessori dei copriferro delle armature.

Per la scelta dei copriferri si è fatto riferimento a quanto previsto nel D.M 16.02.2007, in dettaglio:

D.6 Travi, pilastri e pareti in calcestruzzo armato ordinario e precompresso

D.6.1 La tabella seguente riporta i valori minimi (mm) della larghezza b della sezione, della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta e della larghezza d'anima b_w di travi con sezione a larghezza variabile sufficienti a garantire il requisito R per le classi indicate di travi semplicemente appoggiate. Per travi con sezione a larghezza variabile b è la larghezza in corrispondenza della linea media delle armature tese.

Classe	Combinazioni possibili di b e a				b_w
30	$b = 80/a = 25$	120/20	160/15	200/15	80
60	$b = 120/a = 40$	160/35	200/30	300/25	100
90	$b = 150/a = 55$	200/45	300/40	400/35	100
120	$b = 200/a = 65$	240/60	300/55	500/50	120
180	$b = 240/a = 80$	300/70	400/65	600/60	140
240	$b = 280/a = 90$	350/80	500/75	700/70	160

I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di b e a ne possono tenere conto nella maniera indicata nella tabella D.5.1. Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

D.6.2 La tabella seguente riporta i valori minimi (mm) del lato più piccolo b di pilastri a sezione rettangolare ovvero del diametro di pilastri a sezione circolare e della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta sufficienti a garantire il requisito R per le classi indicate di pilastri esposti su uno o più lati che rispettano le seguenti limitazioni:

- lunghezza effettiva del pilastro (da nodo a nodo) ≤ 6 m (per pilastri di piani intermedi) ovvero $\leq 4,5$ m (per pilastri dell'ultimo piano);

e

- area complessiva di armatura $A_s \leq 0,04 A_c$ area efficace della sezione trasversale del pilastro

Classe	Esposto su più lati		Esposto su un lato
30	$B = 200/a = 30$	300/25-	160/25
60	$B = 250/a = 45$	350/40	160/25
90	$B = 350/a = 50$	450/40	160/25
120	$B = 350/a = 60$	450/50	180/35
180	$B = 450/a = 70$	-	230/55
240	-	-	300/70

I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di a ne possono tenere conto nella maniera indicata nella tabella D.5.1. Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

D.5 Solette piene e solai alleggeriti

D.5.1 La tabella seguente riporta i valori minimi (mm) dello spessore totale H di solette e solai, della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta sufficienti a garantire il requisito R per le classi indicate.

Classe	30	60	90	120	180	240
Solette piene con armatura monodirezionale	$H = 80/a = 10$	120/20	120/30	160/40	200/55	240/65
Solai misti di lamiera di acciaio con riempimento di calcestruzzo [1]	$H = 80/a = 10$	120/20	120/30	160/40	200/55	240/65
Solai a travetti con alleggerimento [2]	$H = 160/a = 15$	200/30	240/35	240/45	300/60	300/75
Solai a lastra con alleggerimento [3]	$H = 160/a = 15$	200/30	240/35	240/45	300/60	300/75

I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di H e a ne devono tenere conto nella seguente maniera: 10 mm di intonaco normale (definizione in D.4.1) equivale ad 10 mm di calcestruzzo; 10 mm di intonaco protettivo antincendio (definizione in D.4.1) equivale a 20 mm di calcestruzzo. Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

[1] In caso di lamiera grecata H rappresenta lo spessore medio della soletta. Il valore di a non comprende lo spessore della lamiera. La lamiera ha unicamente funzione di cassero. In caso contrario la lamiera va protetta secondo quanto indicato in D.7.1

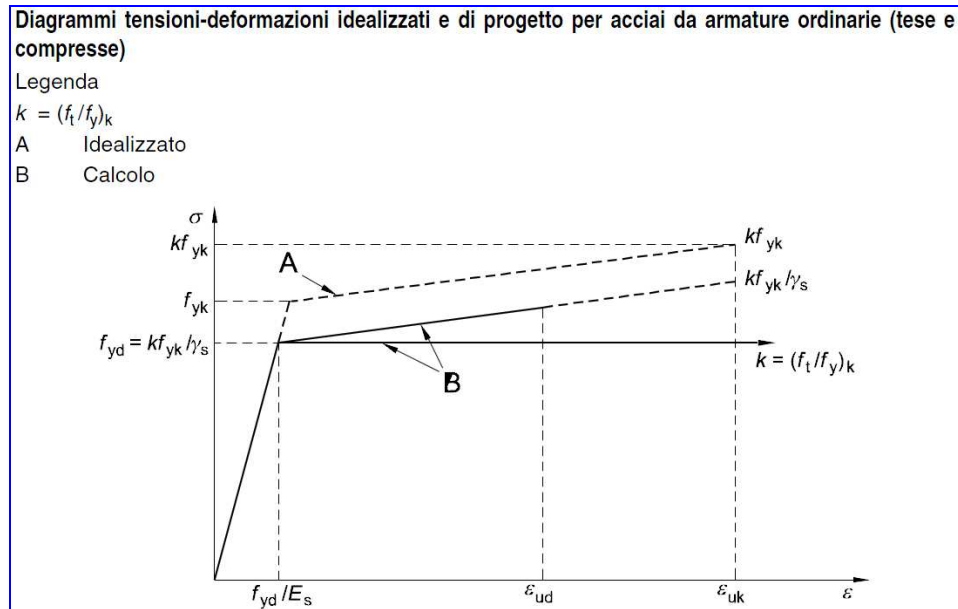
[2] Deve essere sempre presente uno strato di intonaco normale di spessore non inferiore a 20 mm ovvero uno strato di intonaco isolante di spessore non inferiore a 10 mm.

[3] In caso di alleggerimento in polistirene o materiali affini prevedere opportuni sfoghi delle sovrappressioni.

1.5. MATERIALI

1.5.1. Acciai

- Acciaio ordinario tipo B450C controllato in stabilimento



- | | | |
|---|--|-----------------------------------|
| - | resistenza a trazione caratteristica | $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$ |
| - | tensione di snervamento caratteristica | $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ |
| - | modulo elastico medio | $E_{sm} = 200 \text{ kN/mm}^2$ |
| - | fattore di sicurezza parziale | $\gamma_s = 1.15$ |
| - | tensione di snervamento di calcolo | $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$ |
| - | deformazione di snervamento di calcolo | $\epsilon_{syd} = 1.96 \text{ ‰}$ |

- Acciaio per carpenteria metallica tipo S275JR controllato in stabilimento con

- tensione di rottura caratteristica $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$
- tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$
- modulo elastico medio $E_{sm} = 210 \text{ kN/mm}^2$

- Bulloneria:

Viti: Classe 8.8

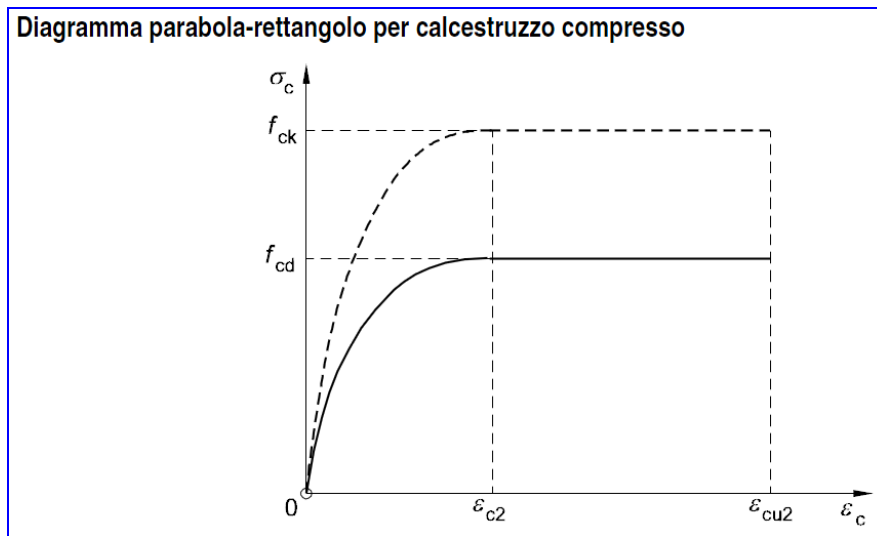
- tensione di rottura caratteristica $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$
- tensione di snervamento caratteristica $f_{yb} = 649 \text{ N/mm}^2$

Dadi: Classe 6.6

- Acciaio per i perni di classe C40 bonificato

- tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} = 640 \text{ N/mm}^2$

1.5.2. Conglomerato Cementizio



- Conglomerato a prestazione classe C25/30, con:

- | | | | | |
|---|-----------------|---|--------|----------|
| - resistenza a compressione cubica caratteristica | R_{ck} | = | 30 | N/mm^2 |
| - resistenza a compressione cilindrica caratteristica | f_{ck} | = | 24.9 | N/mm^2 |
| - modulo elastico secante medio | E_{cm} | = | 31'447 | N/mm^2 |
| - fattore di sicurezza parziale | γ_c | = | 1.5 | |
| - resistenza a compressione cilindrica di calcolo | f_{cd} | = | 14.11 | N/mm^2 |
| - deformazione limite elastica | ϵ_{c2} | = | 0.2 % | |
| - deformazione limite ultima | ϵ_{cu} | = | 0.35 % | |

1.6. SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI

La struttura e' stata schematizzata escludendo il contributo degli elementi aventi rigidezza e resistenza trascurabili a fronte dei principali. E' quindi stata considerata l'orditura a telaio tridimensionale, i solai ed i setti verticali ad elevata rigidezza.

I plinti di fondazione vengono assimilati a vincoli elastici di cui e' fornita la costante di rigidezza. Le travi di fondazione sono schematizzate come poggianti su vincoli elastici distribuiti.

1.7. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI

La struttura e' modellata con il metodo degli elementi finiti, applicato a sistemi tridimensionali. Gli elementi utilizzati sono sia monodimensionali (trave con eventuali sconessioni interne), che bidimensionali (piastre e membrane triangolari e quadrangolari). I vincoli sono considerati puntuali ed inseriti tramite le sei costanti di rigidezza elastica, oppure come elementi asta poggianti su suolo elastico. Le sezioni oggetto di verifica nelle travi sono stampate a passo costante; dei gusci si conoscono le sollecitazioni nel baricentro dell'elemento stesso.

1.8. CONDIZIONI DEI CARICHI STATICI

In accordo con la normativa, si verifica che la struttura sia in grado di resistere alle azioni indotte dai seguenti tipi di carichi:

	DENOMINAZIONE	CATEGORIA NTC '08	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
1	Peso proprio fondazioni	G ₁			
2	Peso proprio strutture	G ₁			
3	Permanenti	G ₂			
4	Residenziale	A ₁	0,7	0,5	0,3
5	Neve	Neve (<1000m slm)	0,5	0,2	0,0

1.9. ANALISI DEI CARICHI

Sono state considerate nei calcoli le seguenti azioni:

1.9.1. Pesi propri (G_1)

- Peso proprio elementi in c.a.		25.00	kN/m^3
- Peso proprio elementi in acciaio		78.00	kN/m^3
- Peso proprio solai H=25		3.00	kN/m^2
- Peso proprio solai “predalles” (con blocchi in laterizio); H=25		4.15	kN/m^2
- Peso proprio solai “predalles” (con blocchi in laterizio); H=28		4.35	kN/m^2

1.9.2. Carichi permanenti (G_2)

- <u>Pavimento piano tipo</u>		2.00	kN/m^2
o Finito: Piastrelle in ceramica	s=2,0 cm	0,36	
o Massetto autolivellante	s=4,2	0,80	
o Pannelli per impianto radiante	s=2,0	0,01	
o Isolante acustico: gomma e sughero	s=0,8	0,06	
o Sottofondo: cls cellulare	s=11	0,66	
o Isolante: Lana di roccia	s=3,0	0,01	
o Finitura: Cartongesso in lastre	s=1,5	0,11	
- <u>Tramezzi (carico distribuito su solaio secondo DM '18 §3.1.3)</u>		1,60	kN/m^2
o Finitura: intonaco di calce e gesso	s=2,0 cm	0,28	
o Mattone forato in laterizio	s=8,0	0,64	
o Finitura: intonaco di calce e gesso	s=2,0	0,21	
TOTALE		1,20	kN/m^2
<u>TOTALE LINEARE - H= 3,00 m</u>		3,60	kN/m
- <u>Divisori M2/M3 (carico lineare su travi)</u>		6,00	kN/m
o Finitura: intonaco di calce e gesso	s=2.0 cm	0.28	
o Mattone forato in laterizio	s=8,0	0,64	
o Coibente: lana di vetro	s=15.0	0.11	
o Isolante acustico: gomma e sughero	s=0.8	0.06	

○ Mattone forato in laterizio	s=8,0	0,64	
○ Finitura: intonaco di calce e gesso	s=2.0 cm	0.28	
TOTALE		2,00	kN/m^2
<u>TOTALE LINEARE - H= 3,00 m</u>		<u>6,00</u>	<u>kN/m</u>
- <u>Tamponamento (carico lineare su travi)</u>			
○ Finitura: intonaco di calce e gesso	s=2.0 cm	0.28	
○ Muratura: Poroton	s=25,0	2,00	
○ Rinzafo: intonaco di calce e gesso	s=1.0 cm	0.14	
○ Coibente: lana di vetro	s=15.0	0.11	
○ Finitura: fibra cemento	s=1.25 cm	0.16	
○ Finitura: intonaco di calce e gesso	s=0.7 cm	0.14	
TOTALE		2,83	kN/m^2
<u>TOTALE LINEARE - H= 3,00 m</u>		<u>8,50</u>	<u>kN/m</u>
- Vasche di terreno		5.00	kN/m^2
- Finito copertura		2.00	kN/m^2
- Impianti in copertura		≤ 2.00	kN/m^2
- Pannelli solari		0.20	kN/m^2

1.9.3. Carichi variabili (Q)

- Spazi comuni		4.00	kN/m^2
- Residenziale		2.00	kN/m^2
- Balconi e scale		4.00	kN/m^2
- Neve	<i>si veda di seguito</i>	1.23	kN/m^2
- Vento	<i>si veda di seguito</i>		

Analisi carico neve

▪ Zona	1	
▪ Altitudine	239	<i>m</i>
▪ Periodo di ritorno	50	<i>anni</i>
▪ q_{sk} (carico neve al suolo)	1.54	kN/m^2
▪ Inclinazione della falda	0-26	$^{\circ}$

- q_{sk} (carico neve - $\mu=0,8$) 1.23 kN/m^2

Analisi carico vento

- Zona 1
- Altitudine 239 m
- Periodo di ritorno 50 *anni*
- Classe di rugosità A
- Posizione rispetto al mare Entroterra
- Categoria di esposizione V
- Altezza sul suolo 25 m
- Velocità di riferimento v_r 25,00 m/s
- Pressione cinetica di riferimento q_r 0,39 kN/m^2
- Coefficiente dinamico c_d 1,00
- Coefficiente d'attrito c_f 0,01
- Coefficiente di esposizione c_e 2,00
- Tipologia di costruzione Tettoie e pensiline isolate
- Inclinazione spiovente α 30 °
- Coefficiente di pressione c_p $\pm 1,80$
- Pressione del vento p $\pm 1,41$ kN/m^2

1.9.4. Sisma

Dati Progetto

- Sito	TORINO (long. 7.674	lat. 45.070)	
- Categoria del suolo di fondazione		B	
- Coeff. di amplificazione stratigrafica	S _s	1.200	
- Coeff. di amplificazione topografica	S _T	1.000	
- Coefficiente	S	1.200	
- Vita nominale dell'opera	V _N	50	anni
- Coefficiente d'uso (classe d'uso II)	C _U	1.0	
- Periodo di riferimento	V _R	50	
- Probabilità di superamento in V _{R,SLU}	PV _R	10	%
- Probabilità di superamento in V _{R,SLD}	PV _R	63	%
- Tempo di ritorno	T _R	475	
- Coeff. di smorzamento viscoso	ξ	5	%
- Coefficiente lambda	λ	1	
- Comportamento strutturale	NON DISSIPATIVO		
- Fattore di comportamento	q	1.5	
- Metodo di analisi sismica	DINAMICA LINEARE		

Valori risultanti per SLV:

- Accelerazione orizzontale massima	a _g	0.563	g/10
- Fattore amplificazione spettrale massima	F _o	2.758	
- Periodo di inizio del tratto a velocità costante	T _C *	0.270	s
- Accelerazione massima del sito	a _g S	0.067	g

Valori risultanti per SLD:

- Accelerazione orizzontale massima	a _g	0.292	g/10
- Fattore amplificazione spettrale massima	F _o	2.587	
- Periodo di inizio del tratto a velocità costante	T _C *	0.193	s
- Accelerazione massima del sito	a _g S	0.035	g

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} . \quad (3.2.17)$$

I valori dei coefficienti ψ_{2j} sono riportati nella Tabella 2.5.I

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Condizioni generanti carichi sismici

n	condizione	coefficiente
2	Peso proprio	1,00
3	Permanenti	1,00
4	Residenziale	0,30

1.10. COMBINAZIONI DI CARICO

NOM	DESCRIZIONE	VERIF.	TIPO	CONDIZIONI INSERITE			CASI INS.		
				Nro	Descrizione	Coef.	Somma	Nom	Coef.
1	SLU SENZA SISMA	SLU	somma	1	PP_fond	1.300	+		
				2	PP_str	1.300	+		
				3	Permanenti	1.500	+		
				4	ES_residenziale	1.500	+		
				5	Neve	1.500	+		
2	SISMAX SLU			da analisi dinamica					
3	SISMAY SLU			da analisi dinamica					
4	SLU con SISMAX PRINC	SLU	somma	1	PP_fond	1.000	+	2	1.000
				2	PP_str	1.000	+	3	.300
				3	Permanenti	1.000	+		
				4	ES_residenziale	.300	+		
5	SLU con SISMAY PRINC	SLU	somma	1	PP_fond	1.000	+	3	1.000
				2	PP_str	1.000	+	2	.300
				3	Permanenti	1.000	+		
				4	ES_residenziale	.300	+		
6	SLD con SISMAX PRINC	SLD	somma	1	PP_fond	1.000	+	2	.731
				2	PP_str	1.000	+	3	.219
				3	Permanenti	1.000	+		
				4	ES_residenziale	.300	+		
7	SLD con SISMAY PRINC	SLD	somma	1	PP_fond	1.000	+	3	.731
				2	PP_str	1.000	+	2	.219
				3	Permanenti	1.000	+		
				4	ES_residenziale	.300	+		
8	SLU FON con SISMAX P	SLU_FON	somma	1	PP_fond	1.000	+	2	1.100
				2	PP_str	1.000	+	3	.330
				3	Permanenti	1.000	+		
				4	ES_residenziale	.300	+		
9	SLU FON con SISMAY P	SLU_FON	somma	1	PP_fond	1.000	+	3	1.100
				2	PP_str	1.000	+	2	.330
				3	Permanenti	1.000	+		
				4	ES_residenziale	.300	+		
10	Rara	RARA	somma	1	PP_fond	1.000	+		
				2	PP_str	1.000	+		
				3	Permanenti	1.000	+		
				4	ES_residenziale	1.000	+		
				5	Neve	1.000	+		
11	Frequente	FREQ	somma	1	PP_fond	1.000	+		
				2	PP_str	1.000	+		
				3	Permanenti	1.000	+		
				4	ES_residenziale	.500	+		
				5	Neve	.200	+		

12	Quasi Perm	QPERM	somma	1	PP_fond	1.000	+		
				2	PP_str	1.000	+		
				3	Permanenti	1.000	+		
				4	ES_residenziale	.300	+		

1.11. MODELLAZIONE DEI MATERIALI E TIPO DI ANALISI

I materiali costituenti la struttura sono considerati elastici e con comportamento lineare. Le loro caratteristiche sono specificate nella stampa dei dati di input.

Le analisi strutturali condotte sono statiche in regime lineare. Il metodo di calcolo e' ad elementi finiti. Il calcolo sismico e' stato effettuato tramite analisi statica. La verifica delle membrature in cemento armato viene eseguita considerando tutte le caratteristiche di sollecitazione.

2. CODICE DI CALCOLO

Per il calcolo delle sollecitazioni e per la verifica di travi e pilastri in cemento armato si è fatto ricorso all'elaboratore elettronico utilizzando il seguente programma di calcolo:

DOLMEN WIN (R), versione del 20011, prodotto, distribuito ed assistito dalla CDM DOLMEN srl, con sede in Torino, Via Drovetti 9/F.

Questa procedura è sviluppata in ambiente Windows, ed è stata scritta utilizzando i linguaggi Fortran e C. DOLMEN WIN permette l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono la trave, con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse, ed il guscio, sia rettangolare che triangolare, avente comportamento di membrana e di piastra. I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. I vincoli sono forniti tramite le sei costanti di rigidità elastica.

A supporto del programma è fornito un ampio manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

2.1. GRADO DI AFFIDABILITÀ DEL CODICE

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto, come indicato nel paragrafo precedente. La presenza di un modulo CAD per l'introduzione di dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi introdotti. È possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura. Al termine dell'elaborazione viene inoltre valutata la qualità della soluzione, in base all'uguaglianza del lavoro esterno e dell'energia di deformazione.

2.2. MOTIVAZIONE DELLA SCELTA DEL CODICE

DOLMEN WIN permette in campo elastico lineare un'analisi dettagliata del comportamento dell'intera struttura, tenendo conto del comportamento irrigidente di setti anche complessi e solai considerati con la loro effettiva rigidità. È possibile inoltre scegliere il grado di affinamento dell'analisi di elementi complessi utilizzando mesh via via più dettagliate.

2.3. VALUTAZIONE DELLA CORRETTEZZA DEL MODELLO

Il modello di calcolo adottato e' da ritenersi appropriato in quanto non sono state riscontrate labilita', le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati, la simmetria di carichi e struttura da' origine a sollecitazioni simmetriche.

2.4. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

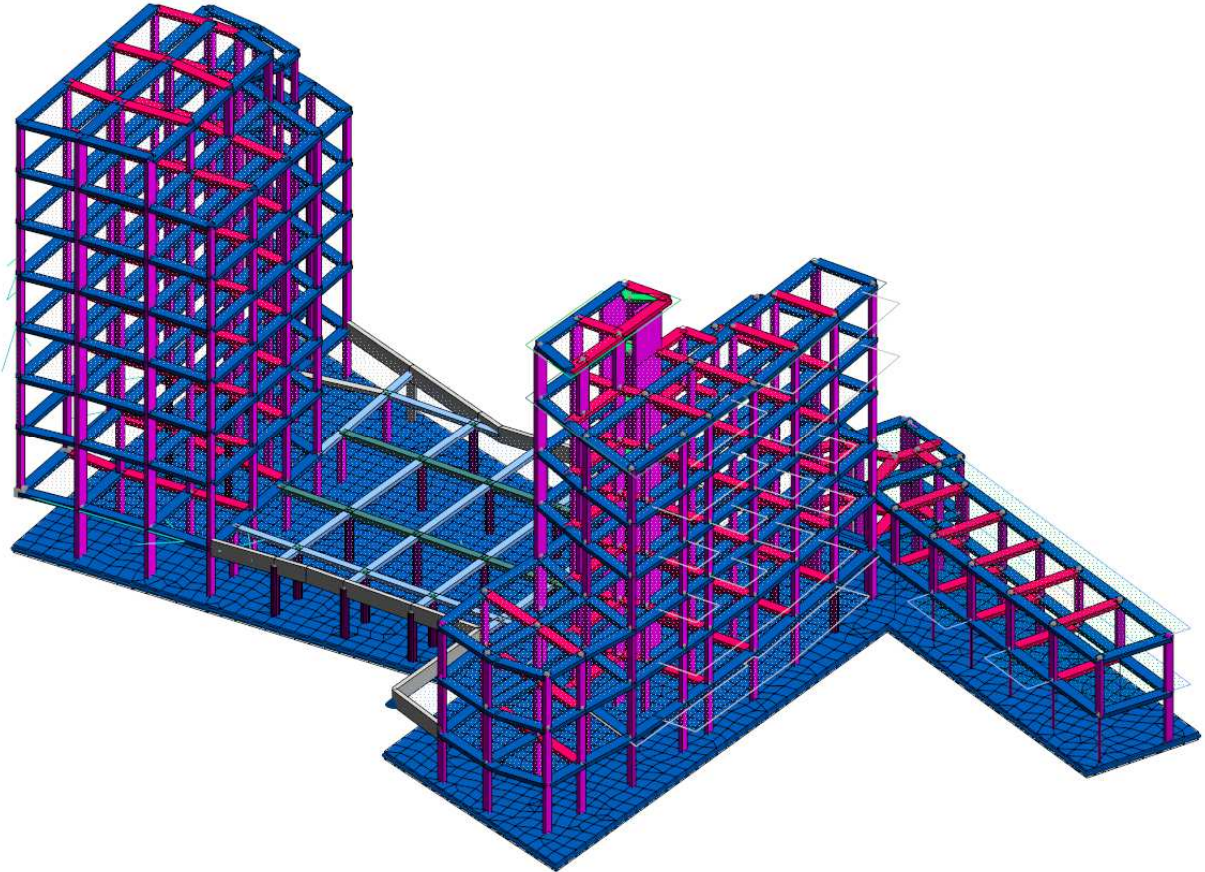
L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo nonche' il confronto con calcolazioni di massima eseguite manualmente porta ad confermare la validita' dei risultati.

3. RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE PORTANTI

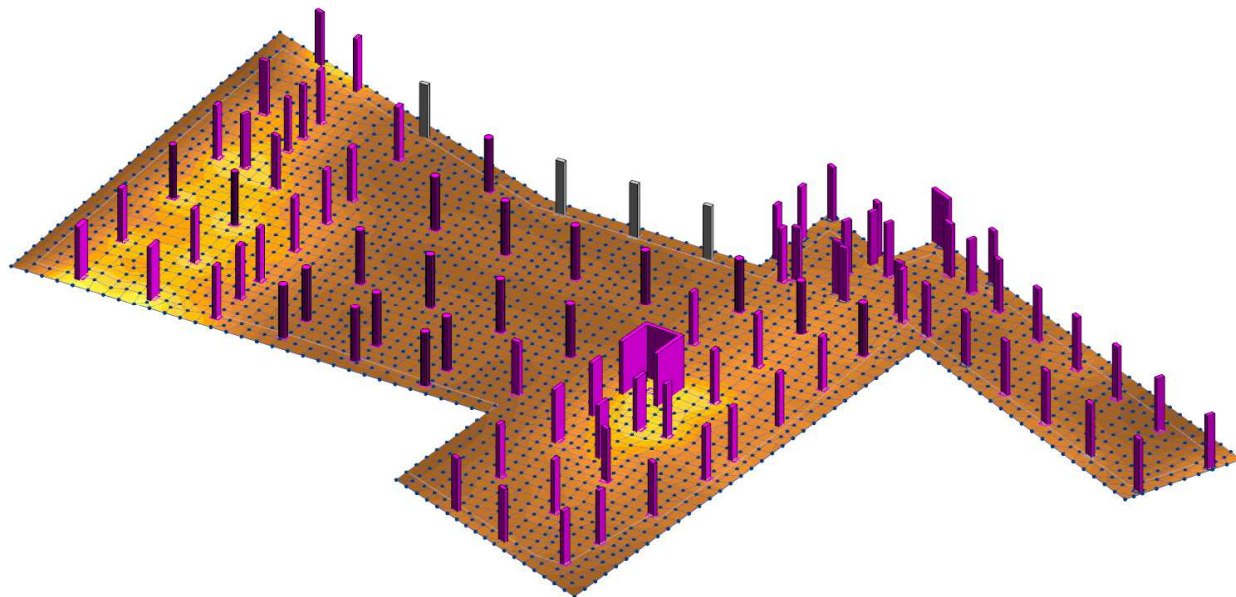
Alla presente relazione si allegano le seguenti stampe:

- Modello tridimensionale di calcolo;
- Distribuzione delle pressioni sul terreno;
- Schemi grafici delle sollecitazioni delle strutture in cemento;
- Schemi grafici delle sollecitazioni delle strutture in carpenteria metallica.

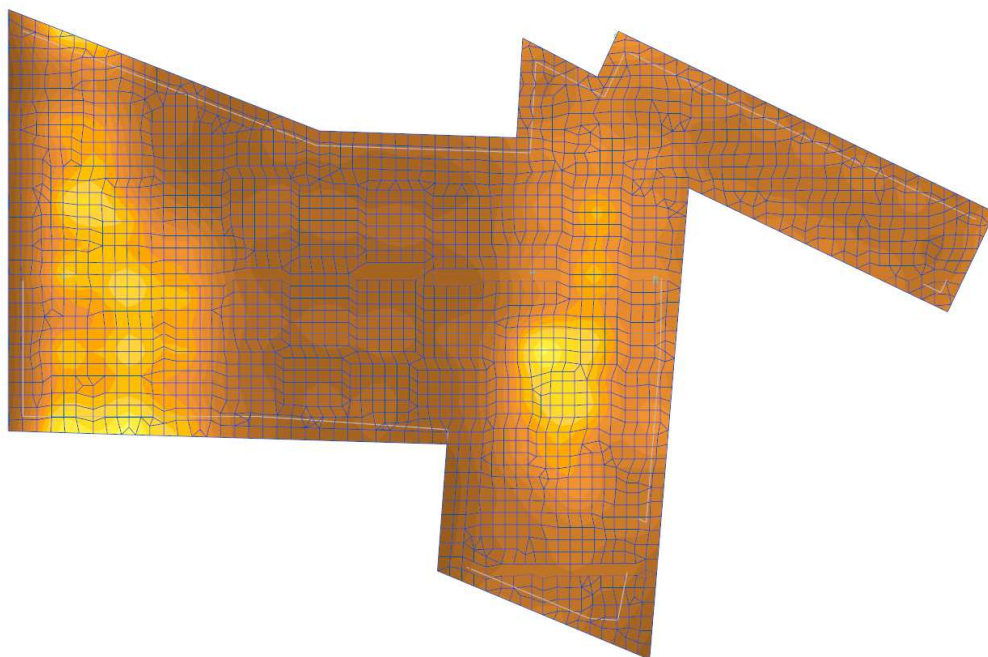
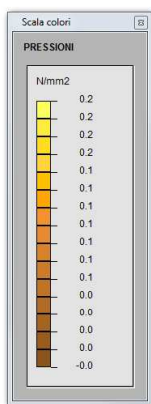
3.1. MODELLO CALCOLO



3.2. DISTRIBUZIONE DELLE PRESSIONI SUL TERRENO

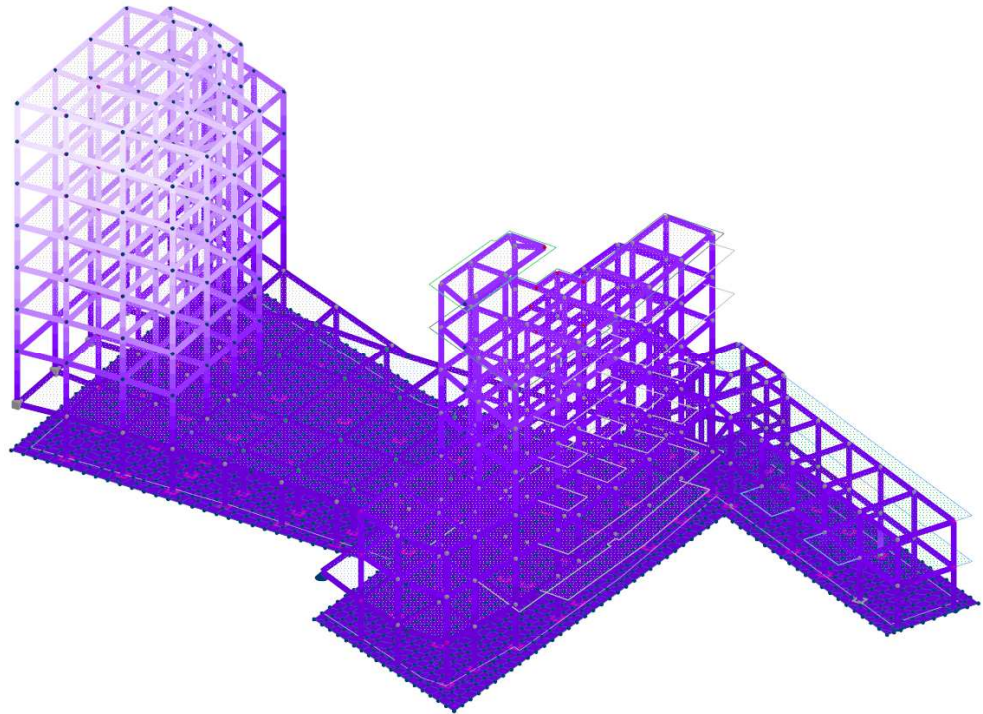
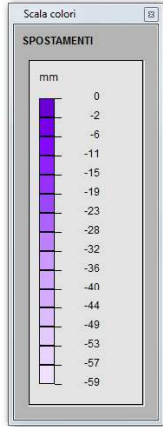


Piano XY, Z = -3303 mm

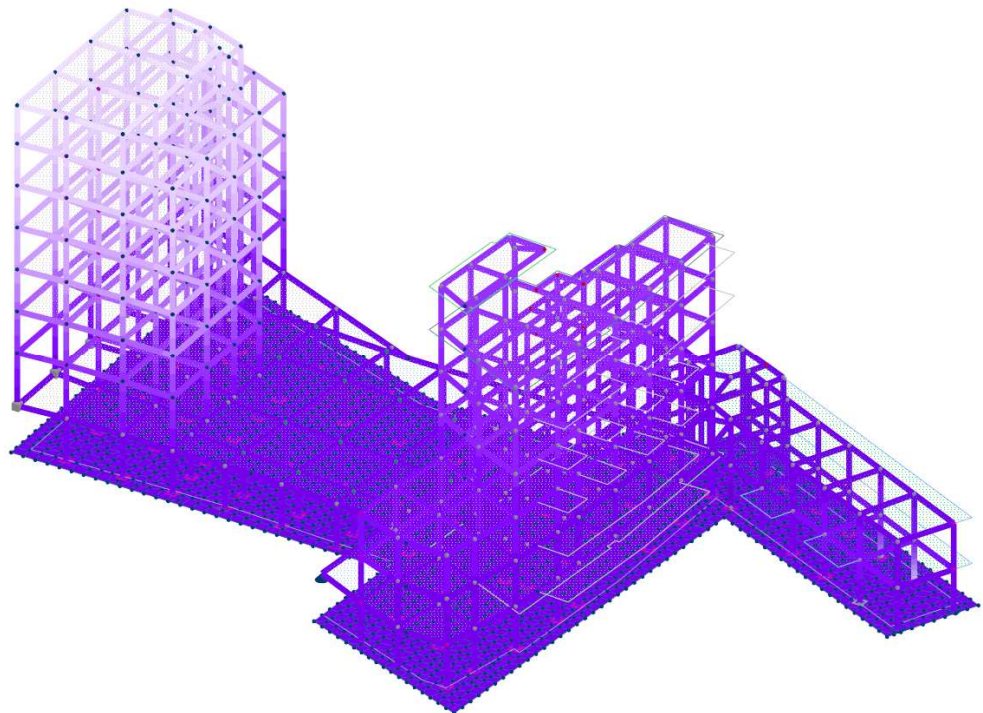
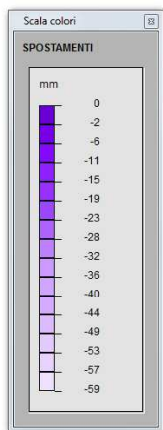


N
A

3.3. DEFORMAZIONI



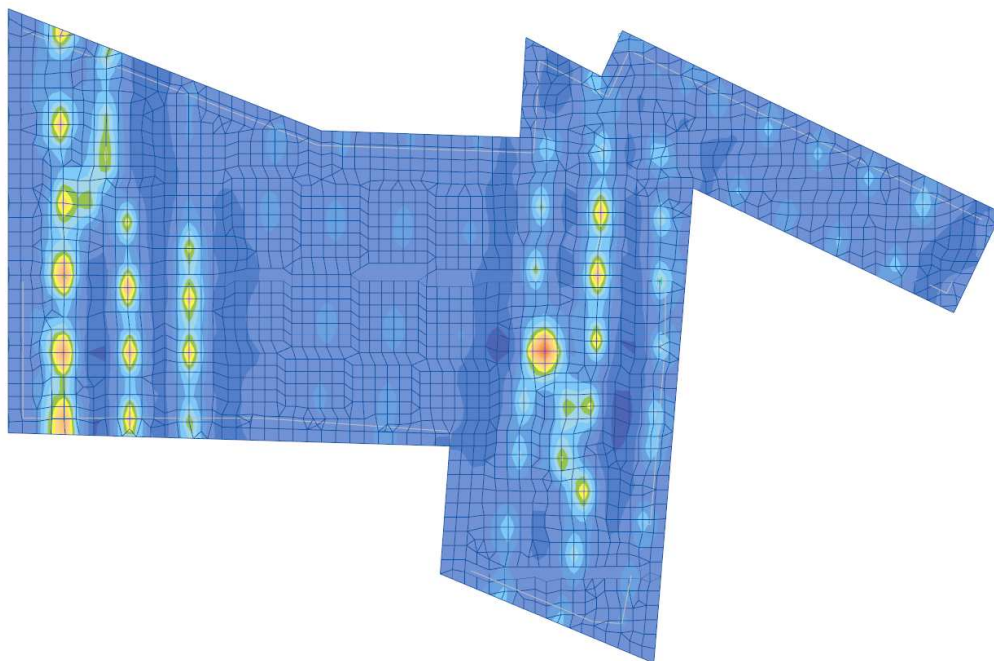
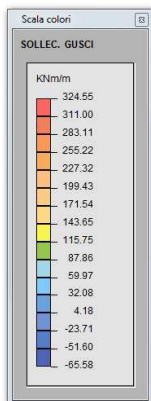
spostamenti per sisma X



spostamenti per sisma Y

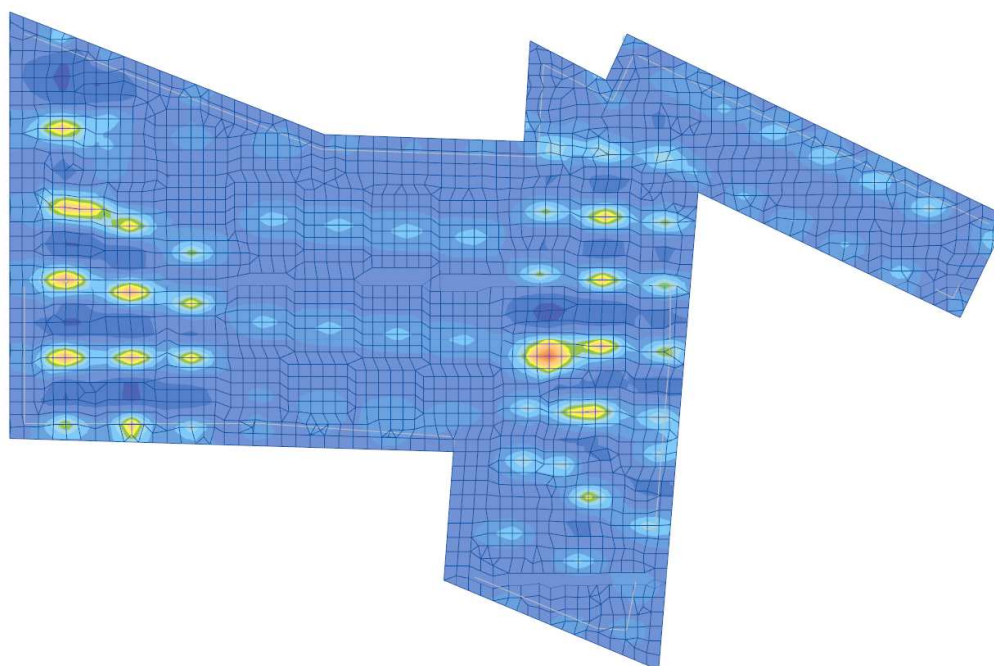
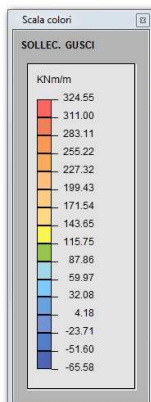
3.4. SCHEMI GRAFICI DELLE SOLLECITAZIONI NELLE STRUTTURE IN CA

Piano XY Z = -3300 mm



distribuzione delle sollecitazioni sulla platea (Mx)

Piano XY Z = -3300 mm



distribuzione delle sollecitazioni sulla platea (My)

Verifica C.A. S.L.U. - File: _

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7.70	5
2	20.11	45

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M_{xEd}	<input type="text" value="324"/>	<input type="text" value="0"/> kNm
M_{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C25/30

ϵ_{su}	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ϵ_{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ϵ_{cu}	<input type="text" value="3.5"/> ‰
E_s	<input type="text" value="200 000"/> N/mm²	f_{cd}	<input type="text" value="14.17"/> ‰
E_s/E_c	<input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd}	<input type="text" value="0.8"/> ?
ϵ_{syd}	<input type="text" value="1.957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="9.75"/>
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ_{co}	<input type="text" value="0.6"/>
		τ_{c1}	<input type="text" value="1.829"/>

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

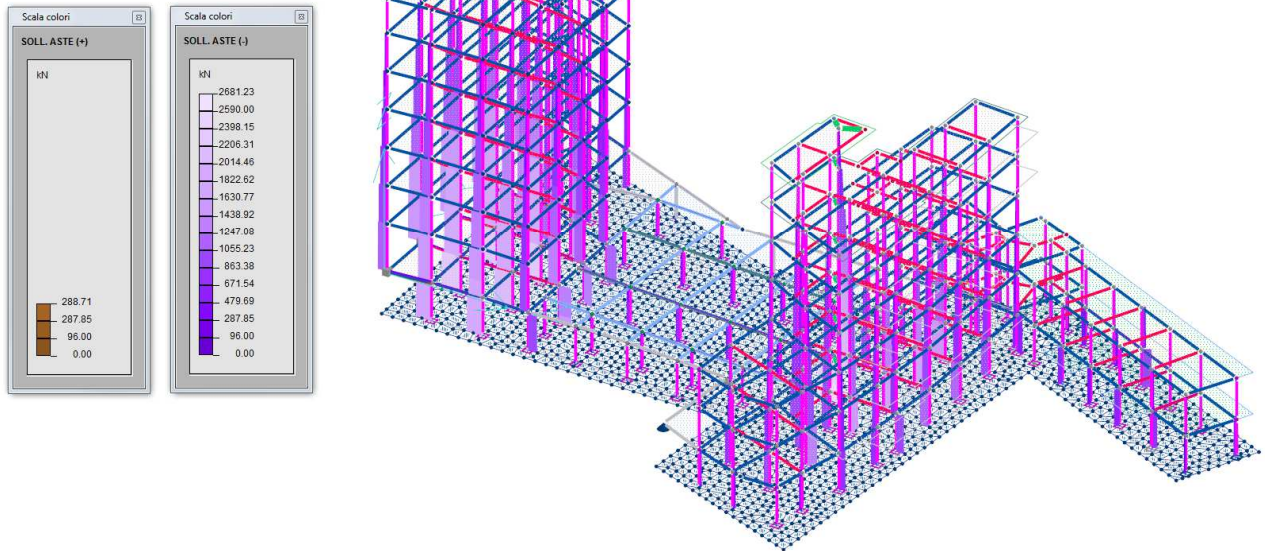
Retta Deviata

N^* rett.

cm

Precompresso

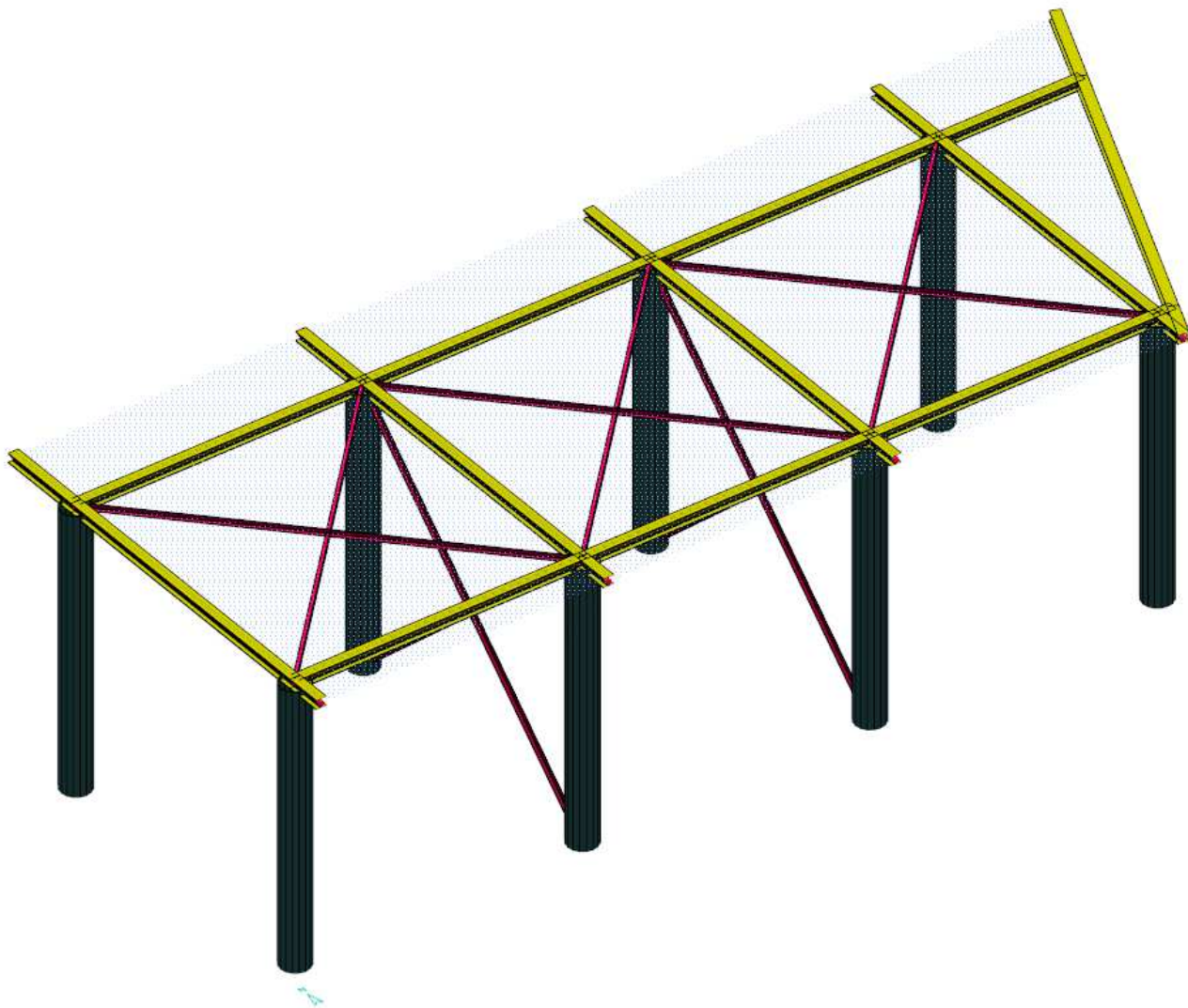
Verifica di resistenza di una striscia di platea generica



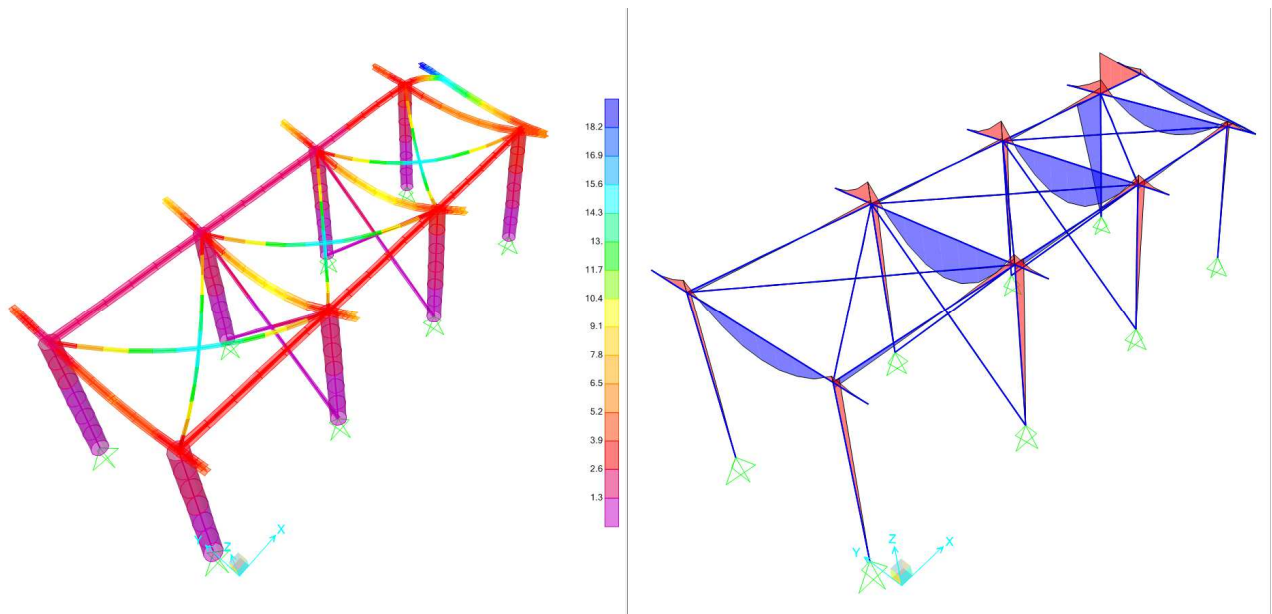
sforzi assiali nei pilastri

3.5. STRUTTURE IN ACCIAIO

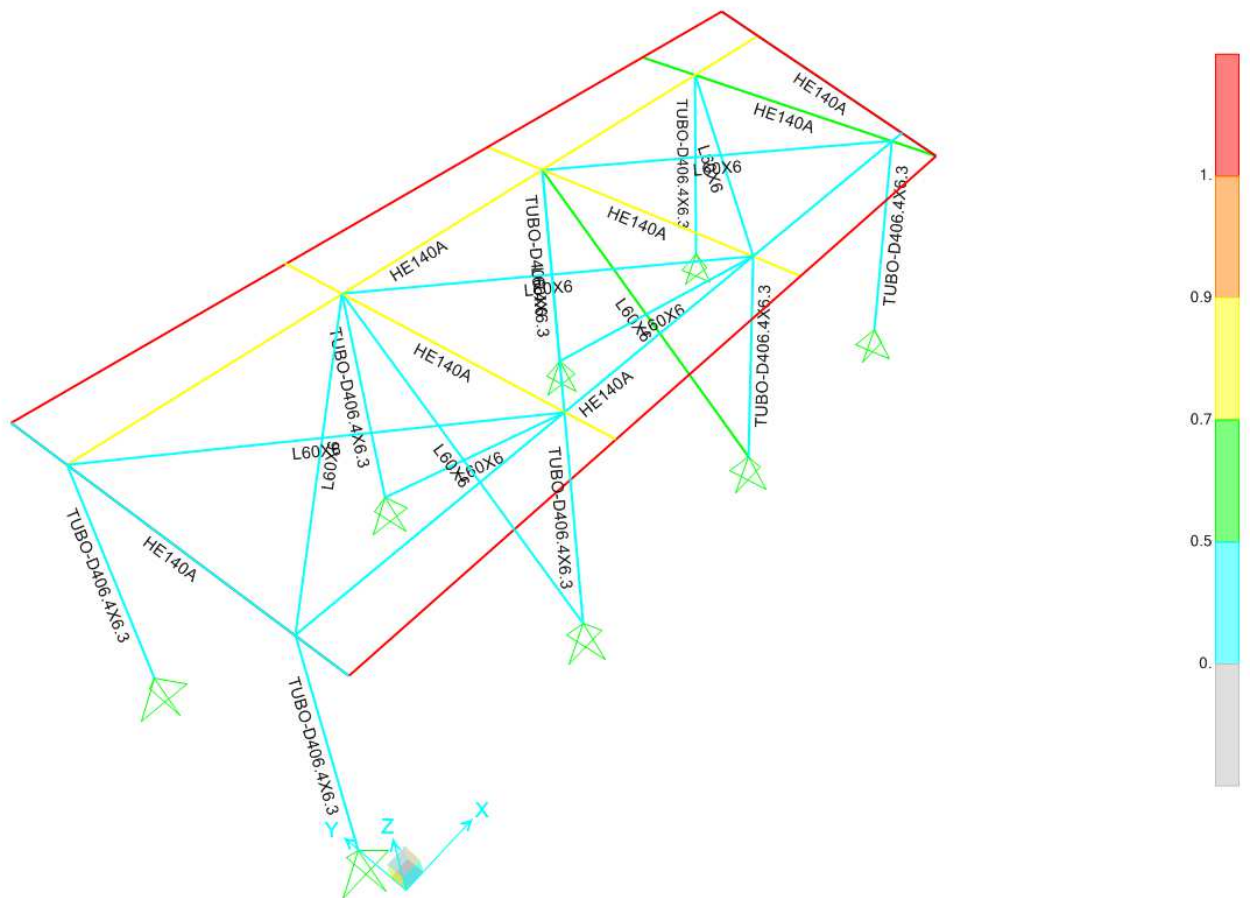
3.5.1. Tettoia per pannelli solari



Modello tridimensionale

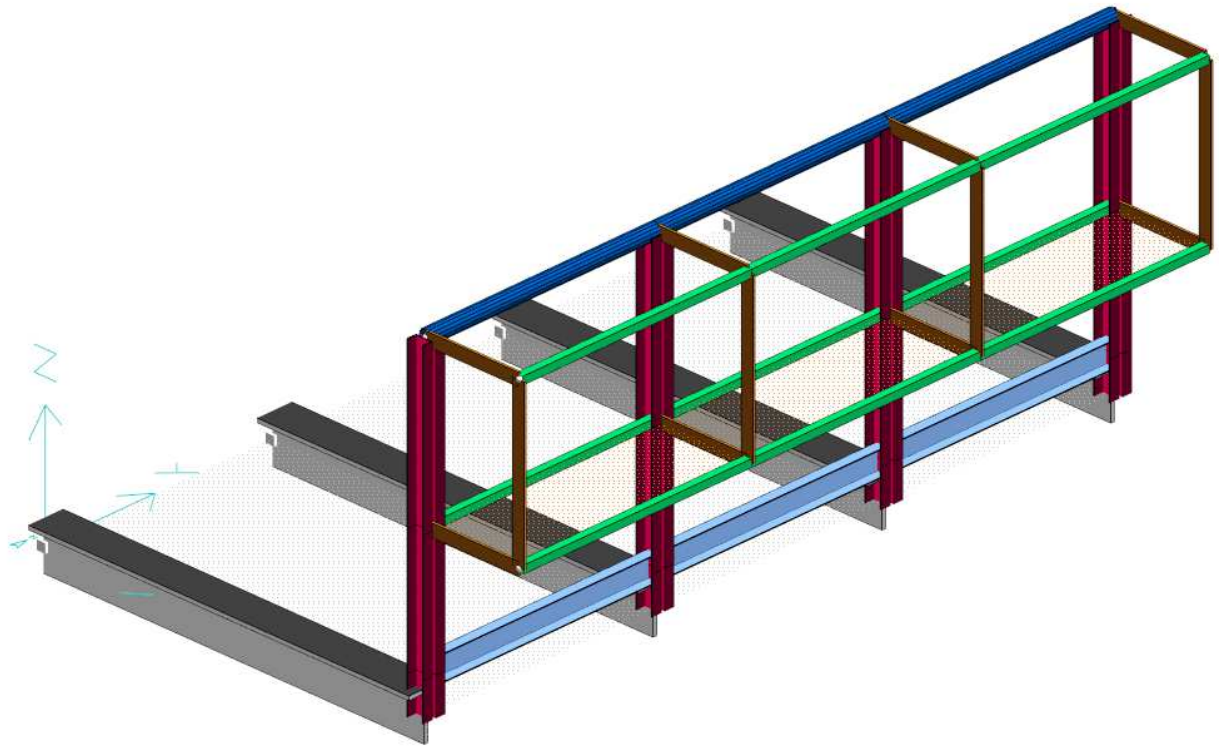


Deformata e diagramma dei momenti

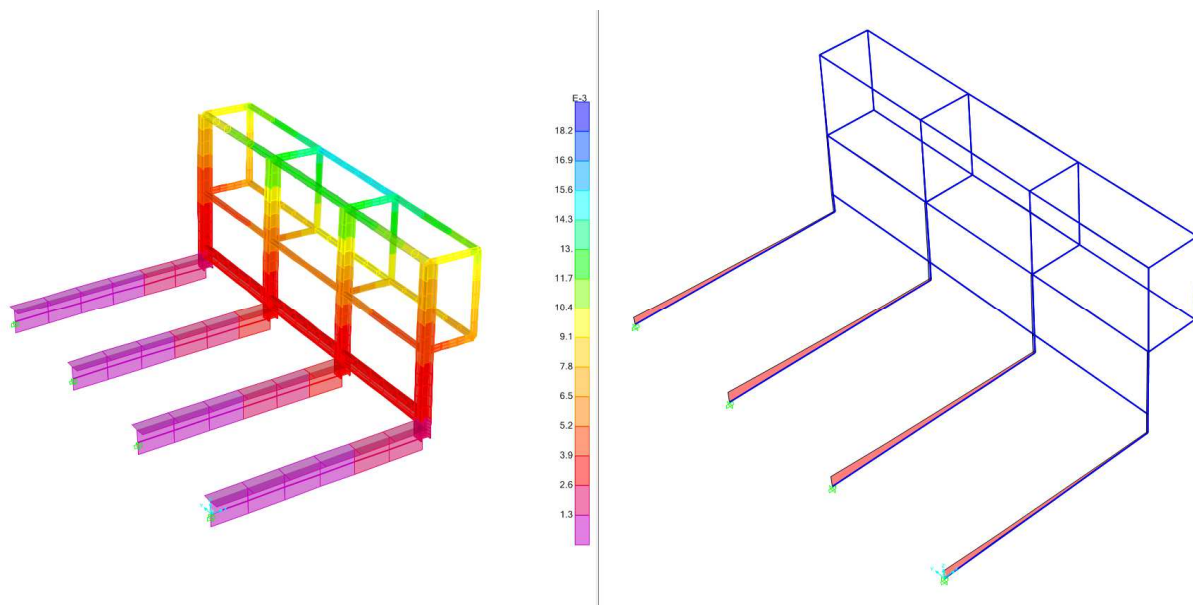


Rappresentazione grafica dei rapporti di verifica

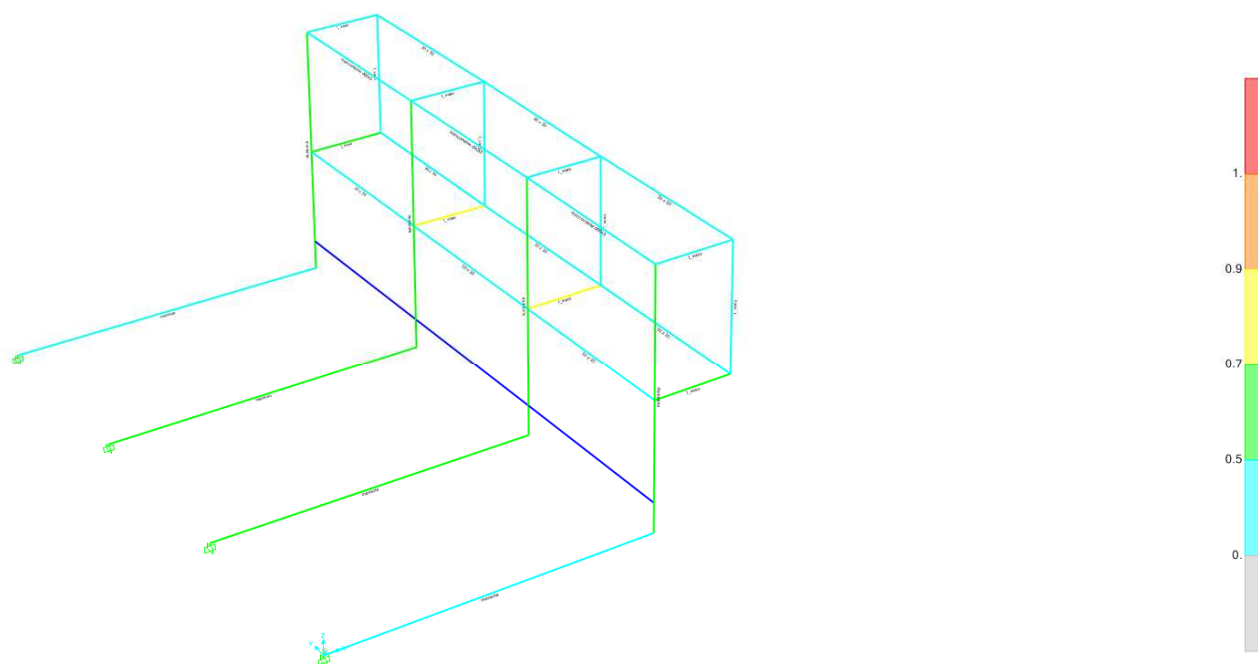
3.5.2. Balcone



Modello tridimensionale



Deformata e diagramma dei momenti



Rappresentazione grafica dei rapporti di verifica

4. CONCLUSIONI

In base ai calcoli sopra riportati si può concludere che la struttura in oggetto risulta verificata.

Il Progettista

Il Progettista
Dott. Ing. Gianfranco Patta

Torino, 30 settembre 2019