

Sistema socio-sanitario  Regione Lombardia ATS Milano Città Metropolitana	Dipartimento Amministrativo Controllo, Affari Generali e Legali
	UOC Gestione del Patrimonio e Progetti di Investimento
	Corso Italia, 19 - 20122 Milano
	Tel.: 02.85782418 - Fax: 02.85782439
	E-mail - tecnicopatrimoniale@ats-milano.it

INDIRIZZO

Via Livigno n.3 - Municipio 9 - Milano

TITOLO

MANUTENZIONE STRAORDINARIA
(art. 3, comma 1, lettera b del D.P.R. n. 380/2001)

COMMITTENTE

ATS della Città Metropolitana di Milano, nella persona del
 Direttore Generale: Dott. Walter Bergamaschi

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

Architetto Michela Paris

PROGETTISTA

Ing. DOMENICO GABRIELE
 SERTEC ENGINEERING CONSULTING srl

31 Strada Provinciale 222
 10010 Lonzè (TO)
 TEL. 0125.1970499 FAX 0125.564014
 e-mail: info.sertec@ilquadrifoglio.to.it



www.sertec-engineering.it

DIRETTORE LAVORI

Architetto Lorenzo Santambrogio

IMPRESA AFFIDATARIA

AMBITO	OGGETTO	NUMERO
STR	RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	01

DESCR. AMBITO

Strutture

LIVELLO PROG.

Progetto esecutivo

DATA

07/08/2020

SCALA

-

REVISIONI

REV.	DATA	DESCRIZIONE EMISSIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
E	.../.../.....
D	.../.../.....
C	.../.../.....
B	.../.../.....
A	07/08/2020	Consegna progetto esecutivo	A.V.	L.V.	D.G.

FORMATO

A4

CTB

IL_QUADRIF.ctb

NOME FILE

STR.01_Relazione_strutture

A norma delle vigenti leggi sul diritto d'autore, il presente disegno non può essere riprodotto ne' divulgato a terzi senza il consenso di ATS Milano.



INDICE

1. PREMESSA.....	2
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
3. METODO E CODICI DI CALCOLO.....	5
4. MODELLO E SCHEMA STATICO DELLA STRUTTURA.....	6
5. CARATTERISTICHE E RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI UTILIZZATI.....	7
5.1 Calcestruzzo armato.....	7
6. CRITERI DI PROGETTAZIONE E METODO DI VERIFICA.....	14
6.1 Fattore di comportamento.....	16
6.2 Rispetto dei requisiti nei confronti degli stati limite.....	17
6.3 Analisi sismica lineare dinamica.....	17
7. ANALISI DEI CARICHI.....	19
7.1 Vano ascensore.....	19
7.2 Azioni agenti sulle porzioni di solaio.....	21
8. Combinazioni di carico.....	22
9. RISULTATI DI CALCOLO.....	25
9.1 Deformazione elastica della struttura vano ascensore.....	25
9.2 Deformazione elastica del solaio in latero cemento piano terra.....	25
9.3 Deformazione elastica del solaio in latero cemento piano primo.....	26
9.4 Verifiche strutturali platea di fondazione vano ascensore.....	27
9.5 Verifiche strutturali nuclei del vano ascensore.....	29
9.6 Verifiche strutturali solai in latero cemento.....	31
9.7 Verifiche strutturali solaio gettato in opera.....	34
10. CONCLUSIONI.....	35

1. PREMESSA.

L'oggetto della presente relazione di calcolo riguarda i criteri di dimensionamento e le verifiche strutturali delle opere inerenti ai lavori di "Manutenzione straordinaria, ai sensi dell'art. 3 comma 1, lettera b del D.P.R. n°380/2001", di edificio situato a Milano, via Livigno n°3.

Il progetto prevede la realizzazione di:

- un nuovo vano ascensore, da realizzarsi in cemento armato con pareti di spessore pari a 25 cm. ed avente dimensione interna pari a 1,94 x 1,80 metri, per un'altezza massima, misurata dall'estradosso della fondazione, misurata pari a 15,40 metri;
- realizzazione di soletta in c.a. gettato in opera al piano interrato avente dimensione in pianta pari a 1,72 x 1,04 e spessore pari a 20 cm per chiusura di vano montacarichi esistente;

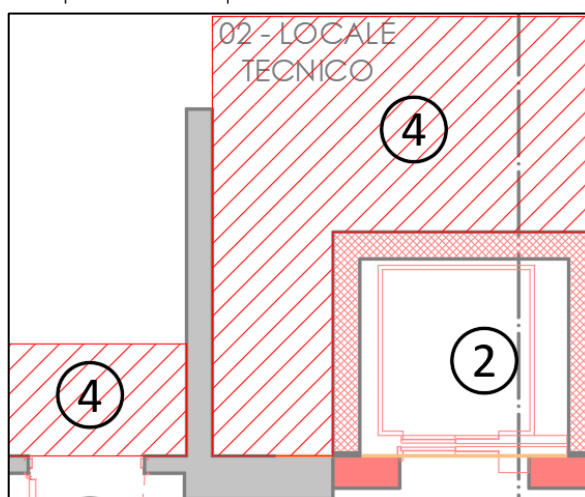


Figura 1 Nuova porzione di solaio in c.a. gettato in opera al piano seminterrato

- realizzazione di solaio in latero cemento al piano terra a chiusura del vano scala e del vano montacarichi esistente;

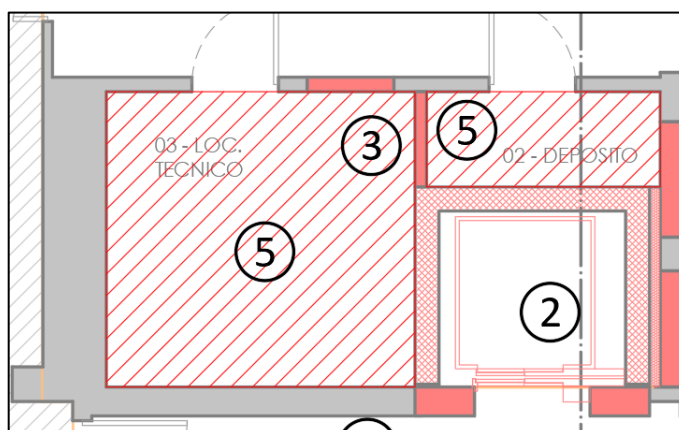


Figura 2 Nuovo solaio in latero cemento al piano terra

- realizzazione di solaio in latero cemento al piano primo come da immagine riportata in seguito;

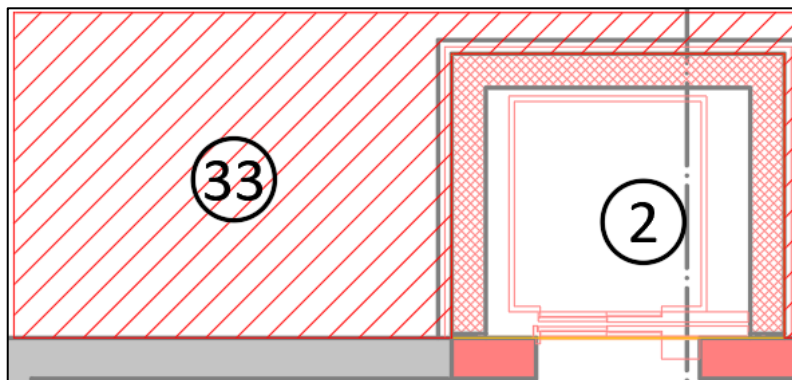


Figura 3 Nuovo solaio in latero cemento al primo piano

Ai sensi dei cap. 4 e 7 delle Norme Tecniche per le Costruzioni l'intervento per la realizzazione del nuovo vano ascensore è da considerarsi come intervento di nuova costruzione, mentre gli interventi per la realizzazione delle solette di chiusura sono da considerarsi, ai sensi del cap. 8.4.1, come interventi di riparazione o interventi locali.

Si è proceduto al dimensionamento dell'opera adottando il metodo semiprobabilistico agli stati limite, secondo le disposizioni e i livelli di sicurezza riportati nelle Norme Tecniche per le Costruzioni attualmente vigenti D.M. 17/01/2018.



2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.

I calcoli e le verifiche riportate nella presente relazione sono stati condotti facendo riferimento al disposto delle seguenti norme:

- Legge n°64 del 02/02/1974 – *“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”*;
- D.P.R. n°380 del 06/06/2001 – *“Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia Circ. n° 11651 del 14/02/1974”*;
- D.M. del 24/01/1986 – *“Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche”*;
- Legge n°1086 del 05/11/1971 – *“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”*;
- D.M. del 14/02/1992 – *“Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche”*;
- D.M. del 09/01/1996 – *“Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche”*;
- D.M. del 16/01/1996 – *“Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”*;
- Circolare n°65 del 10/04/1997 – *“Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. del 16/01/1996”*;
- D.M. del 17/01/2018 – *“Norme tecniche per le costruzioni”*;
- Circolare n°7 del 21/01/2019 – *Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. del 17/01/2018.*

Conformemente a quanto previsto dal paragrafo 12 del D.M. 17/01/2018 si sono considerati anche i seguenti riferimenti tecnici che si intendono coerenti con i principi del D.M. stesso:

- UNI EN 1992 – *“Progettazione delle strutture in calcestruzzo”* e appendice nazionale;
- UNI EN 1998 – *“Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”* e appendice nazionale;

Per quanto non specificatamente indicato nei suddetti documenti e per quanto con essi non in contrasto si sono considerati i seguenti riferimenti:

- Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori pubblici – *“Linee guida per la messa in sicurezza in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive”*;



3. METODO E CODICI DI CALCOLO.

I calcoli per il dimensionamento strutturale sono stati condotti adottando il metodo semiprobabilistico agli stati limite, verificandone i requisiti di sicurezza allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio.

La schematizzazione della procedura progettuale adottata può essere sinteticamente così riassunta:

- Individuazione della classe d'uso dell'opera e della sua vita utile;
- Definizione delle azioni agenti in condizioni statiche e dinamiche attraverso l'individuazione delle condizioni di carico;
- Predisposizione delle combinazioni di carico (con i relativi coefficienti di combinazione) allo SLU, SLE, SLV, SLD;
- Analisi dell'involuppo delle azioni agenti;
- Dimensionamento degli elementi strutturali e verifica della funzionalità della struttura.

La sicurezza e le prestazioni sono state garantite verificando gli stati limite sopra definiti in funzione dell'utilizzo della struttura, della sua vita nominale e di quanto stabilito dalle norme.

Le analisi strutturali condotte sono state del tipo:

- **SISMICA DINAMICA LINEARE** per la nuova costruzione del vano ascensore;
- **ANALISI STATICA LINEARE** per la realizzazione delle tre nuove porzioni di solaio.

La modellazione della struttura e la rielaborazione dei risultati del calcolo sono stati effettuati mediante il programma di modellazione ModeSt v. 8.23, prodotto da Tecnisoft Harpaceas.

Il software è sviluppato appositamente per il BIM, ed è in grado di calcolare anche i modelli più complessi grazie a potenti mesh ad elementi finiti, algoritmi non lineari e una raccolta completa di codici di progettazione, in modo da ottenere risultati accurati.



4. MODELLO E SCHEMA STATICO DELLA STRUTTURA.

La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti, considerandoli nella loro tridimensionalità. Si è quindi provveduto alla verifica strutturale di ciascun elemento, con riferimento alle combinazioni di carico previste dalla normativa vigente.

Si riporta la vista tridimensionale del modello ModEst versione 8.23.

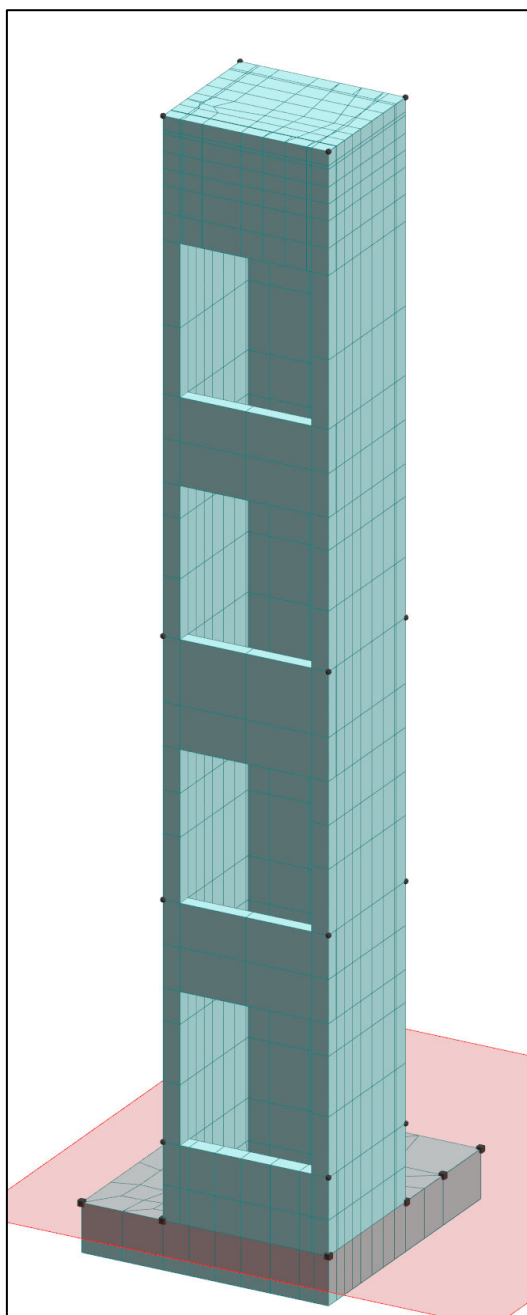


Figura 4 Vista 3D Modello ModEst 8.23 nuovo vano ascensore



5. CARATTERISTICHE E RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI UTILIZZATI.

5.1 Calcestruzzo armato.

CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE.

Le diverse superfici di calcestruzzo di un dato componente strutturale possono essere soggette a diverse azioni ambientali, classificate dalla norma UNI – EN 206:2016 come **classi di esposizione**. Le classi di esposizione da scegliere dipendono dalle disposizioni valide nel luogo d'impiego del calcestruzzo, e tale classificazione non esclude considerazioni in merito a condizioni speciali che possano esistere nel luogo di impiego del calcestruzzo o di misure protettive come l'uso di acciaio inossidabile o altri metalli resistenti alla corrosione e l'uso di rivestimenti protettivi per il calcestruzzo o per l'armatura. Le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, al paragrafo 4.1.2.2.4.2, stabiliscono che le condizioni ambientali possano essere suddivise, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, in condizioni ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella seguente tabella. La suddivisione fa riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 1 Descrizione delle condizioni ambientali - TAB 4.1.III D.M.17/0172018

La seguente tabella mostra le diverse classi di esposizione ambientale dove si evidenzia la classe di esposizione ambientale scelta per la struttura:

Classi di esposizione

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco		
X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, abrasione o attacco chimico. Per calcestruzzo con armatura o inserti metallici: molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria molto bassa



2 Corrosione indotta da carbonatazione		
Nel caso in cui il calcestruzzo contenente armature o inserti metallici sia esposto all'aria e all'umidità, l'esposizione sarà classificata nel modo seguente:		
Nota Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa Calcestruzzo costantemente immerso in acqua
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo Molte fondazioni
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità relativa dell'aria moderata oppure elevata Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia
XC4	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare		
Qualora il calcestruzzo contenente armature o altri inserti metallici sia soggetto al contatto con acqua contenente cloruri, inclusi i sali antigelo, con origine diversa dall'acqua di mare, l'esposizione sarà classificata come segue:		
Nota In riferimento alle condizioni di umidità vedere anche sezione 2 del presente prospetto.		
XD1	Umidità moderata	Superfici di calcestruzzo esposte a nebbia salina
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
XD3	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri Pavimentazioni Pavimentazioni di parcheggi
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
Qualora il calcestruzzo contenente armature o altri inserti metallici sia soggetto al contatto con cloruri presenti nell'acqua di mare oppure con aria che trasporta sali derivanti dall'acqua di mare, l'esposizione sarà classificata come segue:		
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine
XS3	Zone esposte alle onde oppure alla marea	Parti di strutture marine



5 Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza sali disgelanti		
Qualora il calcestruzzo bagnato sia esposto ad un attacco significativo dovuto a cicli di gelo/disgelo, l'esposizione sarà classificata come segue:		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e nebbia di agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza agente antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con agente antigelo oppure acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente a nebbia contenente agenti antigelo e al gelo
6 Attacco chimico		
Qualora il calcestruzzo sia esposto all'attacco chimico che si verifica nel terreno naturale e nell'acqua del terreno avente caratteristiche definite nel prospetto 2, l'esposizione verrà classificata come è indicato di seguito. La classificazione dell'acqua di mare dipende dalla località geografica; perciò si dovrà applicare la classificazione valida nel luogo di impiego del calcestruzzo.		
Nota Può essere necessario uno studio speciale per stabilire le condizioni di esposizione da applicare quando si è: - al di fuori dei limiti del prospetto 2; - in presenza di altri aggressivi chimici; - in presenza di terreni o acque inquinati da sostanze chimiche; - in presenza della combinazione di elevata velocità dell'acqua e delle sostanze chimiche del prospetto 2.		
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2	
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2	
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2	

Tabella 2 Classe di esposizione ambientale

Per le opere in progetto si prevede una classe di esposizione pari a XC1.

CLASSE DI CONSISTENZA DEL CALCESTRUZZO.

La classe di consistenza è una proprietà del calcestruzzo allo stato fresco che influenza fortemente le proprietà del calcestruzzo indurito, e la si misura facilmente in cantiere con il cono di Abrams. La classe di consistenza è da considerarsi come un indice della lavorabilità del calcestruzzo, cioè la caratteristica che consente di confezionare, trasportare, gettare e compattare il materiale con una certa facilità. Si riportano nella seguente tabella i valori delle classi di abbassamento in funzione del relativo abbassamento al cono di Abrams. Il calcestruzzo scelto per la realizzazione dell'opera ha una classe di consistenza S4.



Classi di abbassamento al cono (slump)

Classe	Abbassamento al cono
S1	da 10 a 40
S2	da 50 a 90
S3	da 100 a 150
S4	da 160 a 210
S5 ¹⁾	≥220

Tabella 3 Classi di abbassamento al cono (slump)

CLASSE DI CONTENUTO IN CLORURI.

I cloruri presenti nella massa cementizia sono una delle cause più importanti del degrado delle armature d'acciaio. Questi possono penetrare dall'esterno, se presenti in massicce quantità sulla superficie dell'elemento strutturale in calcestruzzo armato, ma possono essere veicolati anche dalle materie componenti il calcestruzzo. Ad esempio, alcuni additivi acceleranti possono contenere una certa quantità di cloruri.

Il contenuto di cloruri nel calcestruzzo non deve eccedere il valore indicato della classe selezionata del prospetto seguente (par. 5.2.8 UNI EN 206:2016).

Contenuto massimo di cloruri nel calcestruzzo

Impiego del calcestruzzo	Classe di contenuto in cloruri ^{a)}	Massimo contenuto di Cl ⁻ rispetto alla massa del cemento ^{b)}
In assenza di armatura di acciaio o di altri inserti metallici (ad eccezione dei dispositivi di sollevamento resistenti alla corrosione)	CI 1,0	1,0%
In presenza di armatura d'acciaio o di altri inserti metallici	CI 0,20	0,20%
	CI 0,40	0,40%
In presenza di armatura d'acciaio da precompressione	CI 0,10	0,10%
	CI 0,20	0,20%
a) La classe da applicare per uno specifico utilizzo del calcestruzzo dipende da disposizioni valide nel luogo d'impiego del calcestruzzo.		
b) Qualora siano impiegate aggiunte di tipo II e siano considerate nel computo del dosaggio di cemento, il contenuto in cloruri viene espresso come percentuale di ioni cloruro in massa rispetto al cemento + la massa totale delle aggiunte considerate.		

Tabella 4 Contenuto massimo di cloruri nel cls

DETERMINAZIONE DEL COPRIFERRO.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 al paragrafo 4.1.6.1.3 prescrivono che, *"al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento del calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature"*.

A tal fine si può fare riferimento alla UNI EN 1992 -1-1 per il corretto dimensionamento dei copriferri. Il valore nominale del copriferro è calcolato secondo l'espressione:



$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Dove:

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm\}$$

In cui:

$$\Delta c_{dur,\gamma} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0.$$

$c_{min,b}$ è il copriferro minimo necessario per l'aderenza delle armature. Per armature ordinarie $c_{min,b}$ è pari al diametro della barra, nel caso di barre singole, e al diametro equivalente, nel caso di barre raggruppate.

$c_{min,dur}$ è il copriferro minimo correlato alle condizioni ambientali e si ricava dai prospetti seguenti in funzione della classe di esposizione, ricordando che la classe strutturale per un periodo di vita nominale presunta della struttura pari a 50 anni è la classe strutturale S4 (vedi prospetti seguenti).

Per quanto riguarda la tolleranza Δc_{dev} , essa è compresa tra 0 e 10 mm.

A titolo cautelativo si è scelto un copriferro minimo pari a 35 mm.

prospetto 4.4N Valori del copriferro minimo, $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080							
Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

prospetto 4.5N Valori del copriferro minimo, $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da precompressione							
Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

Tabella 5 Valori del copriferro per la durabilità del calcestruzzo secondo Eurocodice 2



ACCIAIO: Sensibilità alla corrosione delle armature.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, al par. 4.1.2.2.4.3, suddividono in due gruppi le armature:

- Armature sensibili;
- Armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso, mentre appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari. Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili si può tenere conto della loro minor sensibilità alla corrosione.

La seguente tabella riepilogativa riassume le prescrizioni relative ai materiali utilizzati per il dimensionamento dell'opera strutturale con riferimento alle condizioni ambientali e alla sensibilità delle armature alla corrosione.

Calcestruzzo		
Classe di esposizione ambientale		XC1
Condizione ambientale	TAB. 4.1.III D.M. 17/01/2018	ORDINARIA
Classe di consistenza cls		S4
Massimo rapporto A/C		0.60
D _{max} : dimensione nominale max aggregati		32 mm
Tipi di acciaio		
Acciai da precompressione presenti		NO
Acciai ordinari presenti		SI
Acciai zincati presenti		NO
Acciai inox presenti		NO

Tabella 6 Materiali

Calcestruzzo per utilizzo strutturale C25/30.

Tipo di calcestruzzo		C25/30
R _{ck} calcestruzzo	(daN/cm ²)	300
Modulo elastico	(daN/cm ²)	314472
Resistenza caratteristica cilindrica (f _{ck})	(daN/cm ²)	249
Resistenza caratteristica a trazione (f _{ctk})	(daN/cm ²)	17.9068
Resistenza media (f _{cm})	(daN/cm ²)	329
Resistenza media a trazione (f _{ctm})	(daN/cm ²)	25.5812
σ _{amm} calcestruzzo	(daN/cm ²)	97.5

Tabella 7 Caratteristiche C25/30

Acciaio per opere in c.a.

Tipo di acciaio		B450C
F _{yk} tensione caratteristica di snervamento	(daN/cm ²)	4500
Modulo elastico	(daN/cm ²)	2060000
F _{tk} tensione caratteristica di rottura	(daN/cm ²)	5400
Coefficiente di Poisson ν		0.3
γ _s		1.15
f _{yd} tensione di calcolo di snervamento	(daN/cm ²)	3910

Tabella 8 Caratteristiche acciaio B450C



Leggi costitutive dei materiali per calcestruzzo armato.

Con riferimento ai paragrafi 4.1.2.1.2.1 e 4.1.2.1.2.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, per il calcestruzzo si è considerata la legge costitutiva $\sigma - \epsilon$ di tipo parabola - rettangolo, per l'acciaio d'armatura il modello $\sigma - \epsilon$ di tipo perfettamente plastico.

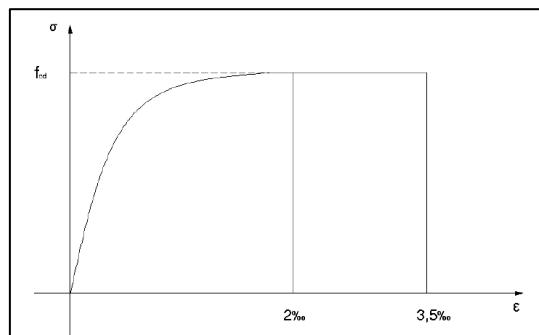


Figura 5 Diagramma di calcolo parabola - rettangolo per il calcestruzzo compresso

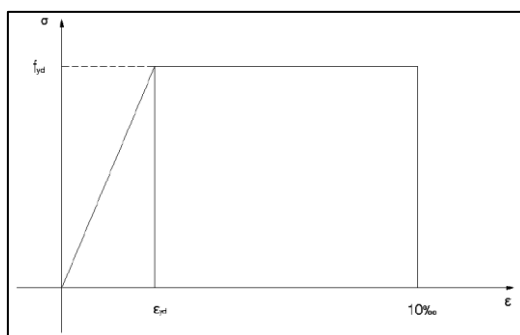


Figura 6 Diagramma di calcolo elastico - perfettamente plastico per l'acciaio delle barre di armatura



6. CRITERI DI PROGETTAZIONE E METODO DI VERIFICA.

Regione		LOMBARDIA
Provincia		MILANO
Comune		MILANO
Coordinate Geografiche del cantiere	Latitudine	45.4635 N
	Longitudine	9.16411 E
Altitudine		139 m s.l.m.
Zona sismica		ZONA 3
Tipo di opera con livello di prestazione	Tab. 2.4.I D.M. 17/01/2018	ORDINARIA
Vita nominale V_N	P.to 2.4.1 D.M. 17/01/2018	50 ANNI
Classe d'uso	P.to 2.4.2 D.M. 17/01/2018	II
Coefficiente d'uso C_U	P.to 2.4.3 D.M. 17/01/2018	1
Periodo di riferimento per azione sismica V_R	P.to 2.4.3 D.M. 17/01/2018	50 ANNI
Categoria sottosuolo		C
Categoria topografica		T1

Tabella 9 Criteri per la modellazione dell'azione sismica

Le Norme Tecniche per le Costruzioni individuano le azioni sismiche di progetto a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. Le NTC 2018 definiscono al par. 3.2 la pericolosità sismica in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} . Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il calcolo delle opere in progetto è stato realizzato facendo riferimento ai seguenti parametri:

	a_g [g]	F_0	T_c^* [s]
SLD	0.237396	2.54424	0.19
SLV	0.488107	2.66356	0.28

Tabella 10 Valore dei parametri su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale

Per tenere conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale è necessario individuare il valore del coefficiente topografico S_T , dipendente dalle categorie topografiche illustrate nella seguente tabella:

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 11 - Categorie topografiche - Tabella 3.2.III D.M. 17/01/2018

Il caso in studio appartiene alla categoria topografica T1, alla quale corrisponde un coefficiente di amplificazione topografica S_T pari a 1 (tabella 3.2.V D.M. 17/01/2018).

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento illustrate nella seguente tabella:

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tabella 12 Categorie di sottosuolo da Tabella 3.2.II D.M. 17/01/2018

Nel caso in progetto si assume che la categoria di sottosuolo sia la C, alla quale corrisponde un valore di coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s pari a 1,5.

Categoria sottosuolo	S_s
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$

Tabella 13 Espressioni di S_s tabella 3.2.IV D.M. 17/01/2018



La seguente tabella riepiloga i parametri necessari per definire l'azione sismica:

$a_g S [g]$	0,05 g
S_t coefficiente di amplificazione topografica	1
S_s coefficiente di amplificazione stratigrafica	1,5

Tabella 14 Parametri per la definizione dell'azione sismica

Il paragrafo 7.2.2 delle Norme Tecniche 2018 chiarisce come le costruzioni soggette all'azione sismica, non dotate di appositi dispositivi d'isolamento e/o dissipativi debbano essere progettate in accordo con i seguenti comportamenti strutturali:

- Comportamento strutturale non dissipativo;
- Comportamento strutturale dissipativo.

Nel comportamento strutturale non dissipativo, nella valutazione della domanda tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tenere conto delle non linearità di materiale, attraverso un modello elastico.

Nel comportamento strutturale dissipativo, nella valutazione della domanda un numero elevato di membrature e/o collegamenti evolvono in campo plastico, mentre la restante parte della struttura rimane in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce e della tipologia strutturale, tenendo conto della capacità dissipativa legata alle non linearità di materiale. Se la capacità dissipativa è presa in conto implicitamente attraverso il fattore di comportamento q , si adotta un modello elastico.

Per il progetto della struttura si è assunto un comportamento strutturale di tipo non dissipativo.

6.1 Fattore di comportamento.

Il fattore di comportamento definisce lo spettro di progetto a partire dallo spettro di risposta elastica, ed il suo limite superiore è calcolabile con la seguente relazione analitica:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

Dove:

q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo SLV, i cui massimi valori sono riportati in tabella 7.3.II delle NTC 2018, in dipendenza della classe di duttilità, della tipologia strutturale e del rapporto di sovrarresistenza α_u / α_1 .

K_R è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Il fattore di comportamento utilizzato per il calcolo strutturale è stato assunto pari a 1.5.

6.2 Rispetto dei requisiti nei confronti degli stati limite.

Le verifiche degli elementi strutturali primari (ST) si eseguono, come sintetizzato nella tabella 7.3.III delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, in dipendenza della classe d'uso (CU).

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo, le verifiche da eseguire sono in termini di rigidezza (RIG), di resistenza (RES) e di duttilità (DUT) (quando richiesto), applicando le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità (Capacity Design).

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ^(**)			DUT ^(**)		

(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

(**) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

Tabella 15 Requisiti nei confronti dei vari Stati Limite secondo NTC 2018

La condizione in termini di rigidezza sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Si deve verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una capacità in resistenza sufficiente a soddisfare la domanda allo stato limite di salvaguardia della vita SLV.

Le verifiche di duttilità allo stato limite di prevenzione del collasso SLC non sono dovute nel caso di progettazione con fattore di comportamento $q \leq 1,5$.

La presente relazione riporta esclusivamente le verifiche eseguite in termini di resistenza agli stati limite SLV e SLD, in termini di rigidezza allo stato limite SLO di ciascun elemento strutturale, e le verifiche in termini di stabilità di ciascun elemento NON strutturale.

6.3 Analisi sismica lineare dinamica.

L'analisi lineare dinamica consiste:

- Nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- Nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- Nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore allo 85%. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nella seguente espressione:

$$E = \sqrt{\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$



Con:

- E_j valore dell'effetto relativo al modo j ;
- ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j , calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8 \sqrt{\xi_i \cdot \xi_j \cdot (\beta_{ij} \cdot \xi_i + \xi_j) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi_i \cdot \xi_j \cdot \beta_{ij} (1 + \beta_{ij}^2) + 4 \cdot (\xi_i^2 + \xi_j^2) \cdot \beta_{ij}^2}$$

- $\xi_{i,j}$ smorzamento viscoso dei modi i e j ;
- β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i - j di modi.

7. ANALISI DEI CARICHI.

Le azioni considerate nella progettazione di ciascun intervento sono:

NUOVO VANO ASCENSORE.

- Azioni permanenti dovute al peso proprio degli elementi costituenti le opere strutturali;
- Azioni permanenti portate del vano ascensore;
- Azione della neve;

NUOVE PORZIONI DI SOLAIO.

- Azioni permanenti dovute al peso proprio degli elementi costituenti le opere strutturali;
- Azioni permanenti portate del solaio;
- Azione della neve;

7.1 Vano ascensore.

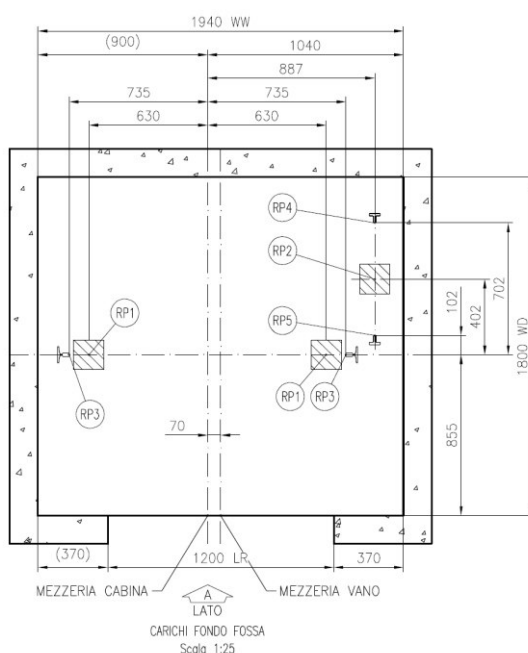
CARICO PERMANENTE STRUTTURALE.

I pesi propri degli elementi strutturali sono valutati in modo automatico dal programma di calcolo, tenendo conto dei seguenti pesi per unità di volume:

- Calcestruzzo armato: 25 kN/m³;

CARICO PERMANENTE NON STRUTTURALE.

Il carico permanente non strutturale considerato ai fini del calcolo è quello dovuto alle reazioni sulla fossa del vano ascensore e alle forze date dal posizionamento dei ganci sulla soletta di copertura come da schemi grafici sotto riportati:



MASSIMI CARICHI DI REAZIONE SUL FONDO FOSSA				
Numero/i impianto	10020			
Carico	Valore (kN)	Valore (kN)	Valore (kN)	Valore (kN)
RP1	36.6	—	—	—
RP2	55.6	—	—	—
RP3	27.8	—	—	—
RP4	26.4	—	—	—
RP5	4.6	—	—	—
RP6	—	—	—	—
Nota:				
I carichi di reazione RP1...RP6 sul fondo fossa non sono simultanei				

Figura 7 Schema dei carichi in fossa

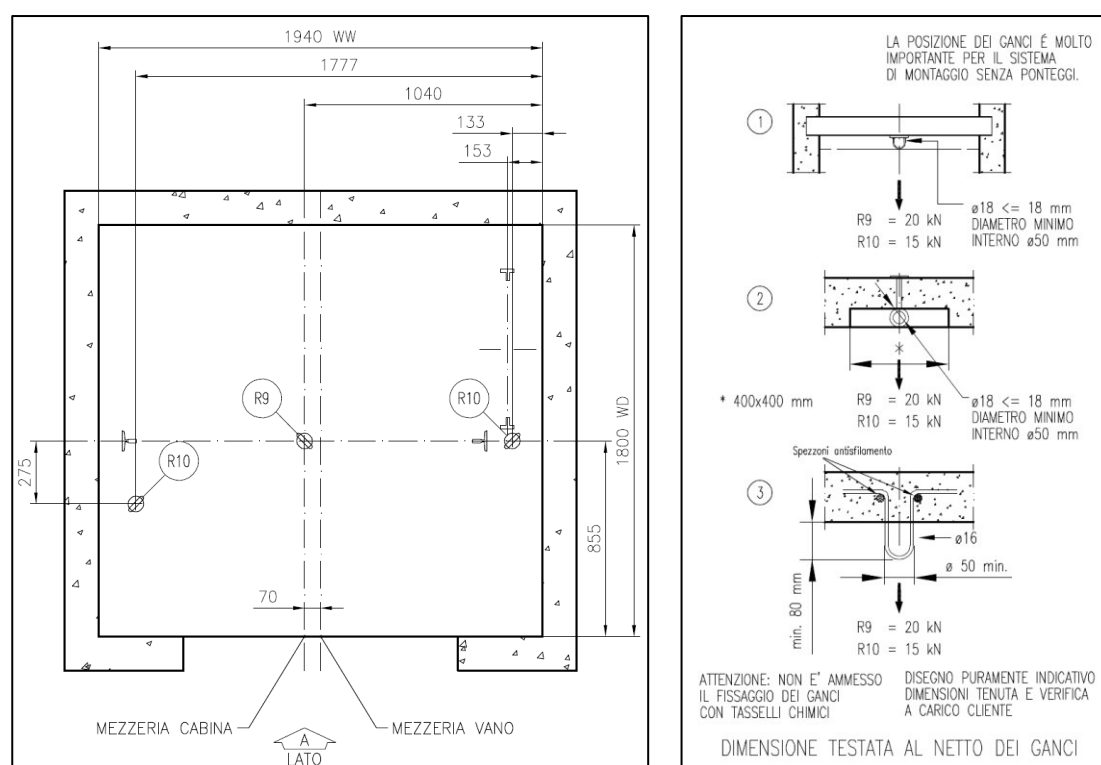


Figura 8 Posizionamento ganci

AZIONE DELLA NEVE.

Si riporta il calcolo dell'azione della neve per la città di Milano ad un'altezza sul livello del mare pari a 139 metri s.l.m., eseguita secondo le prescrizioni del cap. 3 delle NTC 2018.

Normativa di riferimento: Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018 e Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Zona di ubicazione dell'edificio: I Mediterranea

Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese



Coefficiente di esposizione del sito: **Normale**

Classificazione della costruzione: Copertura ad una falda senza barriera o parapetto

T_r (tempo di ritorno): 50 anni

C_t (coefficiente termico): 1.00

a_s (altitudine sul livello del mare): 139.00 m

α (angolo inclinazione): 2.00 grad

Parametri derivati (3.4.2):

q_{sk} (valore di riferimento del carico neve al suolo): 150.00 daN/mq

Parametri derivati (tab. 3.4.I):

C_E (coefficiente d'esposizione): 1.00

μ_1 (coefficiente di forma della copertura): 0.80

Carichi agenti:

q_{ss} (carico provocato dalla neve sulle coperture): 120.00 daN/mq

7.2 Azioni agenti sulle porzioni di solaio.

CARICO PERMANENTE STRUTTURALE.

Le azioni permanenti strutturali sono date dal peso proprio dei solai in progetto. In particolare, per il solaio gettato in opera si considera un valore di carico pari a 5 kN/m^3 , mentre per il solaio in latero cemento del piano terra si considera un carico permanente strutturale calcolato pari a 2.94 kN/m^2 .

CARICO PERMANENTE NON STRUTTURALE.

Le azioni permanenti non strutturali considerate sono, per il solaio gettato in opera, pari a 2 kN/m^2 , mentre per il solaio in latero cemento del piano terra pari a 2.7 kN/m^2 .

SOVRACCARICHI ACCIDENTALI.

Il sovraccarico accidentale considerato è stato valutato, per il solaio gettato in opera, pari a 4 kN/m^2 , mentre per il solaio in latero cemento del piano terra, pari a 2 kN/m^2 . Sul solaio del primo piano si è valutato come sovraccarico accidentale il valore del carico neve ipotizzato pari a 1.2 kN/m^2 .

8. Combinazioni di carico.

Le combinazioni di carico utilizzate sono quelle previste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018. Si elencano in seguito i coefficienti parziali di sicurezza con riferimento alla tabella 5.1.V delle NTC 2018, e le relative combinazioni delle azioni:

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ^(a)	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ^(c) g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{t1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ^(b)	1,00 ^(d)	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{t2}, \gamma_{t3}, \gamma_{t4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

Tabella 16 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche a SLU

Ai fini delle verifiche agli stati limite, con riferimento al par. 2.5.3 si sono definite le seguenti combinazioni delle azioni:

- SLU – Combinazione di carico fondamentale;

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

- SLE – Combinazione caratteristica, cosiddetta rara;

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

- SLE – Combinazione frequente;

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

- SLE – Combinazione quasi permanente;

$$G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

- Combinazione sismica;

$$E + G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$



- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali;

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{kj})$$

Si elencano i casi di carico con le combinazioni delle azioni sollecitanti le strutture.

CC	Commento	TCC	An.	Bk	1	2	3	Mt	±S X	±S Y		
1	Amb. 1 (SLU)	SND	▼	L	▼	■	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.30
2	Amb. 1 (SLE)	SLD	▼	L	▼	■	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.30
3	Amb. 1 (SLU)	SND	▼	L	▼	■	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	-0.30
4	Amb. 1 (SLE)	SLD	▼	L	▼	■	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	-0.30
5	Amb. 1 (SLU)	SND	▼	L	▼	■	1.00	1.00	0.00	1.00	0.30	1.00
6	Amb. 1 (SLE)	SLD	▼	L	▼	■	1.00	1.00	0.00	1.00	0.30	1.00
7	Amb. 1 (SLU)	SND	▼	L	▼	■	1.00	1.00	0.00	1.00	-0.30	1.00
8	Amb. 1 (SLE)	SLD	▼	L	▼	■	1.00	1.00	0.00	1.00	-0.30	1.00
9	Amb. 1 (SLU)	SND	▼	L	▼	■	1.00	1.00	0.00	-1.00	1.00	0.30
10	Amb. 1 (SLE)	SLD	▼	L	▼	■	1.00	1.00	0.00	-1.00	1.00	0.30
11	Amb. 1 (SLU)	SND	▼	L	▼	■	1.00	1.00	0.00	-1.00	1.00	-0.30
12	Amb. 1 (SLE)	SLD	▼	L	▼	■	1.00	1.00	0.00	-1.00	1.00	-0.30
13	Amb. 1 (SLU)	SND	▼	L	▼	■	1.00	1.00	0.00	-1.00	0.30	1.00
14	Amb. 1 (SLE)	SLD	▼	L	▼	■	1.00	1.00	0.00	-1.00	0.30	1.00
15	Amb. 1 (SLU)	SND	▼	L	▼	■	1.00	1.00	0.00	-1.00	-0.30	1.00
16	Amb. 1 (SLE)	SLD	▼	L	▼	■	1.00	1.00	0.00	-1.00	-0.30	1.00
17	Amb. 2 (SLU)	SLU	▼	L	▼	■	1.30	1.00	1.50	0.00	0.00	0.00
18	Amb. 2 (SLE)	SLE R	▼	L	▼	■	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
19	Amb. 2 (SLE)	SLE F	▼	L	▼	■	1.00	1.00	0.20	0.00	0.00	0.00
20	Amb. 2 (SLE)	SLE Q	▼	L	▼	■	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella 17 Combinazioni di carico per vano ascensore

- Colonna n°1: carico permanente strutturale;
- Colonna n°2: carico permanente non strutturale;
- Colonna n°3: azione della neve;
- Colonna n°4,5,6: azione sismica;



CC	Commento	TCC	An.	Bk	1	2	3
1	Amb. 1 (SLU)	SLU	▼	L	▼	■	1.30 1.50 1.50
2	Amb. 1 (SLE	SLE R	▼	L	▼	■	1.00 1.00 1.00
3	Amb. 1 (SLE	SLE F	▼	L	▼	■	1.00 1.00 0.90
4	Amb. 1 (SLE	SLE Q	▼	L	▼	■	1.00 1.00 0.80

Tabella 18 Combinazioni di carico per soletta in cemento armato gettato in opera

- Colonna n°1: carico permanente strutturale;
- Colonna n°2: carico permanente non strutturale;
- Colonna n°3: sovraccarico accidentale;

CC	Commento	TCC	An.	Bk	1	2	3
1	Amb. 1 (SLU)	SLU	▼	L	▼	■	1.30 1.50 1.50
2	Amb. 1 (SLE	SLE R	▼	L	▼	■	1.00 1.00 1.00
3	Amb. 1 (SLE	SLE F	▼	L	▼	■	1.00 1.00 0.90
4	Amb. 1 (SLE	SLE Q	▼	L	▼	■	1.00 1.00 0.80

Tabella 19 Combinazioni di carico per solette in latero cemento

- Colonna n°1: carico permanente strutturale;
- Colonna n°2: carico permanente non strutturale;
- Colonna n°3: sovraccarico accidentale;

9. RISULTATI DI CALCOLO.

9.1 Deformazione elastica della struttura vano ascensore.

Si riporta la mappa di deformazione elastica del vano ascensore nella combinazione di carico a SLE. Dall'analisi della mappa si evince come il valore massimo dello spostamento si abbia sulla soletta in c.a. di copertura del vano e valga 2.00 mm.

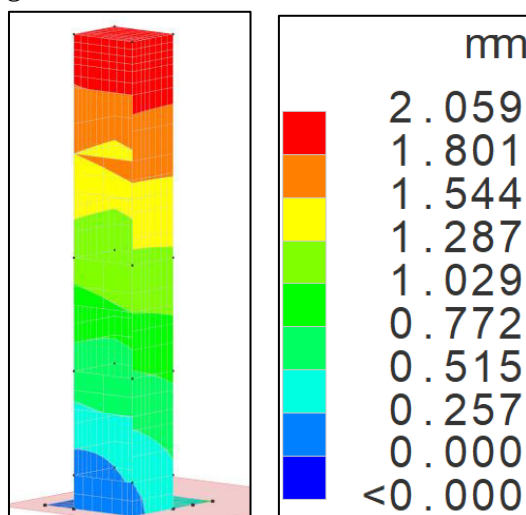


Figura 9 Deformata elastica SLE RARA – CC 35

9.2 Deformazione elastica del solaio in latero cemento piano terra.

Si riporta la mappa di deformazione elastica del solaio in latero cemento del piano terra, nella combinazione di carico a SLE. Dall'analisi della mappa si evince come il valore massimo dello spostamento sia valutato pari a 2.742 mm.

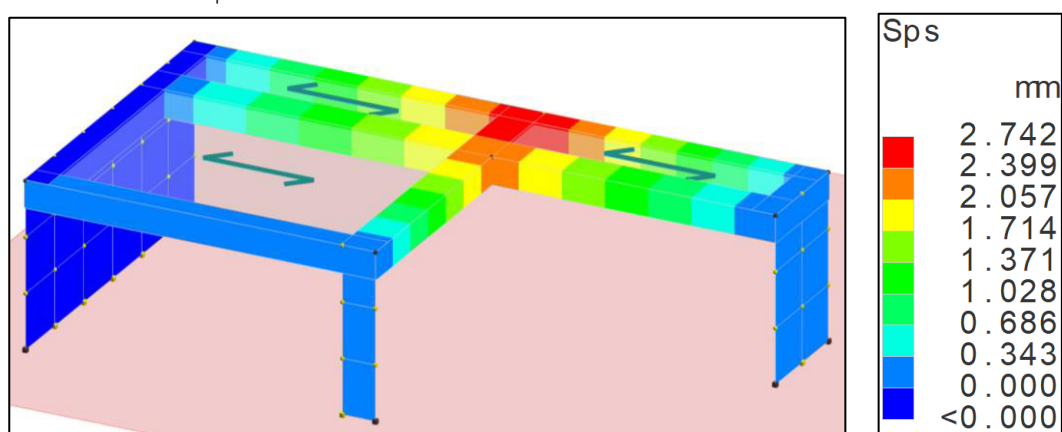


Figura 10 Deformata elastica del solaio in latero cemento piano terra – CC SLE rara



9.3 Deformazione elastica del solaio in latero cemento piano primo.

Si riporta la mappa di deformazione elastica del solaio in latero cemento del piano terra, nella combinazione di carico a SLE. Dall'analisi della mappa si evince come il valore massimo dello spostamento sia valutato pari a 1.430 mm.

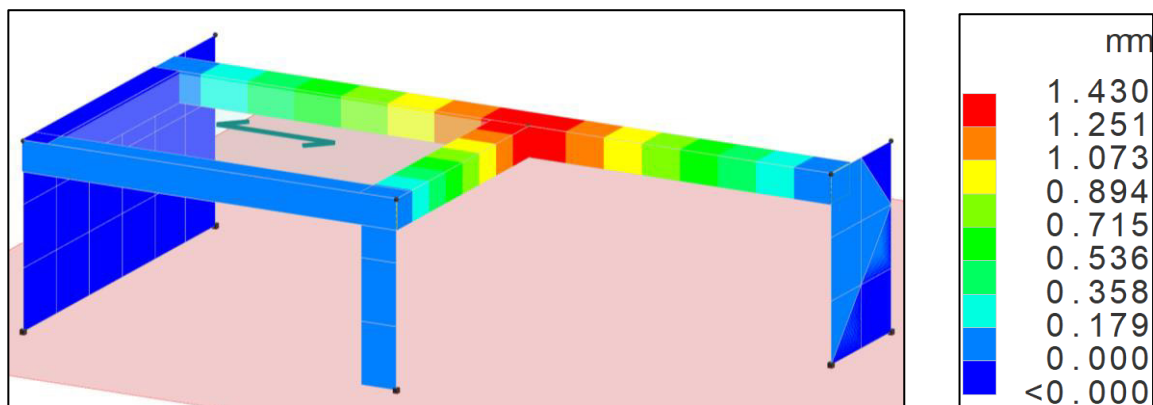


Figura 11 Deformata elastica del solaio in latero cemento del primo piano – CC SLE rara

9.4 Verifiche strutturali platea di fondazione vano ascensore.

La platea di fondazione in calcestruzzo armato di spessore pari a 70 cm è stata analizzata e verificata mediante il programma di calcolo ModEst 8.23, nell'ipotesi di disporre una maglia di ferri aventi diametro pari a 16 mm a passo 20 cm inferiormente e 18 mm a passo 20 cm superiormente nelle due direzioni x e y. Si sono inoltre previsti dei rinforzi a flessione e a taglio di cui si rimanda agli elaborati grafici strutturali per i dettagli sulla carpenteria.

VERIFICA A FLESSIONE.

Il momento flettente sollecitante è ovunque inferiore al momento resistente. La tabella sottostante identifica, alla colonna M_y , i valori del momento sollecitante, e nella colonna $M_{r_{dy}}$ e $M'_{y_{dy}}$ il valore, per i nodi maggiormente sollecitati, dei momenti resistenti massimi allo stato limite ultimo ($M_{r_{dy}}$) e del momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico ($M'_{y_{dy}}$). Il rapporto tra i momenti resistenti ed i momenti sollecitanti identifica il fattore di sicurezza.

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione										
Nodo	X <m>	Y <m>	DV/CC	TCC	Afe S <cmq>	Afe I <cmq>	M_y <daNm>	$M_{r_{dy}}$ <daNm>	$M'_{y_{dy}}$ <daNm>	Sic.
-132	1.15	0.85	XX	17	SLU	12.72	10.05	-9875.02	-32478.80	3.289
-548	1.15	0.28	XX	17	SLU	25.45	10.05	-16520.30	-64136.30	3.882
5	0.00	-0.00	XX	17	SLU	25.45	10.05	3236.96	25779.20	7.964
-826	-0.29	0.26	XX	17	SLU	12.72	10.05	2022.28	25781.90	12.749
-574	1.47	2.05	YY	17	SLU	12.72	10.05	7749.56	25781.90	3.327
-552	0.60	0.57	YY	17	SLU	25.45	10.05	-26713.20	-64136.30	2.401
-169	0.52	0.85	YY	17	SLU	12.72	10.05	-8875.55	-32478.80	3.659
-549	0.38	-0.00	YY	17	SLU	25.45	10.05	2970.80	25779.20	8.678

Stato limite elastico - Verifiche a flessione/pressoflessione										
Nodo	X <m>	Y <m>	DV/CC	TCC	Afe S <cmq>	Afe I <cmq>	My <daNm>	M'ydy <daNm>	Sic.	
6	0.00	2.05	XX	9	SND	12.72	10.05	10270.60	24862.00	2.421
-132	1.15	0.85	XX	9	SND	12.72	10.05	-22275.80	-31188.70	1.400
-548	1.15	0.28	XX	1	SND	25.45	10.05	23098.60	25014.30	1.083
8	2.44	2.05	YY	5	SND	12.72	10.05	21814.20	24862.00	1.140
-169	0.52	0.85	YY	13	SND	12.72	10.05	-18928.80	-31188.70	1.648
-550	0.77	-0.00	YY	13	SND	25.45	10.05	15819.50	25014.30	1.581
-552	0.60	0.57	YY	13	SND	25.45	10.05	-47470.10	-60688.50	1.278

Tabella 20 Verifica a flessione platea di fondazione CC SLU e SND

VERIFICA A TAGLIO.

La tabella sottostante indica per i nodi maggiormente sollecitati i valori del taglio sollecitante V_{sdu} e del taglio resistente $V_{r_{du}}$ per la combinazione di carico a SLU. Il rapporto tra taglio resistente e taglio sollecitante determina il fattore di sicurezza (SIC T), che, dato il valore superiore a 1, mostra come il taglio sollecitante sia inferiore al taglio resistente.

Stato limite ultimo - Verifiche a taglio													
Nodo	X <m>	Y <m>	DV/CC	TCC	Afe S <cmq>	Afe I <cmq>	Afe St. <cmq/m>	V_{sdu} <daN>	$\cot\theta$	$V_{R_{ed}}$ <daN>	$V_{R_{sd}}$ <daN>	$V_{r_{du}}$ <daN>	Sic.
-167	1.78	0.85	XX	17	SLU	12.72	10.05	19290.70	2.50	146695.00	115825.00	115825.00	6.004
-168	1.88	0.85	XX	9	SND	12.72	10.05	33288.70	2.50	146695.00	115825.00	115825.00	3.479
-569	1.70	0.51	XX	17	SLU	25.45	10.05	38559.90	2.50	146695.00	115825.00	115825.00	3.004
-571	1.64	0.26	XX	9	SND	25.45	10.05	97216.80	2.50	146695.00	115825.00	115825.00	1.191
-846	1.58	2.78	XX	17	SLU	12.72	10.05	796.15				22501.30	28.263
-831	-0.85	1.87	XX	1	SND	12.72	10.05	6089.73				22501.30	3.695
-132	1.15	0.85	YY	17	SLU	12.72	10.05	32522.80	2.50	146695.00	115825.00	115825.00	3.561
-169	0.52	0.85	YY	13	SND	12.72	10.05	55917.80	2.50	146695.00	115825.00	115825.00	2.071
-546	1.15	0.57	YY	17	SLU	25.45	10.05	52870.40	2.50	146695.00	115825.00	115825.00	2.191
-551	0.41	0.57	YY	9	SND	25.45	10.05	97726.60	2.50	146695.00	115825.00	115825.00	1.185
-847	2.00	2.76	YY	17	SLU	12.72	10.05	6390.25				22501.30	3.521
-844	0.67	2.81	YY	13	SND	12.72	10.05	12754.50				22501.30	1.764

Tabella 21 Verifica a taglio platea di fondazione - CC SND e SLU



VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO.

- LIMITAZIONE DELLE TENSIONI NEL CALCESTRUZZO E NELL'ACCIAIO.**

La massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ deve rispettare le seguenti limitazioni:

$$\sigma_{c,max} \leq 0.60 f_{ck} \text{ per la combinazione caratteristica}$$
$$\sigma_{c,max} \leq 0.45 f_{ck} \text{ per la combinazione quasi permanente}$$

Le tensioni di compressione nel calcestruzzo devono quindi essere inferiori a 150 daN/cm² per la combinazione caratteristica e inferiori a 112.5 daN/cm² nella combinazione quasi permanente.

La tensione massima $\sigma_{s,max}$, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0.8 f_{yk}$$

Le tensioni nell'acciaio in condizioni di esercizio sono inferiori al limite previsto nella combinazione rara delle azioni pari a 3600 daN/cm².

La tabella mostra come i valori di tensione nel calcestruzzo e nell'acciaio siano inferiori al limite normativo imposto.

Stato limite d'esercizio - Verifiche tensionali										
Nodo	X <m>	Y <m>	DV/CC	TCC	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	Mom <daNm>	σ_c <daN/cm ² >	σ_s <daN/cm ² >	
-132	1.15	0.85	XX	18 SLE	R	12.72	10.05	-7947.37	16.28	994.51
-132	1.15	0.85	XX	20 SLE	Q	12.72	10.05	-7902.40	16.19	988.89
-548	1.15	0.28	XX	18 SLE	R	25.45	10.05	-13510.30	21.36	865.60
-548	1.15	0.28	XX	20 SLE	Q	25.45	10.05	-13434.80	21.25	860.76
5	0.00	-0.00	XX	18 SLE	R	25.45	10.05	2808.25	5.49	438.87
5	0.00	-0.00	XX	20 SLE	Q	25.45	10.05	2791.96	5.46	436.32
-826	-0.29	0.26	XX	18 SLE	R	12.72	10.05	1689.53	3.70	265.47
-826	-0.29	0.26	XX	20 SLE	Q	12.72	10.05	1677.39	3.68	263.56
-574	1.47	2.05	YY	18 SLE	R	12.72	10.05	6249.84	13.69	982.03
-574	1.47	2.05	YY	20 SLE	Q	12.72	10.05	6216.09	13.62	976.73
-552	0.60	0.57	YY	18 SLE	R	25.45	10.05	-21345.40	33.76	1367.59
-552	0.60	0.57	YY	20 SLE	Q	25.45	10.05	-21266.20	33.63	1362.52
-169	0.52	0.85	YY	18 SLE	R	12.72	10.05	-6869.63	14.08	859.65
-169	0.52	0.85	YY	20 SLE	Q	12.72	10.05	-6844.37	14.02	856.49
-549	0.38	-0.00	YY	18 SLE	R	25.45	10.05	2371.77	4.64	370.66
-549	0.38	-0.00	YY	20 SLE	Q	25.45	10.05	2369.50	4.64	370.30

Tabella 22 Limitazione delle tensioni allo SLE platea di fondazione

- LIMITAZIONE DELL'APERTURA DELLE FESSURE IN ESERCIZIO.**

Come indicato in tabella 21, il valore di apertura delle w_k è inferiore ai valori limite di apertura delle fessure previsti al paragrafo 4.1.2.2.4 delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 per condizioni ambientali ordinarie:

combinazione frequente delle azioni $w_k \leq w_3 = 0.4$ mm

combinazione quasi permanente delle azioni $w_k \leq w_2 = 0.3$ mm

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione																
Nodo	X <m>	Y <m>	DV/CC	TCC	c <mm>	s <mm>	K ₂	Φ _{eq}	Δ _{sm} <mm>	A _s <cm²>	A _{c eff} <cm²>	σ _s <daN/cm²>	ε _{sm}	w _k <mm>		
-132	1.15	0.85	XX	20	SLE	Q	22.00	200.00	0.50	18.00	425.92	15.27	889.06	988.89	0.29	0.21
-132	1.15	0.85	XX	19	SLE	F	22.00	200.00	0.50	18.00	425.92	15.27	889.06	990.01	0.29	0.21
5	0.00	-0.00	XX	20	SLE	Q	22.00	200.00	0.50	16.00	445.57	12.06	873.61	436.32	0.13	0.10
5	0.00	-0.00	XX	19	SLE	F	22.00	200.00	0.50	16.00	445.57	12.06	873.61	436.83	0.13	0.10
-574	1.47	2.05	YY	20	SLE	Q	22.00	200.00	0.50	16.00	438.08	12.06	873.61	976.73	0.28	0.21
-574	1.47	2.05	YY	19	SLE	F	22.00	200.00	0.50	16.00	438.08	12.06	873.61	977.78	0.28	0.21
-552	0.60	0.57	YY	20	SLE	Q	22.00	100.00	0.50	18.00	107.87	27.99	993.26	1362.52	0.45	0.08
-552	0.60	0.57	YY	19	SLE	F	22.00	100.00	0.50	18.00	107.87	27.99	993.26	1363.53	0.40	0.07
-169	0.52	0.85	YY	20	SLE	Q	22.00	200.00	0.50	18.00	425.92	15.27	889.06	856.49	0.25	0.18
-169	0.52	0.85	YY	19	SLE	F	22.00	200.00	0.50	18.00	425.92	15.27	889.06	857.12	0.25	0.18
-549	0.38	-0.00	YY	20	SLE	Q	22.00	200.00	0.50	16.00	445.57	12.06	873.61	370.30	0.11	0.08
-549	0.38	-0.00	YY	19	SLE	F	22.00	200.00	0.50	16.00	445.57	12.06	873.61	370.37	0.11	0.08

Tabella 23 Limitazione dell'apertura delle fessure allo SLE platea di fondazione



9.5 Verifiche strutturali nuclei del vano ascensore.

Si riportano le verifiche strutturali eseguite per il nucleo del vano ascensore n°11.

VERIFICA A FLESSIONE.

Il momento flettente sollecitante è ovunque inferiore alla relativa resistenza.

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/prefflessione									
Liv.	Pos.	CC/TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	Nu <daN>	MRdy <daNm>	MRdz <daNm>	Sic.
1P	17	SLU	-16918.60	1464.02	-2191.78	-16918.60	18741.80	-27695.00	12.687
2P	17	SLU	-25852.80	118.09	-5223.71	-25852.80	2497.26	-169316.00	32.408
3P	17	SLU	-33218.00	11.33	-8320.50	-33218.00	-1092.45	-175594.00	21.104
4P	17	SLU	-32985.60	33.35	-6669.48	-32985.60	-539.56	-175967.00	26.384
5P	17	SLU	-31757.80	87.39	-6140.11	-31757.80	1088.98	-174731.00	28.455
6P	17	SLU	-27615.20	102.32	-2803.58	-909011.00	5135.86	-164760.00	32.917
7P	17	SLU	-26064.90	-75.27	-2233.42	-909011.00	-5134.43	-163845.00	34.875
8P	17	SLU	-27372.70	-91.82	-4511.40	-909011.00	-3536.73	-168379.00	33.209
9P	17	SLU	-25793.50	18.09	-4365.37	-909011.00	-516.04	-171714.00	35.242
10P	17	SLU	-24627.40	70.40	-4409.00	-909011.00	1711.93	-169725.00	36.911
11P	17	SLU	-20779.50	97.44	-1827.79	-909011.00	7792.31	-152670.00	43.745
12P	17	SLU	-19176.80	-55.22	-1371.39	-909011.00	-5121.48	-159735.00	47.401
13P	17	SLU	-19376.30	-14.13	-3081.98	-909011.00	-1710.93	-166525.00	46.913
14P	17	SLU	-17953.00	14.98	-3030.89	-909011.00	-523.01	-166897.00	50.633
15P	17	SLU	-16471.40	36.42	-3058.63	-16471.40	1050.27	-165579.00	54.132
16P	17	SLU	-13897.10	35.16	-1398.19	-909011.00	3533.92	-160172.00	65.410
17P	17	SLU	-12410.80	-38.05	-1039.06	-909011.00	-5107.94	-155663.00	73.243
18P	17	SLU	-12424.00	-23.96	-2157.76	-909011.00	-2491.13	-161132.00	73.166
19P	17	SLU	-10689.40	3.35	-2246.52	-10689.40	-1065.42	-161949.00	72.090
20P	17	SLU	-7691.98	19.76	-1541.64	-7691.98	1074.79	-160052.00	>100
21P	17	SLU	-6362.34	-46.14	-1073.10	-6362.34	-6214.36	-148972.00	>100
22P	17	SLU	-5227.23	-17.68	-771.69	-909011.00	-3531.83	-154814.00	>100
23P	17	SLU	-4483.98	45.37	-576.32	-909011.00	9668.57	-135972.00	>100
24P	17	SLU	-3770.69	164.46	-418.63	-3770.69	17407.80	-43352.30	>100
25T	17	SLU	-2638.99	650.72	-289.10	-2638.99	17567.30	-7878.95	27.039

Stato limite elastico - Verifiche a flessione/presflessione									
Liv.	Pos.	CC/TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	Nu <daN>	M'ydy <daNm>	M'ydz <daNm>	Sic.
1P	13	SND	18214.00	2154.62	-21070.60	18214.00	8453.34	-82644.40	3.922
2P	13	SND	25402.40	504.15	-36811.20	25402.40	630.43	-78622.10	2.136
3P	13	SND	34029.20	2784.59	-52772.20	34029.20	4433.67	-72562.10	1.376
4P	13	SND	33110.40	642.03	-48030.20	33110.40	606.39	-73391.70	1.528
5P	13	SND	32044.80	1003.54	-44652.70	32044.80	1400.62	-74051.20	1.658
6P	13	SND	23598.60	-1979.25	-32388.50	23598.60	-4694.10	-79683.70	2.460
7P	13	SND	22100.00	-486.04	-31005.40	22100.00	-1450.01	-80828.30	2.607
8P	13	SND	26780.80	1983.84	-41319.00	26780.80	3685.90	-77605.80	1.878
9P	13	SND	25362.40	391.32	-37613.90	25362.40	307.07	-78726.40	2.093
10P	13	SND	23794.90	-577.01	-36038.50	23794.90	-1444.96	-79741.20	2.213
11P	13	SND	15891.70	-1716.40	-24758.50	15891.70	-6304.57	-84645.30	3.420
12P	13	SND	13475.20	-595.70	-23599.30	13475.20	-2144.44	-86501.80	3.665
13P	13	SND	16442.20	1981.65	-29390.20	16442.20	6284.06	-84261.60	2.868
14P	13	SND	14625.40	472.30	-26178.90	14625.40	1015.45	-85744.40	3.275
15P	5	SND	12939.00	929.85	-22991.60	12939.00	3149.36	-86826.00	3.776
16P	5	SND	7939.67	1715.08	-16062.70	7939.67	9029.09	-89324.40	5.558
17P	13	SND	6064.63	-169.47	-13851.60	6064.63	-1515.71	-91394.90	6.599
18P	13	SND	6231.22	1864.53	-17338.60	6231.22	9123.02	-90423.00	5.212
19P	5	SND	3248.29	-306.27	-14812.20	3248.29	-2204.28	-93071.10	6.284
20P	1	SND	3615.23	2802.33	-7270.11	3615.23	32662.20	-85199.00	11.711
21P	5	SND	-438.11	838.22	-5702.68	-438.11	13448.90	-94151.60	16.500
22P	5	SND	-882.77	347.30	-3966.83	-882.77	7980.82	-95315.10	24.020
23P	5	SND	-1241.13	247.59	-3081.47	-1241.13	6852.95	-95718.10	31.042
24P	5	SND	-1580.78	262.16	-2274.13	-1580.78	10585.90	-95389.80	41.925
25P	5	SND	-1875.46	392.61	-1407.59	-1875.46	26121.60	-91748.20	65.280

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO.

- LIMITAZIONE DELLE TENSIONI NEL CALCESTRUZZO E NELL'ACCIAIO.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ deve rispettare le seguenti limitazioni:

$$\sigma_{c,max} \leq 0.60 f_{ck} \text{ per la combinazione caratteristica}$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0.45 f_{ck} \text{ per la combinazione quasi permanente}$$

Le tensioni di compressione nel calcestruzzo devono quindi essere inferiori a 150 daN/cm² per la combinazione caratteristica e inferiori a 112.5 daN/cm² nella combinazione quasi permanente.



La tensione massima $\sigma_{s,max}$, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0.8 f_{yk}$$

Le tensioni nell'acciaio in condizioni di esercizio sono inferiori al limite previsto nella combinazione rara delle azioni pari a 3600 daN/cm².

La tabella mostra come i valori di tensione nel calcestruzzo e nell'acciaio siano inferiori al limite normativo imposto.

Stato limite d'esercizio - Verifiche tensionali									
Liv.	Pos.	CC	TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	σ_c <daN/cm ² >	σ_s <daN/cm ² >	
1P	18	SLE	R	-12583.70	1157.06	-1923.60	9.58	103.77	
1P	20	SLE	Q	-12456.60	1149.84	-1904.91	9.52	103.00	
2P	18	SLE	R	-19974.00	86.38	-4361.91	5.96	85.94	
2P	20	SLE	Q	-19790.00	85.89	-4318.36	5.90	85.14	
3P	18	SLE	R	-26041.20	6.59	-6829.92	7.91	116.22	
3P	20	SLE	Q	-25803.80	5.46	-6759.17	7.83	115.06	
4P	18	SLE	R	-25930.60	28.08	-5458.66	7.29	106.91	
4P	20	SLE	Q	-25686.50	27.69	-5395.88	7.22	105.81	
5P	18	SLE	R	-24999.50	73.55	-5013.92	7.09	103.05	
5P	20	SLE	Q	-24754.40	73.47	-4953.01	7.02	101.98	
6P	18	SLE	R	-21719.70	86.94	-2346.12	5.25	75.97	
6P	20	SLE	Q	-21501.70	87.08	-2312.06	5.19	75.17	
7P	18	SLE	R	-20518.40	-59.63	-1886.21	4.70	68.54	
7P	20	SLE	Q	-20300.70	-58.81	-1853.14	4.64	67.71	
8P	18	SLE	R	-21597.50	-76.38	-3702.23	5.86	85.00	
8P	20	SLE	Q	-21352.90	-76.29	-3643.40	5.79	83.94	
9P	18	SLE	R	-20381.80	14.65	-3577.56	5.34	78.63	
9P	20	SLE	Q	-20137.00	14.43	-3519.45	5.27	77.57	
10P	18	SLE	R	-19480.70	57.84	-3607.96	5.38	78.17	
10P	20	SLE	Q	-19236.90	57.46	-3549.02	5.31	77.11	
11P	18	SLE	R	-16435.30	80.57	-1538.42	3.91	56.35	
11P	20	SLE	Q	-16221.50	80.23	-1507.49	3.86	55.56	
12P	18	SLE	R	-15198.00	-43.85	-1178.47	3.37	49.19	
12P	20	SLE	Q	-14984.50	-42.95	-1148.29	3.32	48.39	
13P	18	SLE	R	-15427.70	-11.94	-2560.84	3.97	58.49	
13P	20	SLE	Q	-15184.10	-12.27	-2502.76	3.91	57.46	
14P	18	SLE	R	-14333.90	12.11	-2515.84	3.77	55.36	
14P	20	SLE	Q	-14089.70	11.85	-2458.67	3.69	54.32	
15P	18	SLE	R	-13192.80	29.68	-2535.21	3.65	53.24	
15P	20	SLE	Q	-12948.90	29.47	-2477.69	3.58	52.19	
16P	18	SLE	R	-11143.40	28.84	-1190.51	2.62	38.28	
16P	20	SLE	Q	-10926.20	28.81	-1158.74	2.57	37.50	
17P	18	SLE	R	-9995.62	-31.17	-907.05	2.29	33.39	
17P	20	SLE	Q	-9779.66	-30.40	-877.05	2.24	32.59	
18P	18	SLE	R	-10074.20	-19.57	-1833.13	2.72	39.80	
18P	20	SLE	Q	-9830.34	-19.61	-1775.82	2.65	38.76	
19P	18	SLE	R	-8734.95	2.55	-1903.42	2.46	36.21	
19P	20	SLE	Q	-8494.06	2.41	-1843.03	2.39	35.16	
20P	18	SLE	R	-6362.94	14.89	-1310.98	1.81	26.33	
20P	20	SLE	Q	-6151.66	15.24	-1268.43	1.75	25.50	
21P	18	SLE	R	-5298.10	-40.77	-917.15	1.53	21.75	
21P	20	SLE	Q	-5107.98	-38.60	-887.31	1.47	20.97	
22P	18	SLE	R	-4396.78	-14.55	-663.51	1.14	16.62	
22P	20	SLE	Q	-4222.63	-13.80	-642.24	1.10	15.99	
23P	18	SLE	R	-3807.53	42.95	-500.07	1.08	15.01	
23P	20	SLE	Q	-3644.86	40.83	-484.57	1.03	14.40	
24P	18	SLE	R	-3244.52	151.50	-370.17	1.37	16.99	
24P	20	SLE	Q	-3092.41	143.88	-359.64	1.31	16.22	
25T	18	SLE	R	-2360.80	593.73	-268.29	4.67	95.37	
25T	20	SLE	Q	-2218.45	562.95	-263.38	4.43	90.98	

- LIMITAZIONE DELL'APERTURA DELLE FESSURE IN ESERCIZIO.**

Come indicato in tabella 21, il valore di apertura delle w_k è inferiore ai valori limite di apertura delle fessure previsti al paragrafo 4.1.2.2.4 delle Norme Tecniche per le

Costruzioni 2018 per condizioni ambientali ordinarie:

combinazione frequente delle azioni $w_k \leq w_3 = 0.4$ mm

combinazione quasi permanente delle azioni $w_k \leq w_2 = 0.3$ mm

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione																
Liv.	Pos.	CC	TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	c <mm>	s <mm>	K ₂	Φ _{eq}	Δ _{sm} <mm>	A _s <cmq>	A _{c, eff} <cmq>	σ _s <daN/cmq>	ε _{sm}	Wk <mm>
25T	20	SLE	Q	-2218.45	562.95	-263.38	40.00	99.70	0.50	12.00	141.23	20.36	1038.78	90.98	0.03	0.01
25T	19	SLE	F	-2246.92	569.10	-264.36	40.00	99.70	0.50	12.00	141.25	20.36	1039.08	91.86	0.03	0.01



VERIFICHE A TAGLIO.

Il taglio sollecitante è ovunque inferiore al taglio resistente.

Stato limite ultimo - Verifiche a taglio							
Liv.	Pos.	CC	Vsdu <daN>	ctgθ	VRsd <daN>	VRcd <daN>	Sic.
	1P	9	6437.26	2.18	120666.00	120666.00	18.745
	2P	9	4593.66	2.18	120666.00	120666.00	26.268
	3P	13	6331.98	2.18	120666.00	120666.00	19.057
	4P	13	6505.48	2.18	120666.00	120666.00	18.548
	5P	13	6553.93	2.18	120666.00	120666.00	18.411
	6P	13	6909.86	2.18	120666.00	120666.00	17.463
	7P	13	6539.23	2.18	120666.00	120666.00	18.453
	8P	13	7122.67	2.18	120666.00	120666.00	16.941
	9P	13	7176.85	2.18	120666.00	120666.00	16.813
	10P	13	7192.33	2.18	120666.00	120666.00	16.777
	11P	13	7539.52	2.18	120666.00	120666.00	16.005
	12P	13	7173.60	2.18	120666.00	120666.00	16.821
	13P	13	7538.05	2.18	120666.00	120666.00	16.008
	14P	13	7552.22	2.18	120666.00	120666.00	15.978
	15P	13	7550.50	2.18	120666.00	120666.00	15.981
	16P	13	7652.03	2.18	120666.00	120666.00	15.769
	17P	13	7455.64	2.18	120666.00	120666.00	16.185
	18P	13	7665.06	2.18	120666.00	120666.00	15.742
	19P	13	7631.57	2.18	120666.00	120666.00	15.812
	20P	13	7675.19	2.18	120666.00	120666.00	15.722
	21P	13	7619.97	2.18	120707.00	120707.00	15.841
	22P	13	7589.72	2.18	120752.00	120752.00	15.910
	23P	13	7551.73	2.18	120789.00	120789.00	15.995
	24P	13	7476.64	2.18	120824.00	120824.00	16.160
	25T	5	7367.67	2.18	120823.00	120823.00	16.399

9.6 Verifiche strutturali solai in latero cemento.

Si riportano le verifiche strutturali eseguite per il solaio in latero cemento del piano terra.

PIANO TERRA.

Schema 1

CAMPATA 1

SOLAIO GETTATO IN OPERA H = 18+5

Tralicci non presenti - Rete sup. ø6 20x20 - Rete inf. non presente

Copriferro sup. = 2.00cm - Copriferro inf. = 2.00cm - Copriferro confezione = 1.30cm

Luce cal = 2.93m - Interasse = 50.0cm - Altezza = 23.0cm - Nervat = 10.0cm - Cappa = 5.0cm

Descrizione	distanza m	Momento F. Kgm/int	Area inf. cmq	Area sup. cmq	Momento R. Kgm/int	Mr/Mf	Epsilon calc %	Epsilon acc %
Asse app. sx	0.00	-291.74	0.79	0.57	559.09	1.92	3.5	64.8
Filo all. sx	0.10	76.94	1.79	1.27	1289.56	16.76	3.5	50.3
Max. campata	1.47	583.48	1.01	0.71	836.19	1.43	3.5	52.7
Filo all. dx	2.78	113.37	1.79	1.27	1289.56	11.37	3.5	50.3
Asse app. dx	2.93	-291.74	0.79	0.57	559.09	1.92	3.5	64.8

Per solette con spessore minore di 50 mm resistenza a compressione = $0.80 \cdot f_{cd}$

Descrizione	Taglio filo Kg	Vrd filo Kg	Taglio banc. Kg	Vrd banc. Kg	Largh. cm	Nerva. cm	Vrsd Kg	Area cmq	Dist. cm
Filo sx	742.19	4738.07	742.19	1322.34	0.00	10.00	0.00	0.00	0.00
		60321.65		12064.33					
Filo dx	-715.00	4738.07	-715.00	1322.34	0.00	10.00	0.00	0.00	0.00
		60321.65		12064.33					

$Vrd = 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \sigma_{rel} \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_{MC} \geq (v_{min}) \cdot bw \cdot d$

$Vr_{cd} = 0,9 \cdot d \cdot bw \cdot f'_{cd} \cdot (ctg \alpha + 1) / (1 + 1)$

$Vrsd = 0,9 \cdot d \cdot (A_{sw} / s) \cdot f_{yd} \cdot (ctg \alpha + 1) \sin \alpha$

Freccia solaio = 0.194cm - Momento di inerzia = 5890cm⁴

Rapporto snellezza L/h = 12.7 < 28.6 (C4.1.13)

Limite snellezza verificata (C4.1.13)

Umidità relativa = 75% - Tempo di applicazione del carico = 30 gg - Coeff. Viscosità = 0.00

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Condizioni ambiente: Ordinarie - Classe di esposizione: X0

Tipo acciaio: B450C - Tensione caratteristica = 4500.0kg/cm² - Tipo di armatura: Armature Poco Sensibili

Tipo calcestruzzo R_{ck} = 300 - Resistenza cilindrica f_{ck} = 249.00kg/cm²

Resistenza a trazione f_{ctm} = 26.08kg/cm² - Resistenza a trazione-flessione f_{ctm} = 31.29kg/cm²

Coefficiente beta₁ = 1 - Coefficiente beta₂ = 0.50 - Coefficiente omogen. = 15.00

COMBINAZIONI RARE

Momento soll. = 410.04kgm - Asse neutro = 3.20cm

Compressione calc. = 24.56kg/cm² - Compressione limite calc. = 149.40kg/cm²

Trazione acciaio = 2050.66kg/cm² - Trazione limite acciaio = 3600.00kg/cm²

COMBINAZIONI FREQUENTI

Momento soll. = 399.31kgm - Asse neutro = 3.20cm

Compressione calc. = 23.92kg/cm²

Trazione acciaio = 1996.99kg/cm²

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI



Momento soll. = 388.57kgm - Asse neutro = 3.20cm
Compressione calc. = 23.28kg/cm² - Compressione limite calc. = 112.05kg/cm²
Trazione acciaio = 1943.33kg/cm²
APERTURA DELLE FESSURE
Modulo W sezione interamente reagente = 1305.73cm³ - Momento di fessurazione = W*f_{cfm} = 340.49kgm
Diametro medio tondini = 8.00mm - Ricoprimento armatura c = 16.00mm
Distanza fra le barre s = 25.00mm - Tensione acciaio = 1702.85kg/cm²
Area efficace A_{c,eff} = 50.00cm² - Area acciaio teso = 1.01cm² - Rapporto A_s/A_{eff} R_o = 0.020

COMBINAZIONI FREQUENTI

Distanza media tra le fessure in mm = 135.64mm
Epsilon_{sm} = 0.00061 - Epsilon_{sm,n} = 0.00038
Tensione acciaio = 1996.99kg/cm²
Apertura limite delle fessure mm = 0.40mm
Ampiezza fessura in mm W_m = 0.08mm
Ampiezza fessura in mm W_k = 0.14mm
Combinazione fessurata

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI

Distanza media tra le fessure in mm = 135.64mm
Epsilon_{sm} = 0.00057 - Epsilon_{sm,n} = 0.00037
Tensione acciaio = 1943.33kg/cm²
Apertura limite delle fessure mm = 0.30mm
Ampiezza fessura in mm W_m = 0.08mm
Ampiezza fessura in mm W_k = 0.13mm
Combinazione fessurata

Schema 2

CAMPATA 1

SOLAIO GETTATO IN OPERA H = 18+5
Tralicci non presenti - Rete sup. ø6 20x20 - Rete inf. non presente
Copriferrò sup. = 2.00cm - Copriferrò inf. = 2.00cm - Copriferrò confezione = 1.30cm

Luce cal = 2.93m - Interasse = 50.0cm - Altezza = 23.0cm - Nervat = 10.0cm - Cappa = 5.0cm

Descrizione	distanza m	Momento Kg ² /m	F. Area inf. cm ²	Area sup. cm ²	Momento R. Kg ² /m	Mr/Mf	Epsilon calc %	Epsilon acc %
Asse app. sx	0.00	-291.74	0.79	0.57	559.09	1.92	3.5	64.8
Filo all. sx	0.10	62.88	1.79	1.27	1289.56	20.51	3.5	50.3
Max. campata	1.21	395.73	1.01	0.71	836.19	2.11	3.5	52.7
Filo all. dx	2.78	-389.36	1.01	1.71	1216.83	3.13	3.5	10.4
Asse app. dx	2.93	-529.86	0.00	1.01	808.80	1.53	2.9	67.5

Per solette con spessore minore di 50 mm resistenza a compressione = 0.80*f_{cd}

Descrizione	Taglio filo Kg	Vrd Kg	Taglio banc. Kg	Vrd banc. Kg	Largh. cm	Nerva. cm	Vrds Kg	Area cm ²	Dist. cm
Filo sx	601.64	4738.07	601.64	1322.34	0.00	10.00	0.00	0.00	0.00
		60321.65		12064.33					
Filo dx	-895.84	5142.45	-895.84	1152.07	0.00	10.00	0.00	0.00	0.00
		66671.30		13334.26					

Vrd = 0,18 * k * (100 * ρ_l * f_{ck})^{1/3} / γ_{mac} >= (v_{min}) * b_w * d

Vrd = 0,9 * d * b_w * f_{cd} * (ctg α + 1) / (1 + 1)

Vrds = 0,9 * d * (A_{sw} / s) * f_{yd} * (ctg α + 1) sin α

Freccia solaio = 0.102cm - Momento di inerzia = 5890cm⁴

Rapporto snellezza L/h = 12.7 < 37.2 (C4.1.13)

Limite snellezza verificata (C4.1.13)

Umidità relativa = 75% - Tempo di applicazione del carico = 30 gg - Coeff. Viscosità = 0.00

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Condizioni ambiente: Ordinarie - Classe di esposizione: X0

Tipo acciaio: B450C - Tensione caratteristica = 4500.0kg/cm² - Tipo di armatura: Armature Poco Sensibili

Tipo calcestruzzo R_{ck} = 300 - Resistenza cilindrica f_{ck} = 249.00kg/cm²

Resistenza a trazione f_{ctm} = 26.08kg/cm² - Resistenza a trazione-flessione f_{cfm} = 31.29kg/cm²

Coefficiente β_{tal} = 1 - Coefficiente β_{tal} = 0.50 - Coefficiente omogen. = 15.00

COMBINAZIONI RARE

Momento soll. = 261.05kgm - Asse neutro = 3.20cm

Compressione calc. = 15.64kg/cm² - Compressione limite calc. = 149.40kg/cm²

Trazione acciaio = 1305.57kg/cm² - Trazione limite acciaio = 3600.00kg/cm²

COMBINAZIONI FREQUENTI

Momento soll. = 253.01kgm - Asse neutro = 3.20cm

Compressione calc. = 15.16kg/cm²

Trazione acciaio = 1265.36kg/cm²

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI

Momento soll. = 244.97kgm - Asse neutro = 3.20cm

Compressione calc. = 14.68kg/cm² - Compressione limite calc. = 112.05kg/cm²

Trazione acciaio = 1225.16kg/cm²

APERTURA DELLE FESSURE

Modulo W sezione interamente reagente = 1305.73cm³ - Momento di fessurazione = W*f_{cfm} = 340.49kgm

Diametro medio tondini = 8.00mm - Ricoprimento armatura c = 16.00mm

Distanza fra le barre s = 25.00mm - Tensione acciaio = 1702.85kg/cm²

Area efficace A_{c,eff} = 50.00cm² - Area acciaio teso = 1.01cm² - Rapporto A_s/A_{eff} R_o = 0.020

COMBINAZIONI FREQUENTI

Combinazione non fessurata

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI

Combinazione non fessurata

CAMPATA 2

SOLAIO GETTATO IN OPERA H = 18+5

Tralicci non presenti - Rete sup. ø6 20x20 - Rete inf. non presente

Copriferrò sup. = 2.00cm - Copriferrò inf. = 2.00cm - Copriferrò confezione = 1.30cm

Luce cal = 2.63m - Interasse = 50.0cm - Altezza = 23.0cm - Nervat = 10.0cm - Cappa = 5.0cm

Descrizione	distanza m	Momento Kg ² /m	F. Area inf. cm ²	Area sup. cm ²	Momento R. Kg ² /m	Mr/Mf	Epsilon calc %	Epsilon acc %
-------------	---------------	-------------------------------	---------------------------------	------------------------------	----------------------------------	-------	-------------------	------------------



Asse app. sx	0.00	-529.86	0.00	1.01	808.80	1.53	2.9	67.5
Filo all. sx	0.15	-398.50	1.01	1.71	1216.83	3.05	3.5	10.4
Max. campata	1.58	304.66	1.01	0.71	836.19	2.74	3.5	52.7
Filo all. dx	2.53	54.84	1.79	1.27	1289.56	23.51	3.5	50.3
Asse app. dx	2.63	-235.06	0.79	0.57	559.09	2.38	3.5	64.8

Per solette con spessore minore di 50 mm resistenza a compressione = $0.80 \cdot f_{cd}$

Descrizione	Taglio filo	Vrd filo	Taglio banc.	Vrd banc.	Largh.	Nerva.	Vrsd	Area	Dist.
	Kg	Kg	Kg	Kg	cm	cm	Kg	cmq	cm
Filo sx	834.91	5142.45	834.91	1152.07	0.00	10.00	0.00	0.00	0.00
		66671.30		13334.26					
Filo dx	-521.23	4738.07	-521.23	1322.34	0.00	10.00	0.00	0.00	0.00
		60321.65		12064.33					

$Vrd = 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \text{rol} \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_{mac} \geq (v_{min}) \cdot bw \cdot d$

$Vrcd = 0,9 \cdot d \cdot bw \cdot f'_{cd} \cdot (ctg \alpha + 1) / (1 + 1)$

$Vrsd = 0,9 \cdot d \cdot (A_{sw} / s) \cdot f_{yd} \cdot (ctg \alpha + 1) \sin \alpha$

Freccia solaio = 0.055cm - Momento di inerzia = 5890cm⁴

Rapporto snellezza L/h = 11.4 < 37.2 (C4.1.13)

Limite snellezza verificata (C4.1.13)

Umidità relativa = 75% - Tempo di applicazione del carico = 30 gg - Coeff. Viscosità = 0.00

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Condizioni ambiente: Ordinarie - Classe di esposizione: X0

Tipo acciaio: B450C - Tensione caratteristica = 4500.0kg/cm² - Tipo di armatura: Armature Poco Sensibili

Tipo calcestruzzo R_{ck} = 300 - Resistenza cilindrica f_{ck} = 249.00kg/cm²

Resistenza a trazione f_{ctm} = 26.08kg/cm² - Resistenza a trazione-flessione f_{ctm} = 31.29kg/cm²

Coefficiente bet_{al} = 1 - Coefficiente bet_{al} = 0.50 - Coefficiente omogen. = 15.00

COMBINAZIONI RARE

Momento soll. = 191.33kgm - Asse neutro = 3.20cm

Compressione calc. = 11.46kg/cm² - Compressione limite calc. = 149.40kg/cm²

Trazione acciaio = 956.87kg/cm² - Trazione limite acciaio = 3600.00kg/cm²

COMBINAZIONI FREQUENTI

Momento soll. = 184.74kgm - Asse neutro = 3.20cm

Compressione calc. = 11.07kg/cm²

Trazione acciaio = 923.93kg/cm²

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI

Momento soll. = 178.15kgm - Asse neutro = 3.20cm

Compressione calc. = 10.67kg/cm² - Compressione limite calc. = 112.05kg/cm²

Trazione acciaio = 890.98kg/cm²

APERTURA DELLE FESSURE

Modulo W sezione interamente reagente = 1427.57cm³ - Momento di fessurazione = W_ff_{ctm} = 372.26kgm

Diametro medio tondini = 8.00mm - Ricoprimento armatura c = 16.00mm

Distanza fra le barre s = 25.00mm - Tensione acciaio = 1861.74kg/cm²

Area efficace A_{c,eff} = 50.00cm² - Area acciaio teso = 1.01cm² - Rapporto A_s/A_{eff} R_o = 0.020

COMBINAZIONI FREQUENTI

Combinazione non fessurata

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI

Combinazione non fessurata

PIANO PRIMO.

Schema 1

CAMPATA 1

SOLAIO GETTATO IN OPERA H = 18+5

Tralicci non presenti - Rete sup. ø6 20x20 - Rete inf. non presente

Copriferro sup. = 2.00cm - Copriferro inf. = 2.00cm - Copriferro confezione = 1.30cm

Luce cal = 2.93m - Interasse = 50.0cm - Altezza = 23.0cm - Nervat = 10.0cm - Cappa = 5.0cm

Descrizione	distanza m	Momento F. Kgm/int	Area inf. cmq	Area sup. cmq	Momento R. Kgm/int	Mr/Mf	Epsilon calc %	Epsilon acc %
Asse app. sx	0.00	-259.55	0.79	0.57	559.09	2.15	3.5	64.8
Filo all. sx	0.10	68.45	1.79	1.27	1289.56	18.84	3.5	50.3
Max. campata	1.47	519.10	1.01	0.71	836.19	1.61	3.5	52.7
Filo all. dx	2.78	100.86	1.79	1.27	1289.56	12.79	3.5	50.3
Asse app. dx	2.93	-259.55	0.79	0.57	559.09	2.15	3.5	64.8

Per solette con spessore minore di 50 mm resistenza a compressione = $0.80 \cdot f_{cd}$

Descrizione	Taglio filo	Vrd filo	Taglio banc.	Vrd banc.	Largh.	Nerva.	Vrsd	Area	Dist.
	Kg	Kg	Kg	Kg	cm	cm	Kg	cmq	cm
Filo sx	660.29	4738.07	660.29	1322.34	0.00	10.00	0.00	0.00	0.00
		60321.65		12064.33					
Filo dx	-636.10	4738.07	-636.10	1322.34	0.00	10.00	0.00	0.00	0.00
		60321.65		12064.33					

$Vrd = 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \text{rol} \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_{mac} \geq (v_{min}) \cdot bw \cdot d$

$Vrcd = 0,9 \cdot d \cdot bw \cdot f'_{cd} \cdot (ctg \alpha + 1) / (1 + 1)$

$Vrsd = 0,9 \cdot d \cdot (A_{sw} / s) \cdot f_{yd} \cdot (ctg \alpha + 1) \sin \alpha$

Freccia solaio = 0.174cm - Momento di inerzia = 5890cm⁴

Rapporto snellezza L/h = 12.7 < 28.6 (C4.1.13)

Limite snellezza verificata (C4.1.13)

Umidità relativa = 75% - Tempo di applicazione del carico = 30 gg - Coeff. Viscosità = 0.00

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Condizioni ambiente: Ordinarie - Classe di esposizione: X0

Tipo acciaio: B450C - Tensione caratteristica = 4500.0kg/cm² - Tipo di armatura: Armature Poco Sensibili

Tipo calcestruzzo R_{ck} = 300 - Resistenza cilindrica f_{ck} = 249.00kg/cm²

Resistenza a trazione f_{ctm} = 26.08kg/cm² - Resistenza a trazione-flessione f_{ctm} = 31.29kg/cm²

Coefficiente bet_{al} = 1 - Coefficiente bet_{al} = 0.50 - Coefficiente omogen. = 15.00

COMBINAZIONI RARE

Momento soll. = 367.11kgm - Asse neutro = 3.20cm

Compressione calc. = 21.99kg/cm² - Compressione limite calc. = 149.40kg/cm²



Trazione acciaio = 1835.99kg/cm² - Trazione limite acciaio = 3600.00kg/cm²
COMBINAZIONI FREQUENTI
Momento soll. = 315.60kgm - Asse neutro = 3.20cm
Compressione calc. = 18.91kg/cm²
Trazione acciaio = 1578.38kg/cm²
COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI
Momento soll. = 302.73kgm - Asse neutro = 3.20cm
Compressione calc. = 18.14kg/cm² - Compressione limite calc. = 112.05kg/cm²
Trazione acciaio = 1513.98kg/cm²
APERTURA DELLE FESSURE
Modulo W sezione interamente reagente = 1305.73cm³ - Momento di fessurazione = W_{eff} = 340.49kgm
Diametro medio tondini = 8.00mm - Ricoprimento armatura c = 16.00mm
Distanza fra le barre s = 25.00mm - Tensione acciaio = 1702.85kg/cm²
Area efficace A_{c,eff} = 50.00cm² - Area acciaio teso = 1.01cm² - Rapporto A_s/A_{eff} R_o = 0.020
COMBINAZIONI FREQUENTI
Combinazione non fessurata
COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI
Combinazione non fessurata

9.7 Verifiche strutturali solaio gettato in opera.

Si riportano le verifiche strutturali eseguite per la soletta gettata in opera in c.a., nell'ipotesi di disporre una doppia maglia di ferri aventi diametro pari a 10 mm a passo 20 cm.

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Spess.	Cf sup	Cf inf	Clis	Fck	Fctk	Fcd	Fctd	Tp	Fyk	Fyd
<cm>	<cm>	<cm>		<daN/cm²>	<daN/cm²>	<daN/cm²>	<daN/cm²>		<daN/cm²>	<daN/cm²>
20.00	3.00	3.00	C25/30	249.00	17.91	141.10	11.94	B450C	4500.00	3913.04

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione

Nodo	X	Y	DV/CC	TCC	AfE S	AfE I	My	MRdy	Sic.	
	<m>	<m>			<cmq>	<cmq>	<daNm>	<daNm>		
5	0.00	1.04	XX	1	SLU	3.93	3.93	-130.89	-2674.98	20.437
-41	0.86	1.04	XX	1	SLU	3.93	3.93	185.15	2674.98	14.448
-22	0.00	0.69	YY	1	SLU	3.93	3.93	-14.07	-2674.98	>100
-45	0.86	0.69	YY	1	SLU	3.93	3.93	10.81	2674.98	>100

Stato limite ultimo - Verifiche a taglio

Nodo	X	Y	DV/CC	TCC	AfE S	AfE I	AfE St.	Vsdu	ctgθ	VRcd	VRsd	Vrdu	Sic.
	<m>	<m>			<cmq>	<cmq>	<cmq/m>	<daN>		<daN>	<daN>	<daN>	
5	0.00	1.04	XX	1	SLU	3.93	3.93	1053.39				8397.72	7.972
5	0.00	1.04	YY	1	SLU	3.93	3.93	20.71				8397.72	>100

Stato limite d'esercizio - Verifiche tensionali

Nodo	X <m>	Y <m>	DV/CC	TCC	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	Mom <daNm>	σ _c <daN/cm²>	σ _t <daN/cm²>	
5	0.00	1.04	XX	2	SLE R	3.93	3.93	-92.89	2.92	151.43
5	0.00	1.04	XX	4	SLE Q	3.93	3.93	-86.13	2.71	140.42
-41	0.86	1.04	XX	2	SLE R	3.93	3.93	131.40	4.13	214.20
-41	0.86	1.04	XX	4	SLE Q	3.93	3.93	121.84	3.83	198.62
-22	0.00	0.69	YY	2	SLE R	3.93	3.93	-9.98	0.31	16.26
-22	0.00	0.69	YY	4	SLE Q	3.93	3.93	-9.24	0.29	15.07
-45	0.86	0.69	YY	2	SLE R	3.93	3.93	7.67	0.24	12.51
-45	0.86	0.69	YY	4	SLE Q	3.93	3.93	7.12	0.22	11.61

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione

Nodo	X <m>	Y <m>	DV/CC	TCC	c <mm>	s <mm>	K ₂	Φ _{eq}	Δ _{sm} <mm>	A _s <cmq>	A _{c eff} <cmq>	σ _s <daN/cmq>	ε _{sm}	W _k <mm>
5	0.00	1.04	XX	4 SLE Q	25.00	200.00	0.50	10.00	164.47	4.71	539.44	140.42	0.04	0.01
5	0.00	1.04	XX	3 SLE F	25.00	200.00	0.50	10.00	164.47	4.71	539.44	145.92	0.04	0.01
-41	0.86	1.04	XX	4 SLE Q	25.00	200.00	0.50	10.00	164.47	4.71	539.44	198.62	0.06	0.02
-41	0.86	1.04	XX	3 SLE F	25.00	200.00	0.50	10.00	164.47	4.71	539.44	206.41	0.06	0.02
-22	0.00	0.69	YY	4 SLE Q	25.00	200.00	0.50	10.00	164.47	4.71	539.44	15.07	0.00	0.00
-22	0.00	0.69	YY	3 SLE F	25.00	200.00	0.50	10.00	164.47	4.71	539.44	15.67	0.00	0.00
-45	0.86	0.69	YY	4 SLE Q	25.00	200.00	0.50	10.00	164.47	4.71	539.44	11.61	0.00	0.00
-45	0.86	0.69	YY	3 SLE F	25.00	200.00	0.50	10.00	164.47	4.71	539.44	12.06	0.00	0.00



10. CONCLUSIONI.

Le strutture in progetto sono state dimensionate e verificate mediante l'ausilio del programma di calcolo ModEst v. 8.23, prodotto da Tecnisoft Harpaceas.

Le verifiche hanno fatto riferimento all'attuale normativa vigente, il D.M. 17/01/2018.

Dai risultati ottenuti risulta che tutte le verifiche effettuate su ciascun elemento delle strutture in progetto risultano **SODDISFATTE**. Si rimanda agli allegati del codice di calcolo per le verifiche puntuali di ciascun elemento strutturale.