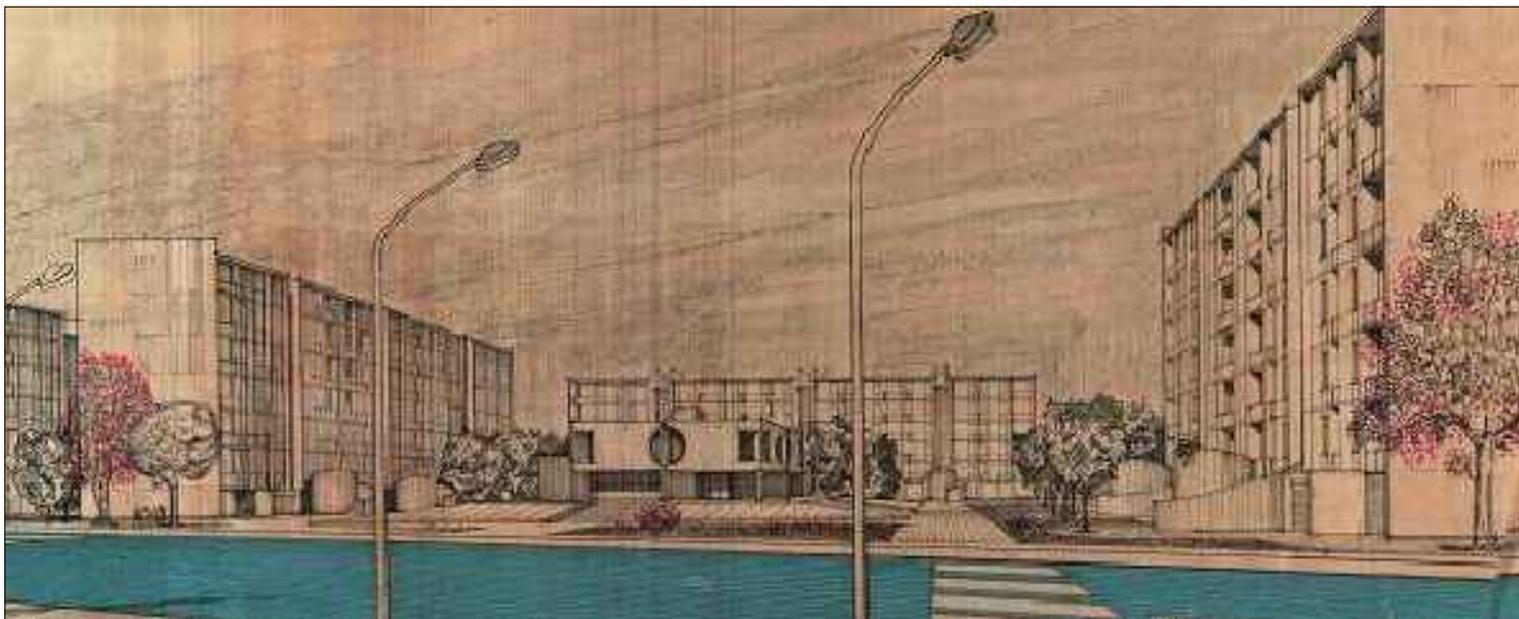


CITTÀ DI PALERMO

ACCORDO QUADRO PON METRO 2014 - 2020

**ASSE 4: INFRASTRUTTURE PER L'INCLUSIONE SOCIALE PER LA
REALIZZAZIONE DI EDILIZIA SOCIALE
LOTTO 3 - RIFUNZIONALIZZAZIONE DEL CENTRO SOCIALE
VIA DI VITTORIO ALLO SPERONE
PROGETTO ESECUTIVO
CUP D75C17000180006**



R.T.P.:

Ing. Pietro Faraone - Capogruppo mandatario
Coordinamento prestazioni specialistiche

Mandanti:

Arch. Alessandro D'Amico

Ing. Gabriele Testa

Ing. Cesare Caramazza (EGE)

Ing. Davide Bellavia

Ing. Giovanni Schirò

Dott. Gian Vito Graziano
Studio geologico associato Graziano e Masi

Ing. Giuseppe Maria Bellomo
giovane professionista

**IL RESPONSABILE UNICO DEL
PROCEDIMENTO**
Arch. Paola Maida

VISTI E APPROVAZIONI

DATA

Agosto 2021

SCALA

1:100

ELABORATO: *STRUTTURALI - STATO DI PROGETTO*

Relazione strutturale e sui materiali

**TAV.
S.P.01**

INDICE

INTRODUZIONE	2
1. UBICAZIONE DELLA STRUTTURA	2
2. DESCRIZIONE DELLO STATO DEI LUOGHI	3
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
4. LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA	7
5. TERRENO DI FONDAZIONE.....	11
6. CALCOLO DELLA STRUTTURA PER EDIFICI ESISTENTI IN C.A. SECONDO LE REGOLE NORMATIVE.....	13
7. ANALISI DEI CARICHI.....	13
8. AZIONI SULLA STRUTTURA.....	14
9. CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO	22
10. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	26
11. RISULTATI ANALISI STATO DI FATTO	30
12. INQUADRAMENTO NORMATIVO DEGLI INTERVENTI	32
13. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PROPOSTI	32
14. MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO (POST-INTERVENTO).....	50
15. VERIFICHE E CONFRONTO TRA STATO DI FATTO E DI PROGETTO	51

INTRODUZIONE

La presente relazione viene redatta al fine di individuare i livelli di sicurezza sismica ante e post-intervento con riferimento al progetto di **miglioramento sismico ai sensi del paragrafo 8.4.2 delle NTC2018** dell'edificio, oggi in stato di abbandono, che ospiterà il "Centro Sociale" del quartiere residenziale in località Sperone (Romagnolo) sito nel comune di Palermo (PA).

In particolare, le verifiche di seguito esposte sono state svolte seguendo quanto esplicitamente previsto al capitolo 8 delle NTC2018, e delle corrispondenti parti della Circolare n. 7 del 21/01/2019.

La presente relazione analizzerà l'edificio così come oggi si presenta e in seguito agli interventi nella stessa descritti. Di seguito si riporta il modello strutturale allo scopo di consentire una migliore comprensione dei corpi strutturali oggetto della presente relazione:

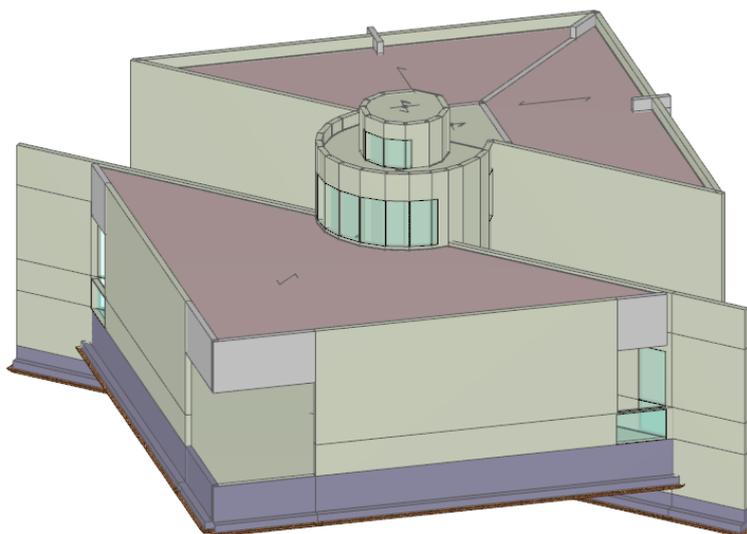


Figura 1: Vista modello strutturale stato di fatto

1. UBICAZIONE DELLA STRUTTURA

Le coordinate geografiche del sito in cui si trova il plesso scolastico sono le seguenti:

Longitudine (decimali): **13.403444 E**; Latitudine (decimali): **38.099164 N**;

L'edificio ricade in zona sismica 2 così come si evince dalla **Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003** – Allegato 1, e successive modifiche ed integrazioni, riportante l'elenco delle località sismiche del territorio italiano.

Vista la destinazione d'uso della costruzione, essa si riconduce alla categoria 1 dell'elenco B dell'allegato 1 della classificazione definita dalla **Presidenza del Consiglio dei Ministri Dipartimento della Protezione Civile con Decreto n. 3685 del 21/10/2003**:

Elenco B – Categorie di edifici ed opere infrastrutturali di competenza statale che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso.

1. Edifici: 1. Edifici pubblici o comunque destinati allo svolgimento di funzione pubbliche nell'ambito dei quali siano normalmente presenti comunità di dimensioni significative, nonché edifici e strutture aperti al pubblico suscettibili di grande affollamento, il cui collasso può comportare gravi conseguenze in termini di perdite di vite

umane.

Si sottolinea quindi che non si tratta di opera strategica ai fini di protezione civile.

Questa classificazione consente di poter definire la classe d'uso della struttura, secondo quanto previsto dal DM18, e dunque l'azione sismica di progetto.

La Classe d'Uso, vista la categoria sopra richiamata, è:

Classe III – *Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.*

Per l'edificio viene definita una vita nominale $V_N=50$ anni.

Così come precisato meglio dalla Circolare n. 7 essa individua solamente il periodo dopo il quale diventa necessario intervenire con opere di manutenzione straordinaria per ripristinare la capacità di durata della costruzione. Ancora, la Circolare ribadisce che il carattere strategico di un'opera o la sua rilevanza per le conseguenze di un eventuale collasso sono definiti dalla sola classe d'Uso.

Per la classe d'uso **III** il coefficiente C_U (paragrafo 2.4.3) vale **1.50**.

Pertanto, la vita V_R della struttura, ai fini del calcolo delle azioni sismiche, è pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 1.5 \cdot 50 = 75 \text{ anni}$$

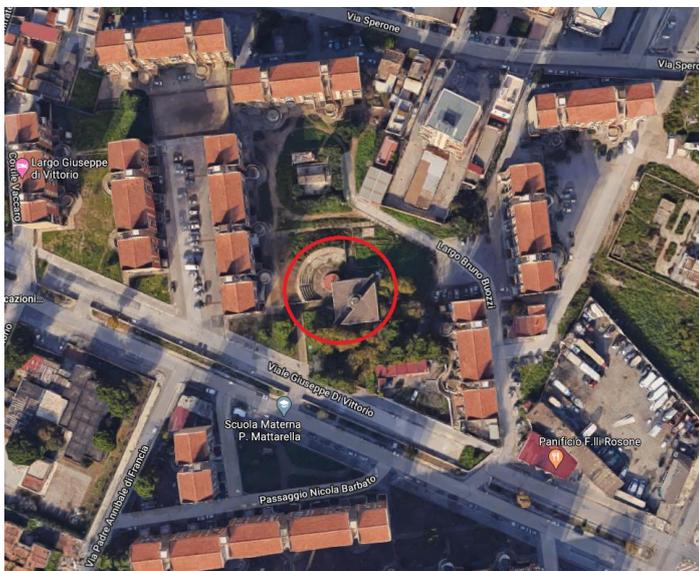


Figura 2. Stralcio aerofotogrammetrico

Dati zona per calcolo intensità carico neve:

- Quota di riferimento s.l.m – $a_s=9$ m
- Zona III

Dati zona per calcolo intensità azione del vento:

- Quota di riferimento s.l.m – $a_s=9$ m
- Zona 4

2. DESCRIZIONE DELLO STATO DEI LUOGHI

L'edificio è articolato sullo schema geometrico di un quadrato, di lato pari a 18 m circa, diviso sulla diagonale da

due setti paralleli che delimitano il corpo dei servizi igienici.

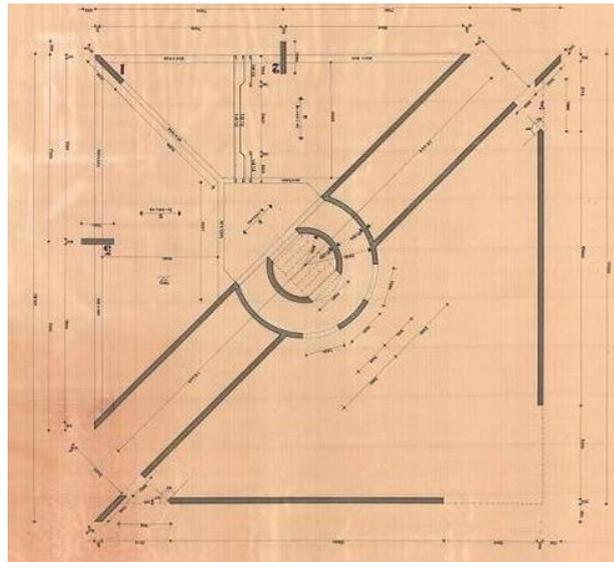


Fig. 3. Disegno originale della carpenteria a quota + 1,20

Al centro, un corpo circolare costituito da due cilindri concentrici ospita le scale interne di collegamento. L'edificio presenta tre quote di imposta e due differenti elevazioni: il corpo di ingresso, a quota 1,20, orientato verso sud - est, serve una hall e due sale laterali, connettendosi, con due brevi scale poste nell'intercapedine tra i due corpi circolari, ai servizi del corpo intermedio, a quota 0,60m.



Fig. 4. La Hall di ingresso a quota 1,20 e la Sala conferenze a quota 0,00

La prosecuzione di tali scale consente l'accesso alla sala conferenze, posta a quota 0,00 che occupa la rimanente porzione del quadrato. All'estremità Nord - Est della sala vi è una apertura ad angolo che mette in comunicazione

con l'attiguo teatro all'aperto, la cui pedana circolare occupa parzialmente la sala.



Fig. 5. Apertura d'angolo della Sala Conferenze e vista dell'anfiteatro

Il collegamento con il piano primo, a quota + 3,80 è affidato ad una scala rettilinea inserita nel corpo circolare più interno, seguita da due rampe semicircolari, simmetriche, poste nell'intercapedine tra i due corpi circolari.



Fig. 6. Vista del corpo cilindrico centrale e delle scale ad esso afferenti.

Una scala esterna, infine, posta al di sotto del corpo dei servizi, nello spigolo Sud - Ovest, ospita un piccolo locale tecnico alla quota -1,95 m, la cui quota di fondazione risulta essere la più bassa. Le coperture non sono accessibili. Le aperture, al piano terra, sono in gran parte concentrate nella parte settentrionale, affidando l'illuminazione naturale della sala conferenze alla vetrata angolare a Sud – Est. L'ambiente di piano primo è illuminato da grandi finestre circolari e da strette vetrate ai vertici dello spazio triangolare.



Fig. 7. Vista del locale tecnico interrato, dell'accesso esterno e della copertura del corpo servizi

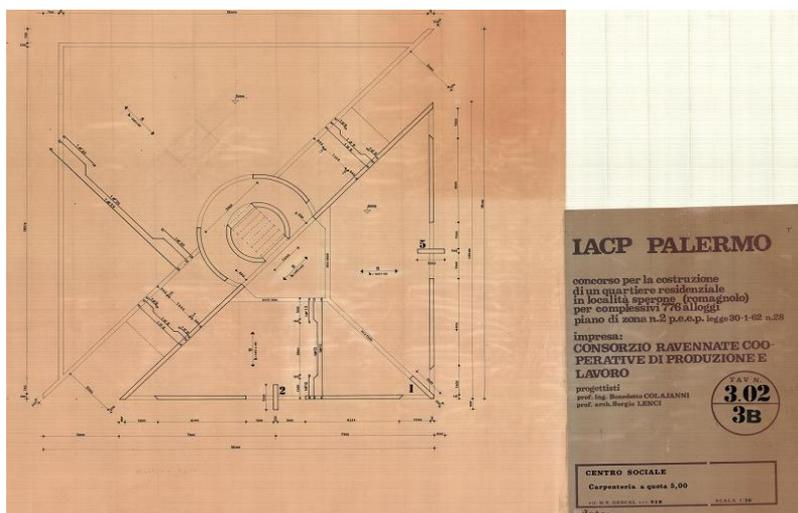


Fig. 8. carpenteria a quota 5,10 m., disegno originale

L'edificio strutturalmente è costituito da pareti, pilastri e travi in c.a. Le pareti hanno uno spessore di 20 cm, i pilastri presentano dimensioni di 20x125 cm e 20x150 cm.

I dati sugli orizzontamenti sono stati rilevati grazie ad indagini con video-endoscopia eseguite durante la prima campagna di indagini riportata in allegato All.2. Essi sono costituiti da solai in latero-cemento con travetti precompressi dello spessore di:

- 46 cm per il solaio di copertura a quota 7,50 m (ES1);
- 52 cm per il solaio di copertura a quota 5,10 m (ES2);
- 29 cm per il solaio intermedio a quota 3,80 m (ES3);

L'interasse tra i travetti nel solaio di copertura a quota 7,50 m è pari a 50 cm. I laterizi hanno un'altezza pari a 16 cm. Il copriferro è circa 2 cm.

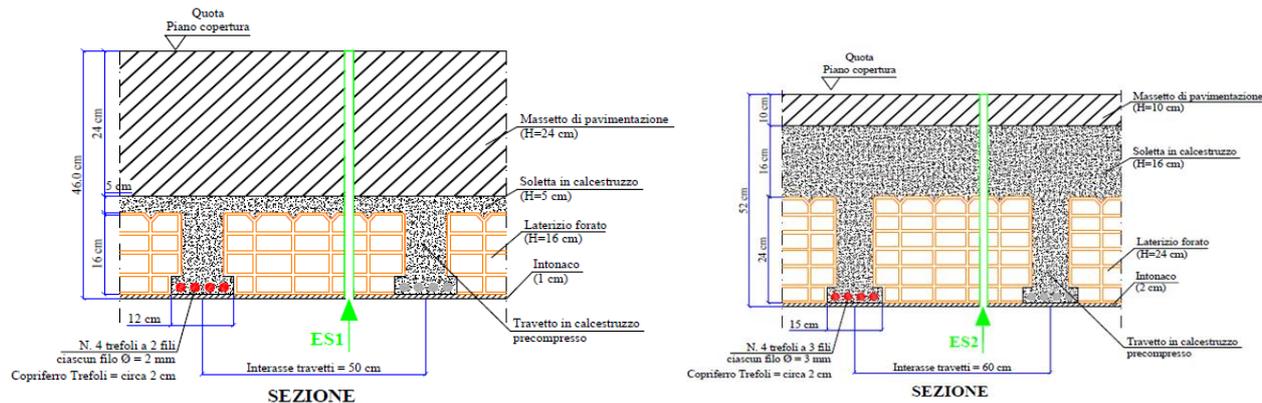


Figura 9: schema geometrico solaio (ES1, ES2)

Nel solaio di copertura a quota 7,50 m l'interasse tra i travetti è pari a 60 cm. I laterizi hanno un'altezza pari a 24 cm. Il copriferro è circa 2 cm. Infine nel solaio intermedio l'interasse tra i travetti è pari a 50 cm. I laterizi hanno un'altezza pari a 16 cm. Il copriferro è circa 2 cm.

Le orditure dei solai si evincono dalle tavole di progetto rilevate al fondo Colajanni, queste sono state verificate attraverso delle termografie eseguite sul luogo (rapporto di prova 3210 del 22.12.2020- All.3).

Dalle indagini termografiche effettuate sui solai a quota 3,80 m e a quota 7,50 m si evince che le porzioni di solaio in prossimità dell'ingresso al vano scala sono costituite da solette piene.

Dagli elaborati originali ("carpenteria fondazioni 3.02 1B") si evince che la fondazione è realizzata con travi rovesce in c.a. Tale soluzione viene confermata dai pozzetti eseguiti i cui risultati sono riportati nell' allegato 2 (rapporto di

prova 3213 del 22.12.2020).

Tramite i saggi in fondazione eseguiti sono state ricavate le dimensioni delle fondazioni.

Le travi rovesce hanno una profondità di 1,5 metri per la parte di struttura posta in corrispondenza dell'aula conferenze. Il saggio è stato infatti eseguito in prossimità della pedana circolare e del locale servizi a quota 0,00 m.

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

“Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.

D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)

“Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni”.

Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5)

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

CNR-DT 200 R1/2013 *“Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati – Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie”.*

4. LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Sulla base delle informazioni acquisite:

- sulla GEOMETRIA (§C8.5.1 - Circolare 2019 NTC 2018);
- sui DETTAGLI COSTRUTTIVI (§C8.5.2 - Circolare 2019 NTC 2018);
- sulle PROPRIETA' DEI MATERIALI (§C8.5.3 - Circolare 2019 NTC 2018);

con riferimento alla Tabella C8.5. IV (Circolare 2019 NTC 2018) sono stati acquisiti il **LIVELLO DI CONOSCENZA (LC)** ed il **FATTORE DI CONFIDENZA (FC)** seguenti:

Livello di conoscenza	Fattore di confidenza
LC3	1.00

LEGENDA: Livello di conoscenza e fattore di confidenza

Livello di conoscenza	[LC1] = Conoscenza Limitata - [LC2] = Conoscenza Adeguata - [LC3] = Conoscenza Accurata.
Fattore di confidenza	Fattore di confidenza applicato alle proprietà dei materiali.

4.1. PROCEDURE PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E LA REDAZIONE DEI PROGETTI

Per edifici esistenti l'analisi storico-critica ed il rilievo geometrico-strutturale devono evidenziare i seguenti aspetti:

- la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- possono essere insiti e non palesi difetti di impostazione e di realizzazione;
- la costruzione può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;
- le strutture possono presentare degrado e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria.

Nella definizione dei modelli strutturali, si dovrà, inoltre, tenere conto che:

- la geometria e i dettagli costruttivi sono definiti e la loro conoscenza dipende solo dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive;
- la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali non risente delle incertezze legate alla produzione e posa in opera ma solo della omogeneità dei materiali stessi all'interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dell'affidabilità delle stesse;
- i carichi permanenti sono definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

4.2. LIVELLO DI CONOSCENZA

La valutazione della sicurezza di una struttura esistente è normalmente affetta da un grado di incertezza diverso da quello degli edifici di nuova progettazione.

Le modalità di verifica delle costruzioni nuove sono basate sull'uso di coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle azioni e alle caratteristiche meccaniche dei materiali, concepiti e calibrati per tener conto dell'intero processo che va dalla progettazione alla concreta realizzazione. Nelle costruzioni esistenti è cruciale la conoscenza della struttura (geometria e dettagli costruttivi) e dei materiali che la costituiscono (calcestruzzo, acciaio, mattoni, malta). È per questo che viene introdotta un'altra categoria di fattori, i **“fattori di confidenza”**, strettamente legati al livello di conoscenza conseguito nelle indagini conoscitive, e che vanno preliminarmente a ridurre i valori medi di resistenza dei materiali della struttura esistente, per ricavare i valori da adottare, nel progetto o nella verifica, e da ulteriormente ridurre, quando previsto, mediante i coefficienti parziali di sicurezza.

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti:

- LC1: Conoscenza limitata;
- LC2: Conoscenza adeguata;
- LC3: Conoscenza accurata.

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono:

- geometria, ossia le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali;
- dettagli strutturali, ossia la quantità e disposizione delle armature, compreso il passo delle staffe e la loro chiusura, per il c.a., i collegamenti per l'acciaio, i collegamenti tra elementi strutturali diversi, la consistenza degli elementi non strutturali collaboranti;
- materiali, ossia le proprietà meccaniche dei materiali.

Il livello di conoscenza acquisito determina il metodo di analisi e i fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali.

Si riporta la tabella C8.5. IV contenuta nella Circolare n. 7 del 2019, relativa alla stima dei livelli di conoscenza per

edifici in calcestruzzo armato o in acciaio.

Livello di conoscenza	Geometria (Carpenteria)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure <i>estese</i> verifiche in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in situ oppure <i>estese</i> prove in situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure <i>esaustive</i> verifiche in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con <i>estese</i> prove in situ oppure <i>esaustive</i> prove in situ	Tutti	1.00

Dall'esame della tabella sopra riportata si evince che la individuazione del livello di conoscenza prevede la definizione di "limitate" o "estese" o "esaustive" verifiche/prove in situ.

A tale scopo si riporta la tabella C8.5.V contenuta nella Circolare n. 7 del 17/01/2019, relativa alla definizione orientativa dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.a.

	Rilievo (dei dettagli costruttivi)	Prove (sui materiali)
	Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro, ...)	
Verifiche limitate	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls per 300 m ² di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls per 300 m ² di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls per 300 m ² di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

*In seguito allo studio del materiale a disposizione dello scrivente e tenuto conto delle indicazioni della Circolare si individua per la costruzione oggetto di studio un **livello di conoscenza LC3** cui corrisponde il fattore di confidenza **FC=1**.*

4.3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo

Le prove a schiacciamento delle 9 carote prelevate hanno portato alle seguenti risultanze:

Dati dichiarati all'accettazione				Data prova	MASSA VOLUMICA			Resistenza alla compressione			
N.	Contrassegno	Data prelievo	Provenienza		D kg/m ³	φ mm	h mm	F kN	f _c N/mm ²	R	P
1	C1	18/02/2020	SETTO QUOTA 0,00	04/03/2020	2248	104,0	104,1	171,1	20,1	S	TR
2	C2	18/02/2020	SETTO QUOTA 0,00	04/03/2020	2220	104,0	104,9	161,6	19,0	S	TR
3	C3	18/02/2020	SETTO VANO SCALE QUOTA 0,00 a +1,3	04/03/2020	2293	104,0	105,0	222,3	26,2	S	TR
4	C4	18/02/2020	SETTO QUOTA + 1,3	04/03/2020	2367	104,0	104,5	286,6	33,7	S	TR
5	C5	18/02/2020	SETTO QUOTA 0,00	04/03/2020	2291	104,0	105,4	265,0	31,2	S	TR
6	C6	18/02/2020	SETTO QUOTA 0,00	04/03/2020	2349	104,0	104,3	239,4	28,2	S	TR

P = Preparazione del provino: NN=Non necessaria, ER=Eseguita rettificata CC=Eseguita cappatura, TC=Eseguito taglio e cappatura, TR= Eseguito taglio e rettificata

R= Tipo di rottura del provino: S= Soddisfacente; A, B, C, D, E, F, G, H, I, J, K= Non soddisfacente

Dati dichiarati all'accettazione				Data prova	MASSA VOLUMICA			Resistenza alla compressione			
N.	Contrassegno	Data prelievo	Provenienza		D kg/m ³	φ mm	h mm	F kN	f _c N/mm ²	R	P
7	C7	18/02/2020	SETTO QUOTA -1,00	04/03/2020	2261	104,0	105,0	265,3	31,2	S	TR
8	C8	18/02/2020	SETTO QUOTA +4,0	04/03/2020	2333	104,0	104,7	269,2	31,7	S	TR
9	C9	19/02/2020	PLATEA FOND. QUOTA -1,5	04/03/2020	2368	104,0	105,2	295,4	34,8	S	TR

P = Preparazione del provino: NN=Non necessaria, ER=Eseguita rettificata CC=Eseguita cappatura, TC=Eseguito taglio e cappatura, TR= Eseguito taglio e rettificata

R= Tipo di rottura del provino: S= Soddisfacente; A, B, C, D, E, F, G, H, I, J, K= Non soddisfacente

N.D. = Non Dichiarato

Tabella 1: Prove di resistenza a compressione dei provini cilindrici

Il DM18 prevede per le costruzioni esistenti la determinazione della resistenza di calcolo del calcestruzzo, da utilizzare per le verifiche delle singole membrature strutturali, a partire dal valore medio di resistenza a compressione delle prove eseguite.

Si avrà pertanto il valore di resistenza a compressione media pari a: $R_{cm}=28,45 \text{ N/mm}^2$

Le resistenze di calcolo del calcestruzzo sono state calcolate utilizzando la formula (4.1.4) del DM18, tenendo conto del rapporto altezza/diametro dei provini pari a 1 e delle indicazioni contenute nella Circolare al par. C.8.7.2.2 <<Nel caso di analisi lineare con fattore di struttura q o di analisi non lineare, per gli elementi duttili la capacità si valuta dividendo le proprietà dei materiali per il fattore di confidenza FC, per gli elementi fragili le proprietà dei materiali esistenti si dividono sia per il fattore di confidenza FC sia per il coefficiente parziale...>>.

Quindi:

$$f_{cd} = R_{cm}/(FC) = 28,45 / (1) = 28,45 \text{ MPa} \quad (\text{duttile})$$

$$f_{cd} = R_{cm}/(\gamma_M \cdot FC) = 28,45 / (1.5 * 1) = 18,96 \text{ MPa} \quad (\text{fragile})$$

Acciaio

Le prove a trazione delle barre prelevate hanno fornito un valore medio della tensione di snervamento f_y pari a 400,75 N/mm².

Si riportano di seguito i valori ottenuti dalle prove a trazione.

N°	Diametro nominale mm	Contrassegno	Verbale di prelievo	Provenienza	Sezione resistente mm ²	Allungamento percentuale	Tensione di snervamento f_y N/mm ²	Tensione di rottura f_t N/mm ²	Peso unitario kg/m	MARCHIO	Prova di Piegamento/Raddrizzamento	
											Esito	Mandrinò
1	8	A1	19/02/2020	SETTO 1° PIANO + 4,0	39,2	33,3	328,8	456,9	0,308	NON RILEVABILE BARRA LISCIA	ASSENZA DI CRICCHE	12
2	20	A2	19/02/2020	SETTO PIANO RIALZATO + 1,30	316,0	24,5	397,4	576,8	2,481	NON RILEVABILE BARRA LISCIA	ASSENZA DI CRICCHE	40
3	8	A3	19/02/2020	SETTO SCALA TRA +1,30 E 0,00	55,9	30,0	455,9	606,1	0,439	NON RILEVABILE BARRA LISCIA	ASSENZA DI CRICCHE	16
4	8	A4	19/02/2020	SETTO QUOTA + 0,00	54,5	31,8	400,3	596,7	0,428	NON RILEVABILE BARRA LISCIA	ASSENZA DI CRICCHE	16
5	8	A5	20/02/2020	SETTO QUOTA + 0,00	55,6	29,8	413,6	557,5	0,436	NON RILEVABILE BARRA LISCIA	ASSENZA DI CRICCHE	16
6	8	A6	20/02/2020	FOND. QUOTA -1,5	56,0	26,5	410,5	608,6	0,440	NON RILEVABILE BARRA LISCIA	ASSENZA DI CRICCHE	16

Tabella 2: Prova di trazione su acciai

Il DM18 prevede per le costruzioni esistenti la determinazione della resistenza di calcolo dell'acciaio, da utilizzare per le verifiche delle singole membrature strutturali, a partire dal valore medio di resistenza a trazione delle prove eseguite.

La resistenza a trazione di calcolo, anziché dalla resistenza a trazione caratteristica, verrà determinata quindi dalla resistenza a trazione media. Inoltre, si dovrà tener conto del Fattore di Confidenza funzione del Livello di conoscenza raggiunto.

Tenendo in considerazione le due tipologie di acciaio utilizzate nel periodo di costruzione del fabbricato (FeB38k con $f_{yk} \geq 375 \text{ N/mm}^2$ e FeB44K con $f_{yk} \geq 430 \text{ N/mm}^2$) si deduce che nell'edificio in oggetto è stato utilizzato acciaio FeB38K; dunque, ai fini dei calcoli, la tensione di snervamento dell'acciaio utilizzata è stata pari a 375 N/mm².

E quindi:

$$f_{yd} = f_{ym}/(\gamma_S \cdot FC) = 375/(1.15 * 1) = 326,08 \text{ MPa}$$

Sulla base dei rilievi svolti e dalle prove effettuate in fase di indagine si è potuti risalire alle armature degli elementi strutturali. Tali armature sono state utilizzate per le verifiche strutturali.

5. TERRENO DI FONDAZIONE

Le proprietà meccaniche dei terreni sono state investigate mediante specifiche prove mirate alla misurazione della velocità delle onde di taglio negli strati del sottosuolo. In particolare, è stata calcolata una velocità di propagazione equivalente delle onde di taglio con la seguente relazione (eq. [3.2.1] D.M. 2018):

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove:

h_i è lo spessore dell' i -simo strato;

$V_{s,i}$ è la velocità delle onde di taglio nell' i -simo strato;

N è il numero totale di strati investigati;

H è la profondità del substrato con $V_s \geq 800$ m/s.

Quindi, le proprietà dei terreni sono state ricondotte a quelle individuate nella seguente tabella, ponendo $H = 30$ m nella relazione precedente ed ottenendo il parametro $V_{s,30}$.

Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato (Tab. 3.2.II D.M. 2018)

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> 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	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , 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	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> 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	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , 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	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio ($V_{s,30}$), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **B** [*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s*] poiché V_s pari a **436,1 m/sec**.

Le costanti di sottofondo (alla Winkler) del terreno sono state corrette secondo la seguente espressione:

$$K = c \cdot K_1;$$

dove:

K_1 = costante di Winkler del terreno riferita alla piastra standard di lato $b = 30$ cm;

c = coefficiente di correzione, funzione del comportamento del terreno e della particolare geometria degli elementi di fondazione.

Nel caso di "Riduzione Automatica" è dato dalle successive espressioni:

$c = \left[\frac{(B+b)^2}{2 \cdot B} \right]^2$	per terreni incoerenti (Rif. Evaluation of coefficients of subgrade reaction K. Terzaghi, 1955 p.315)
$c = \left(\frac{L/B + 0,5}{1,5 \cdot L/B} \right) \cdot \frac{b}{B}$	per terreni coerenti (Rif. Evaluation of coefficients of subgrade reaction K. Terzaghi, 1955 p.315)

Essendo:

$b = 0,30$ m, dimensione della piastra standard;

L = lato maggiore della fondazione;

B = lato minore della fondazione.

Nel caso di stratigrafia la costante di sottofondo utilizzata nel calcolo delle *sollecitazioni* è quella del terreno a contatto con la fondazione, mentre nel calcolo dei *cedimenti* la costante di sottofondo utilizzata è calcolata come media pesata delle costanti di sottofondo presenti nel volume significativo della fondazione.

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei “*Tabulati di calcolo*”, nella relativa sezione. Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni geologica e geotecnica.

6. CALCOLO DELLA STRUTTURA PER EDIFICI ESISTENTI IN C.A. SECONDO LE REGOLE NORMATIVE

Il calcolo della struttura è stato svolto secondo la “Analisi dinamica modale con spettro di risposta con fattore q”, secondo quanto indicato al § 7.3.3.1 delle NTC 2018.

In considerazione della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche, la norma consente l’utilizzo di un fattore di struttura q variabile tra 1.5 e 3.

La norma prevede una differenziazione nella definizione delle azioni per il caso di verifiche “duttili” e di verifiche “fragili”.

Le verifiche per i meccanismi “duttili” (travi inflesse, presso-flessione di pilastri non sollecitati da valori elevati di sforzo normale) avranno esito positivo se la sollecitazione indotta dall’azione sismica ridotta di q sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

Le verifiche per i meccanismi “fragili” (taglio su travi e pilastri) devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall’azione sismica ridotta per $q=1.5$ (sia stato di fatto che di progetto) sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

7. ANALISI DEI CARICHI

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del punto 3.1 del **D.M. 2018**. In particolare, è stato fatto utile riferimento alle Tabelle 3.1. I e 3.1.II del D.M. 2018, per i pesi propri dei materiali e per la quantificazione e classificazione dei sovraccarichi, rispettivamente.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, oltre che nei “*Tabulati di calcolo*” nella relativa sezione, sono di seguito riportate:

ANALISI CARICHI

N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve [N/m ²]
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
001	S	TAMPONATURE	Carico Permanente	forati	2.268	intonaco	720		0	0
002	S	SOLETTA senza variabile	Uffici	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-	Pavimento e sottofondo, incidenza tramezzi, intonaco inferiore	2.360		0	0
003	S	SOLETTA	Uffici	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-	Pavimento e sottofondo, incidenza tramezzi, intonaco inferiore	2.360	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico - Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018	3.000	0
004	S	copertura soletta	Coperture accessibili solo per manutenzione	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-	Pavimento e sottofondo e intonaco inferiore	1.420	copertura (Cat. H - Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	500	480
005	S	Platea	Autorimessa <= 30kN	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-	Sottofondo e pavimento di tipo industriale in calcestruzzo	2.000	Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN) (Cat. F - Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	2.500	0
006	S	Copertura h 22	Coperture accessibili solo per	Solaio latero cemento spessore (17+5)	3.050	Massetto e intonaco inferiore	1.970	Copertura (Cat. H - Tab. 3.1.II DM 17.01.18)+ carico	1.000	480

N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Analisi carichi						
				Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
										[N/m ²]
007	S	solai nuovi	manutenzione Uffici	Solaio misto in acciaio-calcestruzzo costituito da lamiera grecata e soletta in c.a. collaborante di spessore 5,5	2.400	Pavimentazione e sottofondo, incidenza dei tramezzi e intonaco inferiore	2.800	macchine impianti Cat. B2 Uffici aperti al pubblico - Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018	3.000	0
008	S	solai nuovi copertura	Coperture accessibili solo per manutenzione	Solaio misto in acciaio-calcestruzzo costituito da lamiera grecata e soletta in c.a. collaborante di spessore 5,5	2.400	Pavimento e sottofondo	2.500	Copertura (Cat. H - Tab. 3.1.II DM 17.01.18)	500	480
009	S	copertura h 21 (htot 46 cm)	Coperture praticabili (Cat. B)	Solaio latero cemento spessore 21 (16+5)	3.122	24 cm di sottofondo, incidenza dei tramezzi e intonaco inferiore 1 cm	4.490	Copertura (Cat. I - Tab. 3.1.II DM 17.01.18)	3.000	480
010	S	copertura h 40 (htot 52 cm)	Coperture accessibili solo per manutenzione	Solaio latero cementizio h 40 (24+16)	6.743	Massetto e intonaco inferiore	2.140	Copertura (Cat. H - Tab. 3.1.II DM 17.01.18)	500	480
011	S	LatCem h21 (htot 29 cm)	Uffici	Solaio latero cementizio h 21 (16+5)	3.122	sottofondo da 6 cm, incidenza dei tramezzi e intonaco inferiore 1 cm	2.620	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico - Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018	3.000	0
012	S	Lam.Grec.-Cls col. scale	Scale, balconi, ballatoi (Cat. B)	Solaio misto in acciaio-calcestruzzo costituito da lamiera grecata e soletta in c.a. collaborante di spessore 5 cm (5,5+5)	2.000	Pavimento e sottofondo	1.000	Balconi, ballatoi e scale comuni (Cat. B - Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	4.000	0

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo dell'analisi di carico.

T. C. Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.

PP, PNS, SA Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m²] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

Sul solaio dove saranno collocate le macchine degli impianti è stato considerato un carico accidentale aggiuntivo dovuto al peso delle macchine, si precisa però che l'unità esterna PUMY-P200YKM2(-BS) avente ingombro 1338 x 1050 x 330 mm verrà agganciata alla parete e non poggiata sul solaio.

8. AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 2018. I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

Come affermato al §.8.8 delle NTC18:

<<La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere

eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV...

... Per la combinazione sismica le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC), secondo quanto specificato al § 7.3.6>>.

Pertanto, nel rispetto di quanto previsto dalle norme, poiché la costruzione oggetto dell'intervento è in classe d'uso III, la valutazione della sicurezza è stata eseguita con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita.

8.1. STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots$$

dove:

G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);

G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;

Q azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;

di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i -esima azione variabile;

$\gamma_{G1}, \gamma_{G2}, \gamma_Q, \gamma_P$ coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 2018; in particolare $\gamma_{G1}=1.3$, $\gamma_{G2}=1.5$ e $\gamma_{Qk}=1.5$.

ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le **combinazioni** risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula precedente).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati "Tabulati di calcolo".

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma.

L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;

G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;

ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;

Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

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

$$G_k + \sum_j (\psi_{2j} \cdot Q_{kj}).$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	ψ_{2i}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,3
Categoria B - Uffici	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,6
Categoria E - Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria F - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,6
Categoria G - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,3
Categoria H - Coperture	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	*
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	*
Vento	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,2
Variazioni termiche	0,0
* "Da valutarsi caso per caso"	

In accordo alle tabelle appena richiamate, si nota che per la combinazione sismica gli effetti del vento e della neve non vengono considerati perché i coefficienti Ψ_{2i} sono nulli.

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella Tab. 6.2.I del D.M. 2018. I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella Tab. 6.2.II del D.M. 2018. I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della Tab. 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali. Si è quindi provveduto a progettare le armature di ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate. Nella sezione relativa alle verifiche dei "Tabulati di calcolo" in allegato sono riportati, per brevità, i valori della sollecitazione relativi alla combinazione cui corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

8.2. VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al §3.2 del D.M. 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni". In particolare, il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per gli Stati Limite d'interesse per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- Individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T_c^* per gli Stati Limite (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio.
- Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.
- Calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

Sono stati definiti una **Vita Nominale** pari a **50 anni** e una **Classe d'Uso** pari a **III**.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il **suolo** di fondazione di **categoria B**, cui corrispondono

i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Stato Limite	a _g /g	F ₀	T* _c [s]	C _c	T _B [s]	Parametri di pericolosità sismica		
						T _c [s]	T _D [s]	S _s
SLO	0.0571	2.339	0.246	1.46	0.119	0.358	1.829	1.20
SLD	0.0771	2.316	0.261	1.44	0.125	0.376	1.908	1.20
SLV	0.2035	2.401	0.300	1.40	0.140	0.420	2.414	1.20
SLC	0.2596	2.458	0.313	1.39	0.145	0.435	2.639	1.14

Si è inoltre assunto il **Coefficiente di Amplificazione Topografica (S_T)** pari a **1.00**.

Per la struttura in esame, **sia in stato di fatto che di progetto**, sono stati determinati i seguenti valori del fattore di comportamento, differenziati per le verifiche dei meccanismi duttili e fragili:

- **Verifica meccanismi “Duttili”**

Fattore di Comportamento (q_X) per sisma
orizzontale in direzione X: **2.00 (ante-operam)**
2.00 (Post-operam)

Fattore di Comportamento (q_Y) per sisma
orizzontale in direzione Y: **2.00 (ante-operam)**
2.00 (Post-operam)

- **Verifica meccanismi “Fragili”**

Il fattore di comportamento utilizzato per la verifica di tali meccanismi è pari a **1.50**.

8.2.1. Metodo di analisi

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito secondo un’analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E, conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (*Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa*):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad \rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij})^2} \quad \beta_{ij} = \frac{T_j}{T_i}$$

dove:

- n è il numero di modi di vibrazione considerati;
- ξ è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;
- β_{ij} è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell’azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l’effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti.

Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; eventuali muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (sia a piastra che a lastra).

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

8.2.2. Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Le azioni orizzontali dovute al sisma sulla struttura vengono convenzionalmente determinate come agenti in due direzioni tra loro ortogonali prefissate. In generale, però, le componenti orizzontali del sisma devono essere considerate come agenti simultaneamente.

Gli effetti delle azioni dovute alla combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

$$E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX}$$

dove:

E_{EdX} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale X scelto della struttura;

E_{EdY} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale Y scelto della struttura.

8.2.3. Eccentricità accidentali

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica. Si noti che la distanza precedente, nel caso di distribuzione degli elementi non strutturali fortemente irregolare in pianta, viene raddoppiata ai sensi del § 7.2.3 del D.M. 2018.

8.3. AZIONE DEL VENTO

L'applicazione dell'azione del vento sulla struttura si articola in due fasi:

1. calcolo della pressione Normale e Tangenziale lungo l'altezza dell'edificio;
2. trasformazione delle pressioni in forze (lineari/concentrate) sugli elementi (strutturali/non strutturali) dell'edificio.

8.3.1. Calcolo pressione normale e tangenziale

Pressione Normale

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d \quad (\text{relazione 3.3.4 - D.M. 2018});$$

dove

- q_r : la pressione cinetica di riferimento data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\text{relazione 3.3.6 - D.M. 2018});$$

con:

ρ : densità dell'aria (assunta pari a 1,25 kg/m³);

v_r : velocità di riferimento del vento (in m/s), data da (Eq. 3.3.2 - D.M. 2018):

$$v_r = v_b \cdot c_r,$$

con:

c_r coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_R

$$c_r = 0,75 \cdot \sqrt{1 - 0,2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} \quad (\text{relazione 3.3.3 - D.M. 2018});$$

v_b : velocità di riferimento del vento associata ad un periodo di ritorno di 50 anni, data da:

$$V_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

dove:

c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0.$$

$$c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m.}$$

$v_{b,0}$, a_0 , k_s : parametri forniti dalla Tab. 3.3.I del §3.3.2 D.M. 2018 in funzione della zona su cui sorge la costruzione;

a_s : altitudine sul livello del mare (m.s.l.m) del sito ove sorge la costruzione;

T_R : periodo di ritorno espresso in anni [10 anni; 500 anni].

- c_e : coefficiente di esposizione, che per altezza sul suolo (z) non maggiori di 200 m è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_f \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_f \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min} \quad (\text{relazione 3.3.7 - D.M. 2018});$$

dove:

k_r , z_0 , z_{\min} : parametri forniti dalla Tab. 3.3.II del par. 3.3.7 D.M. 2018 (*funzione della categoria di esposizione del sito e della classe di rugosità del terreno*);

c_f : coefficiente di topografia (assunto pari ad 1).

- c_p : coefficiente di pressione (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento (cfr. § 3.3.8 - D.M. 2018).

- c_d : coefficiente dinamico (assunto pari ad 1; par. 3.3.9 - D.M. 2018).

Pressione Tangenziale

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione

$$p_f = q_f \cdot c_e \cdot c_f \quad (\text{relazione 3.3.5 - D.M. 2018});$$

dove

q_f , c_e : definiti in precedenza;

c_f : coefficiente d'attrito, funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente.

Per il caso in esame:

VENTO - CALCOLO PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO

Vento - calcolo pressione cinetica di riferimento										
α	DIR	a_s	Zona	$v_{b,0}$	a_0	k_s	v_b	T_R	α_R	q_b
[°]		[m]		[m/s]	[m]		[m/s]	[anni]		[N/m ²]
0,00	+X; -X; +Y; -Y	9	4	28	500	0,360	28,00	50	1,00	490

LEGENDA:

α	Angolo di inclinazione del vento rispetto all'asse x
DIR	Direzioni locali di calcolo del vento
a_s	Altitudine sul livello del mare (m.s.l.m) del sito ove sorge la costruzione;
Zona	Zona di riferimento per il calcolo del vento;
$v_{b,0}$, a_0 , k_s	Parametri per la definizione della velocità base di riferimento
v_b	Velocità di riferimento del vento associata ad un periodo di ritorno di 50 anni;
T_R	Periodo di ritorno;
α_R	Coefficiente per il calcolo della pressione cinetica di riferimento;
q_b	Pressione cinetica di riferimento.

VENTO - CALCOLO COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Vento - calcolo coefficiente di esposizione								
Z	d _{ct}	CIRg	Cat exp	k _r	Z _G	Z _{min}	C _t	C _e
[m]	[km]				[m]	[m]		
0,00	in mare, entro 2 Km	D	I	0,17	0,01	2,00	1,00	1,88
1,10								1,88
3,70								2,21
7,25								2,59
8,80								2,70

LEGENDA:

- Z** Altezza dell'edificio a cui viene calcolata la pressione del vento;
d_{ct} Distanza dalla costa;
CIRg Classe di rugosità del terreno (A, B, C, D);
g
Cat Categoria di esposizione del sito (I, II, III, IV, V);
exp
k_r Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione;
Z₀,
Z_{min}
C_t Coefficiente di topografia;
C_e Coefficiente di esposizione;

VENTO - CALCOLO PRESSIONE DEL VENTO

Vento - calcolo pressione del vento								
Z	q _b	C _e	C _p	C _d	p	Scz	C _r	p _r
[m]	[N/m ²]				[N/m ²]			[N/m ²]
0,00	490	1,88	1,00	1,00	923	Scabra (0.02)	0,02	18
1,10		1,88			923			18
3,70		2,21			1.081			22
7,25		2,59			1.267			25
8,80		2,70			1.323			26

LEGENDA:

- Z** Altezza dell'edificio a cui viene calcolata la pressione del vento;
q_b Pressione cinetica di riferimento.
C_e Coefficiente di esposizione;
C_p Coefficiente di forma/aerodinamico.
 (*) Valorizzato al momento del calcolo della pressione agente sul singolo elemento strutturale ed è funzione della posizione dello stesso (sopravento/sottovento);
C_d Coefficiente dinamico;
p Pressione normale (senza il contributo di C_p);
Scz Scabrezza della superficie (liscia, scabra, molto scabra);
C_r Coefficiente d'attrito;
p_r Pressione tangenziale (senza il contributo di C_p).

8.3.2. Applicazione delle forze sulla struttura

Per ogni superficie esposta all'azione del vento si individua la posizione del baricentro e in corrispondenza di esso, dal diagramma delle pressioni dell'edificio, si ricava la pressione per unità di superficie.

Per gli elementi **strutturali** la pressione è trasformata in:

- forze lineari per i beam (*pilastrini e travi*);
- forze nodali per le shell (*pareti, muri e solette*).

Per gli elementi **non strutturali** (*tamponature, solai e balconi*) la forza totale (pressione nel baricentro x superficie) viene divisa per il perimetro in modo da ottenere una forza per unità di lunghezza che viene applicata sugli elementi strutturali confinanti.

8.4. AZIONE DELLA NEVE

Il carico da neve è stato calcolato seguendo le prescrizioni del §3.4 del D.M. 2018 e le integrazioni della Circolare

2019 n. 7. Il carico da neve, calcolato come di seguito riportato, è stato combinato con le altre azioni variabili definite al §2.5.3, ed utilizzando i coefficienti di combinazione della Tabella 2.5.I del D.M. 2018. Il carico da neve superficiale da applicare sulle coperture è stato stimato utilizzando la relazione [cfr. §3.4.1 D.M. 2018]:

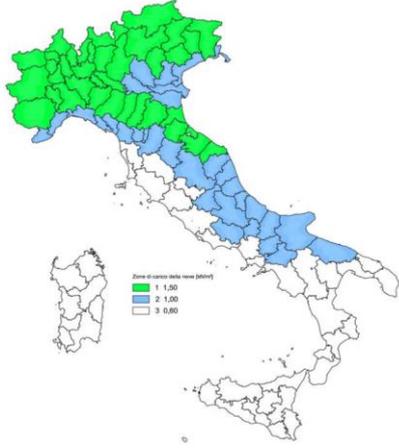
$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, in $[kN/m^2]$. Tale valore è calcolato in base alla posizione ed all'altitudine (a_s) secondo quanto indicato alla seguente tabella;

Valori di riferimento del carico della neve al suolo, q_{sk} (cfr. §3.4.2 D.M. 2018)

Zona	$a_s \leq 200$ m	$a_s > 200$ m
I – Alpina	$q_{sk} = 1,50$ kN/m ²	$q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2]$ kN/m ²
I – Mediterranea	$q_{sk} = 1,50$ kN/m ²	$q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2]$ kN/m ²
II	$q_{sk} = 1,00$ kN/m ²	$q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2]$ kN/m ²
III	$q_{sk} = 0,60$ kN/m ²	$q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2]$ kN/m ²

Zone di carico della neve	
	<p>I - Alpina: Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza</p> <p>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</p> <p>II: Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona</p> <p>III: Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Termini Imerese, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo</p>

Mappa delle zone di carico della neve [cfr. Fig. 3.4.1 D.M. 2018].

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura, funzione dell'inclinazione della falda (α) e della sua morfologia;

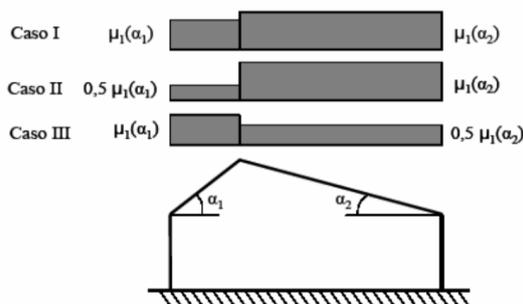
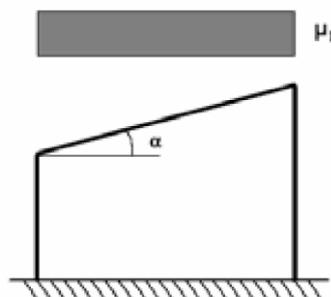
Valori dei coefficienti di forma per falde piane (cfr. Tab. 3.4.II D.M. 2018 e Tab. C3.4.I Circolare 2019 n. 7)

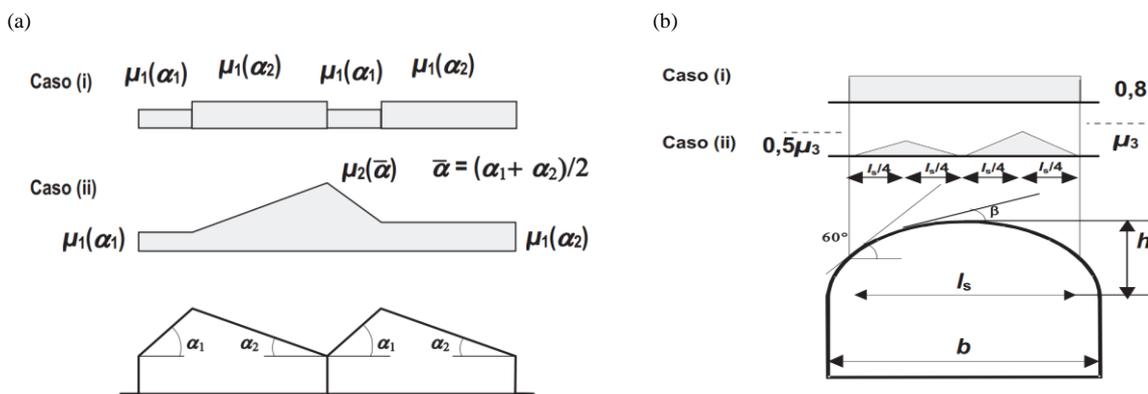
Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot (60 - \alpha) / 30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \cdot \alpha / 30$	1,6	-

Valori dei coefficienti di forma per coperture cilindriche (cfr. §C3.4.3.3.1 Circolare 2019 n. 7)

Angolo di tangenza delle coperture cilindriche, β	Coefficiente di forma, μ_3
per $\beta > 60^\circ$	$\mu_3 = 0$
per $\beta \leq 60^\circ$	$\mu_3 = 0.2 + 10 h / b \leq 2.0$

I coefficienti di forma definiti nelle tabelle precedenti sono stati utilizzati per la scelta delle combinazioni di carico da neve indicate nelle seguenti figure.





(c) Coefficienti di forma e relative combinazioni di carico per la neve: (a) coperture ad una falda [cfr. 3.4.5.2 D.M. 2018], (b) coperture a due falde [cfr. 3.4.5.3 D.M. 2018], (c) coperture a più falde [cfr. C3.4.3.3 Circolare 2019 n. 7], (d) coperture cilindriche [cfr. C3.4.3.3.1 Circolare 2019 n. 7].

- C_E è il coefficiente di esposizione, funzione della topografia del sito (si veda la seguente tabella);

Valori di C_E per diverse classi di esposizione (cfr. Tab. 3.4.I D.M. 2018)

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

- C_t è il coefficiente termico, cautelativamente posto pari ad 1 (cfr. §3.4.4 D.M. 2018).

9. CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

Per lo sviluppo dei calcoli strutturali automatizzati ci si è avvalsi del Software di calcolo Edilus della ACCA software S.p.A. in possesso del capogruppo Ing. Pietro Faraone.

9.1. DENOMINAZIONE

Nome del Software	EdiLus
Versione	BIM 2(a)
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Numero di serie	17120848
Intestatario Licenza	Ing. Pietro Faraone
Produzione e Distribuzione	ACCA software S.p.A. Contrada Rosole 13 83043 BAGNOLI IRPINO (AV) - Italy Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it

9.2. SINTESI DELLE FUNZIONALITÀ GENERALI

Il calcolo si basa sul solutore agli elementi finiti **MICROSAP** prodotto dalla società **TESYS srl**. La scelta di tale codice è motivata dall'elevata affidabilità dimostrata e dall'ampia documentazione a disposizione, dalla quale risulta la sostanziale uniformità dei risultati ottenuti su strutture standard con i risultati internazionalmente accettati ed utilizzati come riferimento.

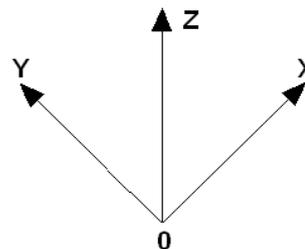
Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

Il programma consente la stampa di tutti i dati di input, dei dati del modello strutturale utilizzato, dei risultati del calcolo e delle verifiche dei diagrammi delle sollecitazioni e delle deformate.

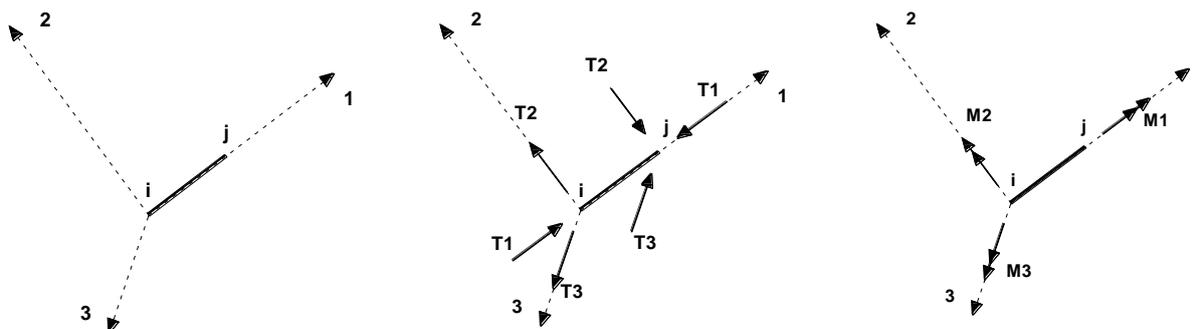
9.3. SISTEMI DI RIFERIMENTO

9.3.1. Riferimento globale

Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa O, X, Y, Z (X, Y, e Z sono disposti e orientati rispettivamente secondo il pollice, l'indice ed il medio della mano destra, una volta posizionati questi ultimi a 90° tra loro).



9.3.2. Riferimento locale per travi



L'elemento Trave è un classico elemento strutturale in grado di ricevere Carichi distribuiti e Carichi Nodali applicati ai due nodi di estremità; per effetto di tali carichi nascono, negli estremi, sollecitazioni di taglio, sforzo normale, momenti flettenti e torcenti.

Definiti i e j (nodi iniziale e finale della Trave) viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;

assi 2 e 3 appartenenti alla sezione dell'elemento e coincidenti con gli assi principali d'inerzia della sezione stessa.

Le sollecitazioni verranno fornite in riferimento a tale sistema di riferimento:

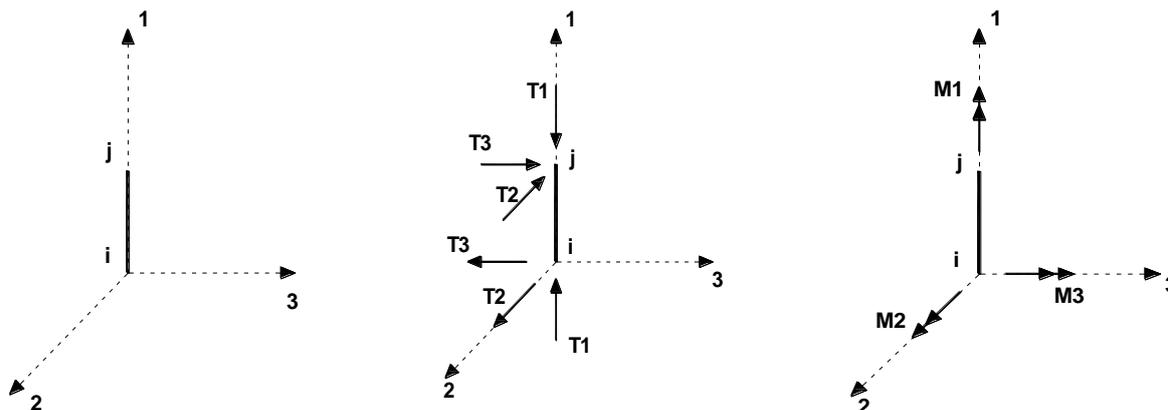
Sollecitazione di Trazione o Compressione T_1 (agente nella direzione i-j);

Sollecitazioni taglienti T_2 e T_3 , agenti nei due piani 1-2 e 1-3, rispettivamente secondo l'asse 2 e l'asse 3;

Sollecitazioni che inducono flessione nei piani 1-3 e 1-2 (M_2 e M_3);

Sollecitazione torcente M_1 .

9.3.3. Riferimento locale per pilastri



Definiti i e j come i due nodi iniziale e finale del pilastro, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- asse 2 perpendicolare all' asse 1, parallelo e discorde all'asse globale Y;
- asse 3 che completa la terna destrorsa, parallelo e concorde all'asse globale X.

Tale sistema di riferimento è valido per Pilastri con angolo di rotazione pari a '0' gradi; una rotazione del pilastro nel piano XY ha l'effetto di ruotare anche tale sistema (ad es. una rotazione di '90' gradi porterebbe l'asse 2 a essere parallelo e concorde all'asse X, mentre l'asse 3 sarebbe parallelo e concorde all'asse globale Y). La rotazione non ha alcun effetto sull'asse 1 che coinciderà sempre e comunque con l'asse globale Z.

Per quanto riguarda le sollecitazioni si ha:

- una forza di trazione o compressione T_1 , agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglienti T_2 e T_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- due vettori momento (flettente) M_2 e M_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- un vettore momento (torcente) M_1 agente lungo l'asse locale nel piano 1.

9.3.4. Riferimento locale per pareti

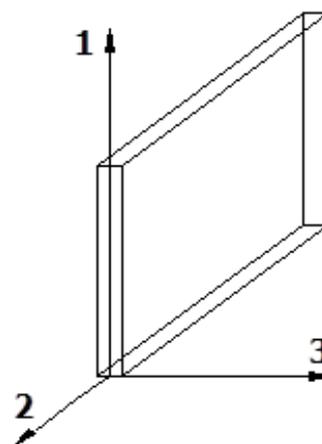
Una parete è costituita da una sequenza di setti; ciascun setto è caratterizzato da un sistema di riferimento locale 1-2-3 così individuato:

asse 1, coincidente con l'asse globale Z;

asse 2, parallelo e discorde alla linea d'asse della traccia del setto in pianta;

asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

Su ciascun setto l'utente ha la possibilità di applicare uno o più carichi uniformemente distribuiti comunque orientati nello spazio; le componenti di tali carichi possono essere fornite, a discrezione dell'utente, rispetto al riferimento globale X,Y,Z oppure rispetto al riferimento locale 1,2,3 appena definito.

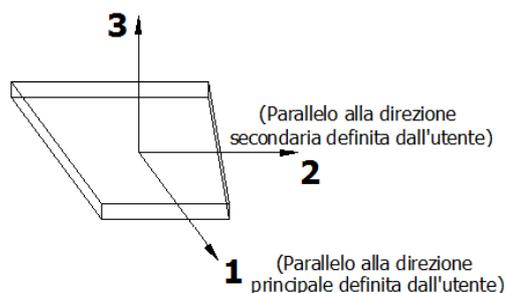


9.3.5. Riferimento locale per solette e platee

Ciascuna soletta e platea è caratterizzata da un sistema di riferimento locale 1,2,3 così definito:

asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;

asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.



9.4. MODELLO DI CALCOLO

Sull'edificio che ospiterà il "Centro Sociale" del quartiere residenziale in località Sperone (Romagnolo) sito nel comune di Palermo (PA) è stata condotta un'analisi dinamica modale con spettro di risposta per permettere una valutazione del comportamento sismico.

La modellazione della struttura è stata effettuata tramite elementi beam per la modellazione di travi e pilastri ed elementi shell per pareti e solette.

I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, sono stati ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette). I carichi dovuti ai tamponamenti sono stati schematizzati come carichi lineari agenti sulle aste. Gli impalcati sono stati considerati rigidi.

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, indicando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche. Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei "Tabulati di calcolo".

Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica dettagliata della discretizzazione operata, con evidenziazione dei nodi e degli elementi.

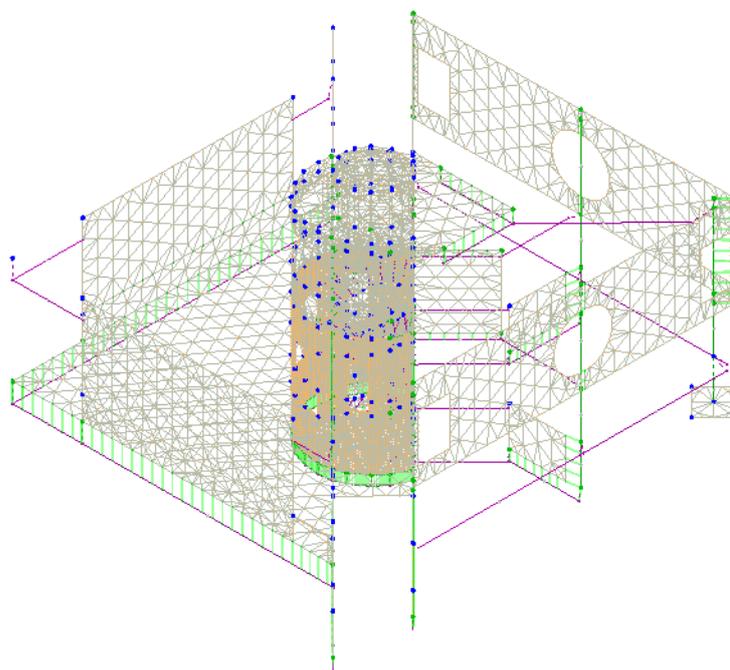


Figura 10: Struttura discretizzata

Le aste, sia travi che pilastri, sono schematizzate con un tratto flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale del pilastro, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. In questa maniera, il nodo risulta perfettamente aderente alla realtà poiché vengono presi in conto tutti gli eventuali disassamenti degli elementi con gli effetti che si possono determinare, quali momenti flettenti/torcenti aggiuntivi.

Le sollecitazioni vengono determinate solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni, le sollecitazioni risultano indeterminate. Questa schematizzazione dei nodi viene automaticamente realizzata dal programma anche quando il nodo sia determinato dall'incontro di più travi senza il pilastro, o all'attacco di travi/pilastri con elementi shell. La possibile fessurazione degli elementi in c.a. è stata tenuta in conto nel modello considerando un opportuno decremento del modulo di elasticità e del modulo di taglio, nei limiti di quanto previsto dalla normativa vigente per ciascuno stato limite.

Gli elementi di **fondazione** (travi, platee, plinti, plinti su pali e pali) sono modellati assumendo un comportamento elastico-lineare sia a trazione che a compressione.

10. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni sismiche in base al D.M. 2018, ottenendo in prima istanza un insieme di sollecitazioni dovute ai carichi verticali concomitanti alle azioni sismiche;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma secondo quanto indicato nel §2.5.3, relazione (2.5.5) del D.M. 2018;
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

10.1. Elementi in C.A.

In particolare, il procedimento seguito per gli **elementi duttili** è il seguente:

per tutte le terne M_x , M_y , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base alla formula 4.1.19 del D.M. 2018, effettuando due verifiche a pressoflessione con la seguente formula:

$$\left(\frac{M_{Ex}}{M_{Rx}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ey}}{M_{Ry}}\right)^\alpha \leq 1$$

dove:

- M_{Ex} , M_{Ey} sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi di flessione X ed Y del sistema di riferimento locale;
- M_{Rx} , M_{Ry} sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti allo sforzo assiale N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi di flessione.

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione, della percentuale meccanica dell'armatura e della sollecitazione di sforzo normale agente.

Nei "Tabulati di calcolo", per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la terna M_x , M_y , N , o la coppia M_x , N che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

Per gli elementi “**fragili**”, la resistenza a taglio si valuta come nel caso di situazioni non sismiche, considerando comunque, un contributo del conglomerato al massimo pari a quello relativo agli elementi senza armature trasversali resistenti.

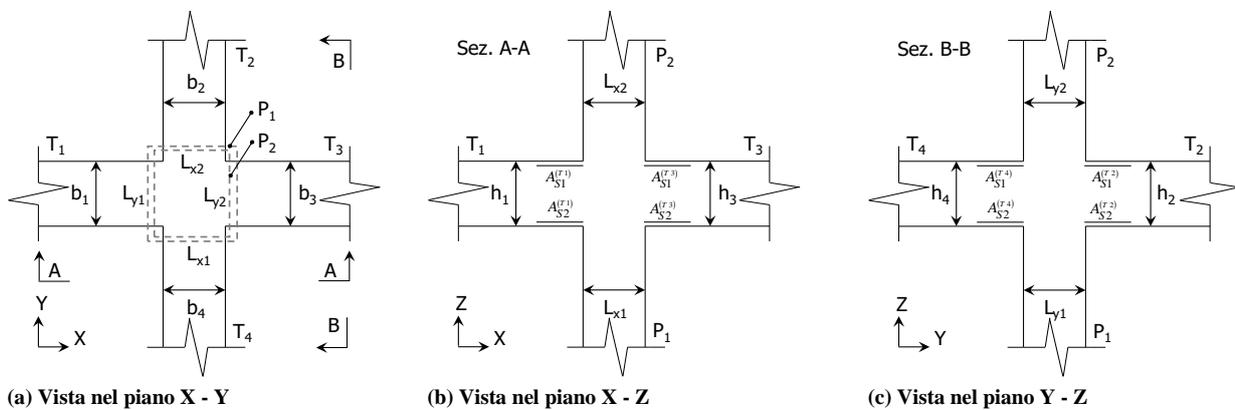
Per i **nodi**, per la valutazione nello stato di fatto, la verifica di resistenza viene eseguita secondo quanto indicato nel §C8.7.2.5 della succitata Circolare. Viene verificata sia la resistenza a trazione diagonale che quella a compressione diagonale.

Per la valutazione della resistenza nello stato di progetto, a seguito dell’intervento di rinforzo, è stata seguita la procedura descritta al paragrafo che segue.

Ai fini delle verifiche di sicurezza degli elementi rafforzati con FRP si sono adottate le “*Istruzioni per la Progettazione, l’Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l’utilizzo di Compositi Fibrorinforzati - Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie*” (CNR-DT 200 R1/2013).

10.2. Verifica di confinamento dei nodi

La progettazione dei nodi delle strutture in c.a. viene condotta secondo le prescrizioni del § 7.4.4.3 del D.M. 2018. Sono stati esclusi dalla verifica i nodi “interamente confinati”, come definiti nel seguito, progettati in CD “B”, ovvero quelli di strutture progettate come non dissipative, ai sensi del § C7.4.4.3.1 della Circolare 2019 del D.M. 2018. Si consideri, in generale, lo schema di nodo rappresentato nella figura seguente in cui $n_t = 4$ e $n_p = 2$ sono, rispettivamente, il numero di travi e pilastri concorrenti nel nodo.



In base alle dimensioni geometriche delle membrature (travi e pilastri) concorrenti nel nodo è possibile classificare i nodi in:

- **Interamente Confinati [IC]**, se $n_t = 4$ e:

$$\min\{b_1, b_3\} \geq \frac{3}{4} \max\{L_{y1}, L_{y2}\}$$

$$\min\{h_1, h_3\} \geq \frac{3}{4} \max\{h_1, h_3\}$$

$$\min\{b_2, b_4\} \geq \frac{3}{4} \max\{L_{x1}, L_{x2}\}$$

$$\min\{h_2, h_4\} \geq \frac{3}{4} \max\{h_2, h_4\}$$

- **Non Interamente Confinati [NIC]**, se non tutte le precedenti condizioni sono rispettate.

In base all’ubicazione del nodo nella struttura è possibile distinguere tra:

- **Nodi Interni [NI]**: in cui, evidentemente, $n_t = 4$;
- **Nodi Esterni [NE]**, in cui $1 \leq n_t < 4$.

I nodi sono stati progettati considerando una sollecitazione tagliante pari a (cfr. [7.4.6-7] D.M. 2018):

$$V_{jbd}^{(T_i)} = \gamma_{Rd} \left(A_{S1}^{(T_i)} + A_{S2}^{(T_i)} \right) f_{yd} - V_C^{(P_{2,i})} \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NI]$$

$$V_{jbd}^{(T_i)} = \gamma_{Rd} A_{S1}^{(T_i)} f_{yd} - V_C^{(P_{2,i})} \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NE]$$

dove:

$\gamma_{Rd} = 1,20$ in CD-A e $1,10$ in CD-B ed in caso di comportamento non dissipativo (cfr. Tab. 7.2.I e § 7.4.1 D.M. 2018);

f_{yd} è la tensione di progetto dell'acciaio delle armature delle travi;

$V_C^{(P_{2,i})}$ è il taglio in condizioni sismiche del pilastro superiore, lungo la direzione della trave considerata:

$$V_C^{(P_{2,i})} = V_C^{(P_{2,x})} \quad i = 1, 3$$

$$V_C^{(P_{2,i})} = V_C^{(P_{2,y})} \quad i = 2, 4$$

Le terne (A_{S1} , A_{S2} , V_C) sono state scelte in modo da considerare la situazione più sfavorevole. La verifica a taglio-compressione si esegue controllando che (cfr. [7.4.8] D.M. 2018):

$$V_{jbd}^{(T_i)} \leq V_{R,jbd}^{(T_i)} = \eta f_{cd} b_j^{(T_i)} h_{jc}^{(P_{2,i})} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}}$$

dove:

$$\eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_{ck} [MPa]}{250} \right);$$

$\alpha_j = 0,48$ ($f_{ck,c}/f_{ck}$) (cfr. § C7.4.4.3.1 Circolare 2019 del D.M. 2018);

$f_{ck,c}$ è la resistenza a compressione cilindrica caratteristica del calcestruzzo confinato (cfr. § 4.1.2.1.2.1 D.M. 2018);

b_j è la larghezza effettiva del nodo, pari a:

$$b_j^{(T_i)} = \min \left\{ b_{j1}^{(T_i)}, b_{j2}^{(T_i)} \right\} \quad i = 1, \dots, n_t$$

$$b_{j1}^{(T_i)} = \max \left\{ L_{x1}, L_{x2}, b_i \right\} \quad i = 1, 3$$

$$b_{j1}^{(T_i)} = \max \left\{ L_{y1}, L_{y2}, b_i \right\} \quad i = 2, 4$$

$$b_{j2}^{(T_i)} = \max \left\{ L_{x1} + \frac{L_{y1}}{2}, b_i + \frac{L_{y1}}{2} \right\} \quad i = 1, 3$$

$$b_{j2}^{(T_i)} = \max \left\{ L_{y1} + \frac{L_{x1}}{2}, b_i + \frac{L_{x1}}{2} \right\} \quad i = 2, 4$$

$h_{jc}^{(P_{2,i})}$ è la distanza tra le armature del pilastro:

$$h_{jc}^{(P_{2,i})} = L_{x1} - 2(c + \Phi_{st}) - \Phi_L \quad i = 1, 3$$

$$h_{jc}^{(P_{2,i})} = L_{y1} - 2(c + \Phi_{st}) - \Phi_L \quad i = 2, 4$$

c , Φ_{st} e Φ_L sono, rispettivamente, il ricoprimento, il diametro delle staffe nel pilastro, ed il diametro delle armature longitudinali del pilastro;

$v_d = \frac{N_{Ed}^{(P_2)}}{L_{x2} L_{y2} f_{cd}}$ è lo sforzo normale adimensionalizzato del pilastro superiore.

I rinforzi a taglio per il confinamento del nodo sono stati progettati adottando la meno stringente tra la relazione ([7.4.10] D.M. 2018):

$$\frac{A_{sh,i} f_{ywd}}{b_j^{(T_i)} h_{jw}^{(T_i)}} \geq \frac{\left[\frac{V_{jbd}^{(T_i)}}{b_j^{(T_i)} h_{jw}^{(T_i)}} \right]}{f_{ctd} + v_d f_{cd}} - f_{ctd} \quad i = 1, \dots, n_t$$

e le seguenti relazioni ([7.4.11-12] D.M. 2018):

$$A_{sh,i} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \left(A_{s1}^{(T_i)} + A_{s2}^{(T_i)} \right) f_{yd} \left(1 - 0,8 v_d^{[NI]} \right) \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NI]$$

$$A_{sh,i} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} A_{s1}^{(T_i)} f_{yd} \left(1 - 0,8 v_d^{[NE]} \right) \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NE]$$

10.3. Fondazioni

Le metodologie, i modelli usati ed i risultati del calcolo del **carico limite** sono esposti nella relazione GEOTECNICA.

10.4. Elementi in Acciaio

Per quanto concerne la verifica degli elementi in **acciaio**, le verifiche effettuate per ogni elemento dipendono dalla funzione dell'elemento nella struttura. Ad esempio, elementi con prevalente comportamento assiale (controventi o appartenenti a travi reticolari) sono verificate a trazione e/o compressione; elementi con funzioni portanti nei confronti dei carichi verticali sono verificati a Pressoflessione retta e Taglio; elementi con funzioni resistenti nei confronti di azioni orizzontali sono verificati a pressoflessione deviata e taglio oppure a sforzo normale se hanno la funzione di controventi.

Le verifiche allo SLU sono effettuate sempre controllando il soddisfacimento della relazione:

$$R_d \geq S_d$$

dove R_d è la resistenza calcolata come rapporto tra R_k (resistenza caratteristica del materiale) e γ (coefficiente di sicurezza), mentre S_d è la generica sollecitazione di progetto calcolata considerando tutte le Combinazioni di Carico per lo Stato Limite esaminato.

La resistenza viene determinata, in funzione della Classe di appartenenza della Sezione metallica, col metodo Elastico o Plastico (vedi §4.2.3.2 del D.M. 2018).

Viene portato in conto l'indebolimento causato dall'eventuale presenza di fori.

Le verifiche effettuate sono quelle previste al 4.2.4.1.2 D.M. 2018 ed in particolare:

- Verifiche di Trazione
- Verifiche di Compressione
- Verifiche di Flessione Monoassiale
- Verifiche di Taglio (considerando l'influenza della Torsione) assiale e biassiale.
- Verifiche per contemporanea presenza di Flessione e Taglio
- Verifiche per PressoFlessione retta e biassiale

Nei "Tabulati di calcolo", per ogni tipo di Verifica e per ogni elemento interessato dalla Verifica, sono riportati i valori delle resistenze e delle sollecitazioni che hanno dato il minimo coefficiente di sicurezza, calcolato generalmente come:

$$CS = R_d/S_d.$$

Verifiche di Instabilità

Per tutti gli elementi strutturali sono state condotte verifiche di stabilità delle membrature secondo le indicazioni del §4.2.4.1.3 del D.M. 2018; in particolare sono state effettuate le seguenti verifiche:

- Verifiche di stabilità per compressione semplice, con controllo della snellezza.

-
- Verifiche di stabilità per elementi inflessi.
 - Verifiche di stabilità per elementi inflessi e compressi.

Le verifiche sono effettuate considerando la possibilità di instabilizzazione flessotorsionale.

Nei “Tabulati di calcolo”, per ogni tipo di verifica e per ogni elemento strutturale, sono riportati i risultati di tali verifiche.

Verifiche di Deformabilità

Sono state condotte le verifiche definite al §4.2.4.2 del D.M. 2018 e in particolare si citano:

- Verifiche agli spostamenti verticali per i singoli elementi (§4.2.4.2.1 D.M. 2018).
- Verifiche agli spostamenti laterali per i singoli elementi (§4.2.4.2.2 D.M. 2018).
- Verifiche agli spostamenti per il piano e per l'edificio (§4.2.4.2.2 D.M. 2018).

I relativi risultati sono riportati nei “Tabulati di calcolo”.

11. RISULTATI ANALISI STATO DI FATTO

A valle dell’analisi dello stato di fatto, esaminando il comportamento della struttura soggetta ad azioni sismiche, si può asserire che la prestazione strutturale esibita risulta essere di basso livello.

Il calcolo nel corso dello sviluppo del progetto di miglioramento sismico è stato effettuato considerando un comportamento lineare della struttura ed effettuando un’analisi dinamica modale con spettro di risposta sia nella situazione di fatto che di progetto.

Con riferimento ai risultati ottenuti dall’analisi dinamica modale alcuni pilastri necessitano di rinforzo a taglio, alcune travi necessitano di rinforzo e flessione e taglio. Di seguito vengono riportati qualitativamente i risultati dell’analisi.

Per quanto riguarda il meccanismo di rottura per pressoflessione gli elementi che presentano il valore minore del rapporto capacità/domanda risultano essere le travi di copertura del piano terra (Figura 11).

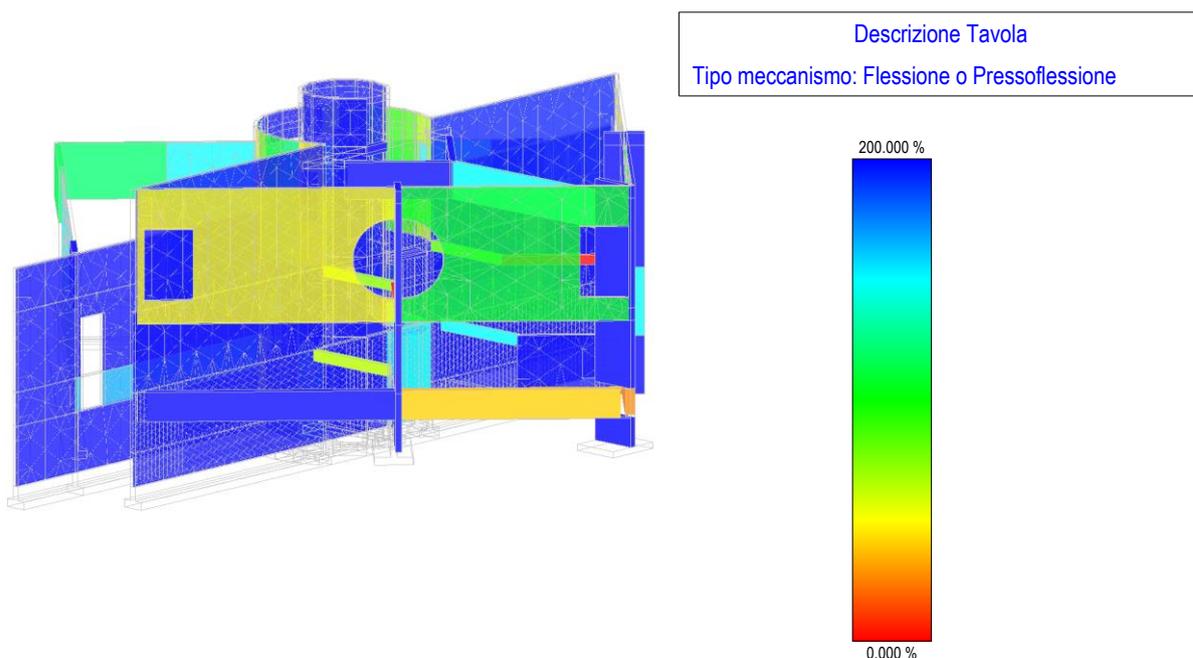


Figura 11: Accelerazioni di collasso: meccanismo di flessione e pressoflessione

Relativamente ai meccanismi di taglio i valori più bassi del rapporto capacità/domanda si possono riscontrare nei pilastri e in due travi come si evince dalla Figura 12.

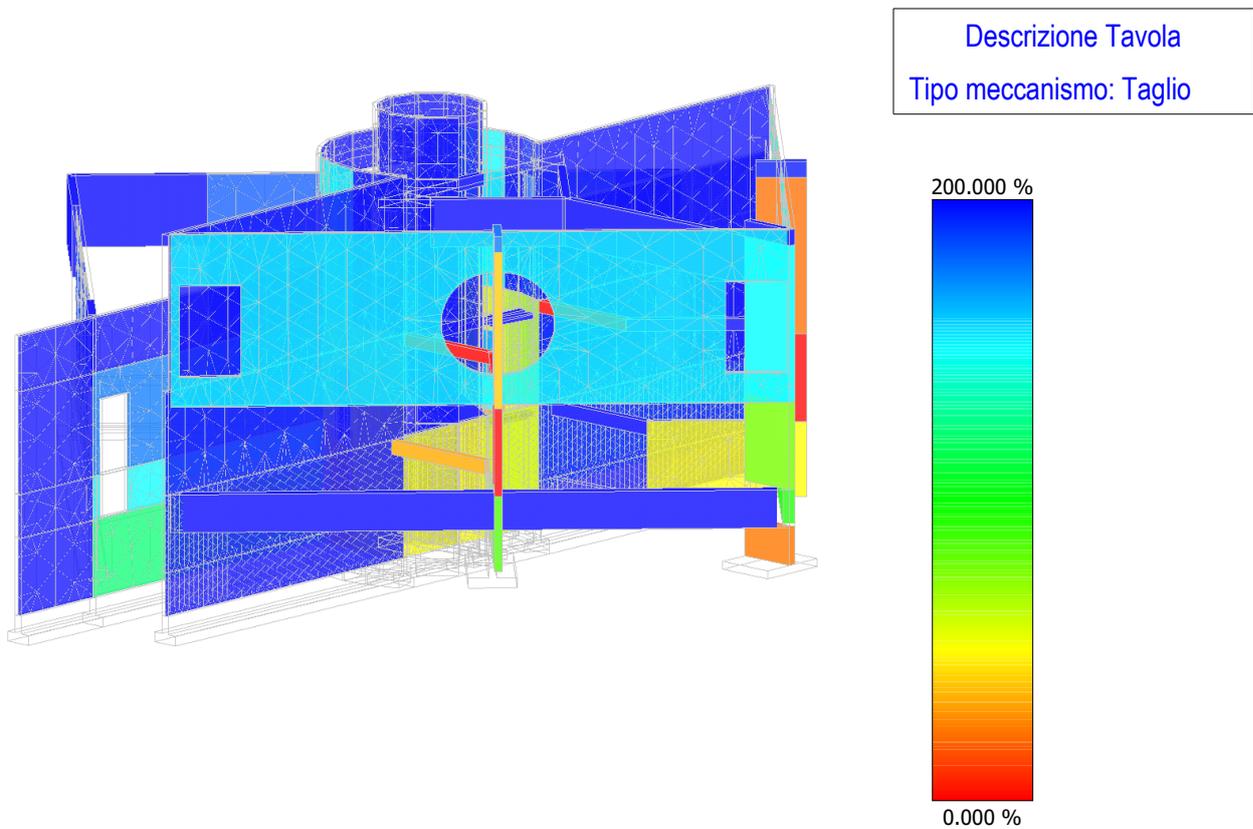


Figura 12: Accelerazioni di collasso: meccanismo di taglio

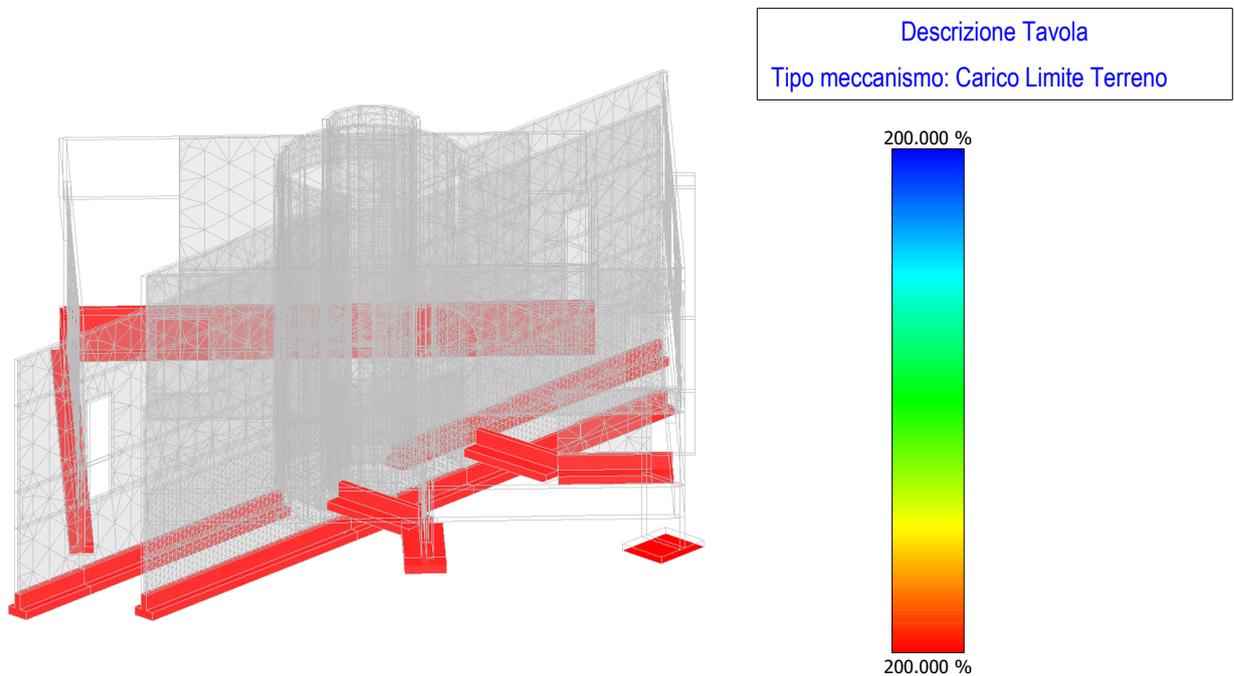


Figura 13: Accelerazioni di collasso: carico limite terreno

Dalla verifica delle fondazioni emerge che il rapporto capacità/domanda risulta superiore al 100% in tutto il terreno sottostante la struttura.

Si evince dunque che per i meccanismi di flessione e pressoflessione e taglio il rapporto capacità/domanda (ζ_E) risulta inferiore a uno. Essendo la struttura in classe III il valore di ζ_E in seguito all'intervento di

miglioramento sismico dovrà essere incrementato di un valore non minore di 0,1 del valore della p_{ga} di domanda, come specificato al paragrafo 8.4.2 delle NTC 2018.

12. INQUADRAMENTO NORMATIVO DEGLI INTERVENTI

Nel successivo paragrafo vengono proposti gli interventi di miglioramento sismico sull'edificio in oggetto.

Nelle Norme tecniche per le costruzioni 2018 (NTC 2018) vengono distinte tre categorie di intervento:

- riparazione o interventi locali
- interventi di miglioramento
- interventi di adeguamento.

La prima tipologia riguarda interventi su singoli elementi strutturali o limitate porzioni strutturali, che non modificano significativamente masse e rigidità strutturali. Le altre due tipologie di intervento analizzano e riguardano il comportamento globale dell'edificio.

L'intervento di miglioramento, secondo le prescrizioni delle NTC 2018, prevede di aumentare la sicurezza strutturale preesistente dell'edificio senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza fissati dalla norma.

Gli interventi di adeguamento si prefiggono l'obiettivo di garantire i livelli di sicurezza fissati dalla norma.

Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il coefficiente ζ_E : rapporto tra l'accelerazione sopportabile dalla struttura e quella che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

Come già specificato essendo la struttura in classe III, ma non avendo destinazione scolastica, sarà necessario incrementare di un valore non minore di 0,1 il valore di ζ_E in seguito all'intervento di miglioramento sismico.

13. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PROPOSTI

Gli interventi proposti per il miglioramento sismico dell'edificio possono essere sinteticamente elencati come segue:

- rinforzo flessionale di tutte le travi che lo necessitano tramite incollaggio sia all'intradosso che all'estradosso, di fibre di carbonio secondo l'asse longitudinale della trave, garantendone l'ancoraggio tramite dispositivi meccanici;
- rinforzo a taglio, di tutte le travi che lo necessitano, tramite incollaggio di FRP a forma di U disposti trasversalmente all'asse longitudinale dell'elemento strutturale;
- cerchiatura tramite FRP dei pilastri che necessitano di rinforzo soltanto per azioni taglianti;
- intervento di risanamento strutturale di tutti gli elementi che lo necessitano (pareti, travi e pilastri) e degli elementi strutturali dell'anfiteatro esterno. Si sottolinea che, siccome non si è potuto avviare in fase di rilievo una estesa analisi complessiva (indagini tramite battitura con martelletto) dello stato di degrado di tutti gli elementi strutturali in C.A. in quanto si sarebbero dovuti montare ponteggi lungo tutto lo sviluppo dell'opera con un grande esborso economico oltre che un allungamento delle tempistiche, le porzioni degli elementi da assoggettare a risanamento strutturale sono state stimate tramite indagini visive.

Oltre quanto già elencato saranno realizzati i seguenti interventi strutturali:

- realizzazione di due nuove aperture per consentire l'accesso ai locali servizi igienici;
- demolizione di due solai e realizzazione di tre nuovi solai;
- demolizione delle scale esistenti di collegamento ai vari livelli della struttura (scala posta nell'intercapedine tra i due cilindri in c.a. e scala rettilinea inserita nel corpo circolare più interno);
- realizzazione di nuove strutture in acciaio: due scale in acciaio, una di collegamento tra la terrazza a quota 5m e quella a quota 7,50 e una seconda interna posta nell'intercapedine tra i due cilindri per il collegamento tra i vari livelli della struttura;

-
- realizzazione di una nuova fondazione per il corpo ascensore;
 - inserimento di nuove ringhiere;

L'insieme degli interventi proposti garantirà il raggiungimento di un incremento della capacità pari al valore di 0,1 della domanda sismica come prescritto dalla NTC 2018.

Nei sotto-paragrafi che seguono viene fornita una descrizione di tali interventi; per maggiori dettagli si rimanda alle tavole esecutive ed ai tabulati di calcolo.

13.1. Rinforzo a flessione delle travi con FRP

L'intervento di rinforzo a flessione delle travi consisterà nell'inserimento di fasce unidirezionali in fibra di carbonio e resina epossidica (FRP) lungo l'asse longitudinale della trave da trattare della stessa larghezza dell'elemento. Tali fibre saranno inserite su tutta la lunghezza dell'elemento sia all'intradosso che all'estradosso. Esse saranno ancorate meccanicamente tramite un dispositivo brevettato per questa funzione.

Il numero di strati e la lunghezza di ogni singola fascia saranno maggiormente dettagliati nelle tavole esecutive allegate al progetto. Si precisa che nella lunghezza dell'intervento è stata considerata anche la lunghezza di ancoraggio delle fibre oltre la zona che necessitava di rinforzo.

Di seguito le fasi esecutive:

- preparazione del supporto
- stesura del primer epossiamminico
- applicazione dell'adesivo epossidico
- posa di tessuti unidirezionali in fibra di carbonio ($E=210.000$ MPa e $f_{tk}=2.700$ MPa)
- impregnazione dei tessuti con adesivo epossidico
- ripetere le ultime tre operazioni per il numero di strati di rinforzo previsti nelle carpenterie di progetto;
- spolvero di sabbia quarzifera
- applicazione di malta bicomponente, antiritiro, anticorrosione, superadesiva, dotata di altissima protezione e durabilità.

13.2. Rinforzo a taglio delle travi con FRP

L'intervento di rinforzo a taglio delle travi consisterà nell'applicazione di uno o più strati di FRP a forma di U in aderenza sulla superficie esterna, con le fibre disposte ortogonalmente all'asse dell'elemento (disposte secondo la direzione delle staffe) per sopperire all'insufficiente armatura trasversale.

Le fasi dell'intervento sono di seguito descritte:

1. preparazione del supporto;
2. eliminazione di bordi sporgenti e acuminati garantendo un raggio di curvatura agli angoli dell'elemento pari almeno a 20 mm;
3. stesura del primer epossiamminico;
4. applicazione dell'adesivo epossidico;
5. posa di tessuti unidirezionali in fibra di carbonio ($E=210.000$ MPa e $f_{tk}=2.700$ MPa) disposte a U come specificato nelle carpenterie di progetto;
6. impregnazione dei tessuti con adesivo epossidico;
7. ripetere le ultime tre operazioni per il numero di strati di rinforzo previsti nelle carpenterie di progetto;
8. spolvero di sabbia quarzifera;
9. applicazione di malta bicomponente, antiritiro, anticorrosione, superadesiva.

13.3. Cerchiatura FRP dei pilastri

L'intervento è volto ad agire come una staffatura integrativa equivalente, migliorandone la resistenza a taglio ed il confinamento passivo per incrementi di carico verticale.

Le fasce trasversali di confinamento hanno lo scopo di evitare il distacco del rinforzo longitudinale e di incrementare la resistenza e la deformazione ultima del calcestruzzo compresso.

Una corretta messa in opera del confinamento prevede la smussatura degli spigoli per evitare la concentrazione di sforzi di trazione in corrispondenza degli spigoli e la conseguente rottura dei tessuti.

Tale tipologia di intervento sarà applicata ai 2 pilastri che necessitano di rinforzo a taglio al piano terra dell'edificio e un pilastro a piano primo. Saranno applicate strisce di larghezza 20 cm interasse 20 cm.

Le fasi per l'applicazione di questo rinforzo sono analoghe a quelle descritte prima riguardo gli altri interventi previsti che fanno uso di questa tecnologia.

Le fasi dell'intervento sono di seguito descritte:

1. rimozione dell'intonaco e rimozione corticale con idonei mezzi meccanici non battenti del c.a. ammalorato (ove presente). Intervento da estendere all'intera superficie da rinforzare;
2. pulizia per la rimozione di ogni residuo di lavorazione. (intervento da estendere all'intera superficie da rinforzare);
3. ripristino del c.a. (strato corticale ammalorato) (ove necessario) con applicazione di malta a ritiro controllato tissotropica;
4. riprofilatura degli spigoli vivi della sezione in c.a.;
5. stesura del primer epossiamminico;
6. applicazione dell'adesivo epossidico;
7. fasciatura con tessuti unidirezionali in fibra di carbonio lungo l'altezza del pilastro;
8. impregnazione dei tessuti con adesivo epossidico;
9. ripetere le ultime tre operazioni per il numero di strati di rinforzo previsti nelle carpenterie di progetto;
10. spolvero di sabbia quarzifera;
11. applicazione di malta bicomponente, antiritiro, anticorrosione, superadesiva.

13.4. Realizzazione di nuove aperture

L'intervento prevede la realizzazione di due nuove aperture per consentire l'accesso ai locali servizi igienici e la modifica delle dimensioni di una finestra per accesso alla terrazza a quota 5 m.

La prima apertura a quota 0,00 m (0,85 x 2,20m) permetterà l'accesso ai servizi igienici dalla sala polivalente; la seconda a quota 1,10 m (1,00 x 2,10m) permetterà l'accesso ai servizi igienici dallo stesso lato in modo da mantenere indipendenti le due porzioni dell'edificio; la terza, di dimensioni 0,90 x 2,20m, consentirà l'accesso alla terrazza a quota 5 m.

Le demolizioni saranno realizzate effettuando tutte le opere di cautela necessarie e prevedendo un accurato taglio dei ferri di armatura delle pareti. Inoltre, due aperture esistenti a piano terra e le finestre a quota 7,7 m saranno chiuse tramite elementi di tompagno.

Nelle nuove aperture per l'accesso ai servizi igienici sarà previsto l'inserimento di portali composti da profili HEA100.

13.5. Demolizione e realizzazione di nuovi solai

L'intervento prevede la demolizione di 2 solai e realizzazione di 3 nuovi solai.

Nello specifico si prevede:

- la demolizione del solaio di copertura del servizio igienico a quota 3,40 m realizzando un nuovo orizzontamento a

quota 4,90m;

- la demolizione del solaio di calpestio del corpo servizi a quota 0,60 m e rifacimento a quota 0,00m per permettere l'accesso dalla sala polivalente;

- la realizzazione di un nuovo solaio a quota 1,10m di calpestio del locale servizi igienici.

Le demolizioni saranno effettuate considerando tutte le opere di cautela necessarie.

I nuovi solai saranno di tipo misto in acciaio-calcestruzzo costituiti da una lamiera grecata di acciaio su cui viene eseguito un getto di calcestruzzo normale. La lamiera ha la funzione di cassero durante la costruzione e costituisce parte o tutta l'armatura longitudinale dopo l'indurimento del calcestruzzo. Nel caso in esame i solai saranno costituiti da lamiera grecata $h_b=7,5\text{cm}$ e soletta in c.a. collaborante di spessore 5 cm. La struttura portante del solaio è costituita da travi UPN100, ad interasse di 60 cm circa, tra loro collegati da due travi UPN100 trasversali con lo scopo di sorreggere una lamiera grecata da 75 mm di altezza da completare con un getto di calcestruzzo in opera. Perimetralmente il solaio è ancorato alla struttura esistente tramite profili angolari L100x150x12 fissati mediante ancoranti chimici in modo da concatenarsi al meglio con l'esistente.

I calcoli sono stati eseguiti considerando il solaio come elemento appoggiato-appoggiato.

I profili sono in acciaio S235 con modulo elastico $E=210\text{ N/mm}^2$ e resistenza caratteristica allo snervamento $f_{yk}=235\text{ N/mm}^2$. Il calcestruzzo della soletta avrà classe di resistenza C25/30 ($f_{ck}=25$, $R_{ck}=30\text{ MPa}$).

Materiali utilizzati

Calcestruzzo per elementi in cemento armato gettati in opera

Il calcestruzzo per la formazione delle caldane collaboranti dovrà avere:

Cemento	42.5 R CEM II – EN197-1
Classe di consistenza	S4
Classe di resistenza	C25/30 $R_{ck}\geq 300\text{ daN/cm}^2$
Classe di esposizione	XC3

Armatura ordinaria

Acciaio B450C

Tensione caratteristica di snervamento - f_{yk} o $f_{(0.2)k}$ 450 N/mm^2

Tensione caratteristica di rottura - f_{tk} 540 N/mm^2

Diametri 8 mm

Acciaio per carpenteria metallica S235

Spessore nominale elemento $\leq 40\text{ mm}$

Tensione caratteristica di snervamento - f_{yk} 235 N/mm^2

Tensione caratteristica di rottura - f_{tk} 360 N/mm^2

Modulo elastico - E 210000 N/mm^2

Densità - ρ 7850 daN/m^3

Bulloni ad alta resistenza

Classe 8.8

Tensione caratteristica di snervamento - f_y 6490 daN/cm^2

Tensione caratteristica di rottura - f_t 8000 daN/cm^2

Ancorante chimico ad iniezione bicomponente epossidico ad alte prestazioni

Certificata per categoria di prestazione sismica C2

Barra filettata in acciaio zincato M12 classe 8.8
Lamiera grecata zincata

Solaio interpiano

Verifica UPN

Si tratta delle travi, ad interasse 60 cm che sorreggono il peso del solaio. Sono costituite da profili UPN100 in regime di semplice appoggio, con luce di calcolo di 250 cm.

Si riporta di seguito una vista del modello strutturale e i risultati ottenuti per la verifica degli UPN.

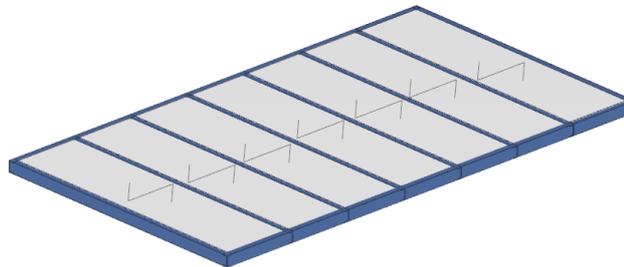


Figura 14: Vista modello strutturale

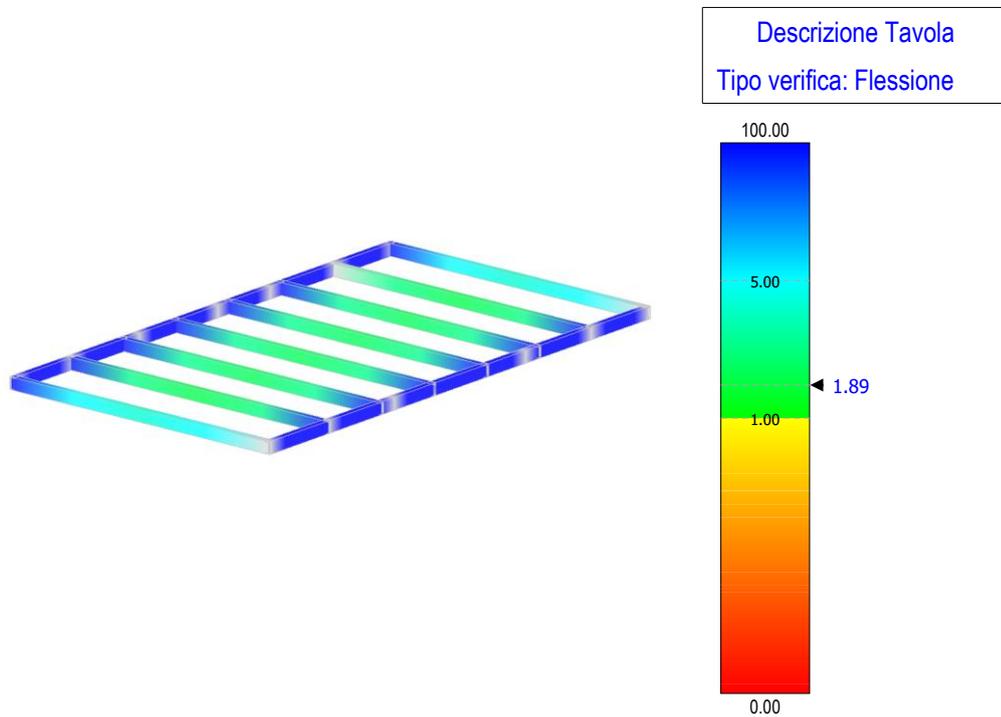


Figura 15: Coefficienti di sicurezza a flessione

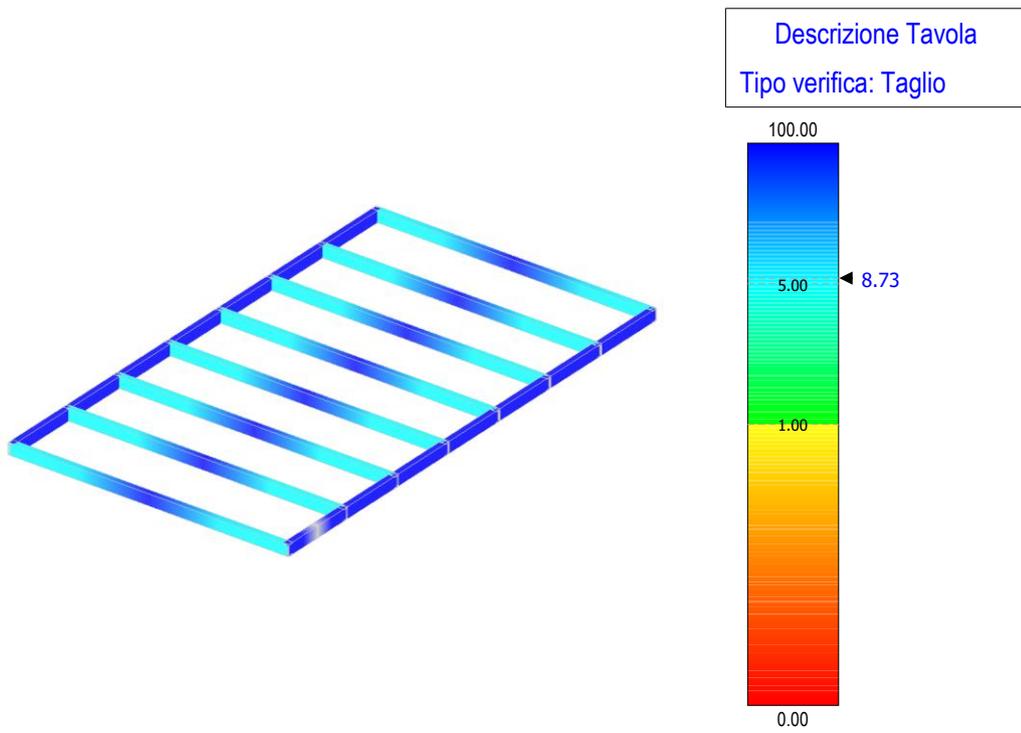


Figura 16: Coefficienti di sicurezza a taglio

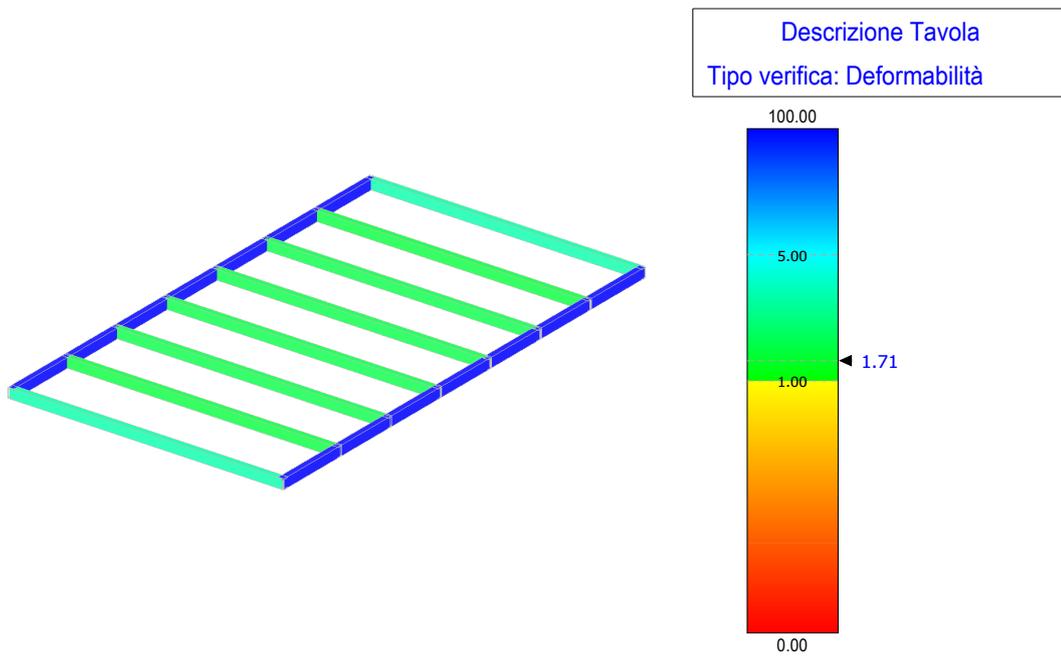


Figura 17: Coefficienti di sicurezza deformabilità

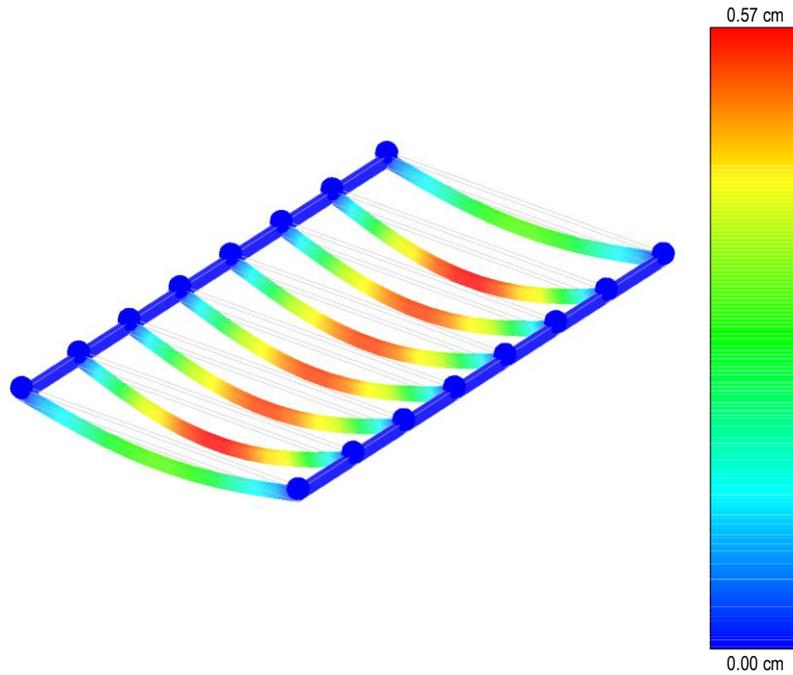


Figura 18: Spostamenti

In allegato si riportano i tabulati dei calcoli effettuati.

Si considera la sezione di UPN all'incastro considerando reagente la sezione pari a 70x6mm e si effettua la verifica a taglio.

$$V_s = 9.20 \text{ KN}$$

$$V_r = (A_v \cdot f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma) = 54.53 \text{ KN}$$

$$V_s < V_r \text{ VERIFICATO}$$

Verifica angolari 100x150x10

Si suppone, a favore di sicurezza, che l'impronta del carico sull'angolare sia posizionato sulla metà esterna dell'appoggio, e che quindi possa essere modellato come carico concentrato a 0,75 della lunghezza della base della L. Dai diagrammi del taglio riportati di seguito è possibile stimare in 9,20 KN la forza concentrata trasmessa da ogni UPN100 alla L in acciaio (esclusi i profilati esterni che trasmetteranno un carico dimezzato vista la minore luce d'influenza).

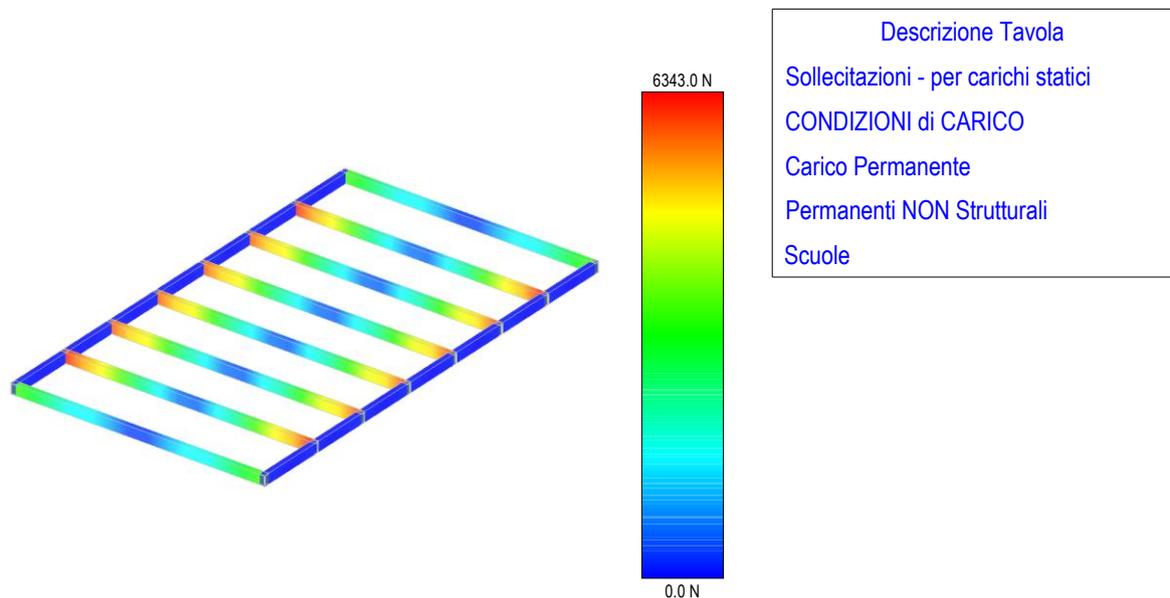


Figura 19: Sollecitazione di taglio

Considerando, a favore di sicurezza, una base reagente della L pari all'impronta dell'UPN100 maggiorata sia a destra che a sinistra di una dimensione pari sempre all'impronta dell'UPN, si ottiene una sezione resistente di base 150 mm e altezza 12 mm. E' possibile considerare una base di 150 mm ottenendo comunque una stima in sicurezza grazie all'UPN100 perimetrale che svolgendo la funzione di ripartitore delle tensioni garantisce una distribuzione uniforme del carico sul profilato ad L di bordo.

$$M_s = 9,20 \text{ KN} * 0,075 \text{ m} = 0,69 \text{ KNm}$$

$$M_r = (W \cdot f_{yk}) / \gamma = 0,81 \text{ KNm}$$

$$M_s < M_r \text{ VERIFICATO}$$

$$V_s = 9,2 \text{ KN}$$

$$V_r = (A_v \cdot f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma) = 233 \text{ KN}$$

$$V_s < V_r \text{ VERIFICATO}$$

Verifica sistema di fissaggio

I nuovi solai poggeranno perimetralmente su pareti in calcestruzzo di spessore 20 cm come si evince dai grafici allegati. Il fissaggio a questi elementi è stato effettuato tramite ancoraggi chimici (17 per lato) di diametro 12 mm e lunghezza di ancoraggio pari a 170 mm.

Attraverso le verifiche effettuate nei paragrafi precedenti è possibile stimare in 65 KN l'azione tagliante sollecitante il sistema di fissaggio, questa genererà un momento di circa 4,7 KNm. Sono state verificate tutte le modalità di rottura (sfilamento barre, rottura cono calcestruzzo, splitting, resistenza a taglio delle barre) e il **sistema risulta verificato** con un coefficiente di sicurezza pari a 7,14.

Si allega verifica del sistema di fissaggio (Allegato verifica sistema di fissaggio solaio interpiano).

Solai copertura

Verifica UPN

Si tratta delle travi, ad interasse 60 cm che sorreggono il peso del solaio. Sono costituite da profili UPN100 in regime di semplice appoggio, con luce di calcolo di 250 cm.

Si riporta di seguito una vista del modello strutturale e i risultati ottenuti per la verifica degli UPN.

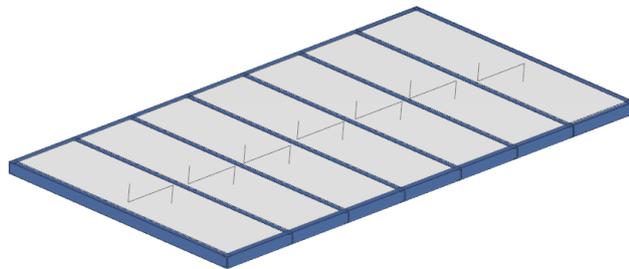


Figura 20: Vista modello strutturale

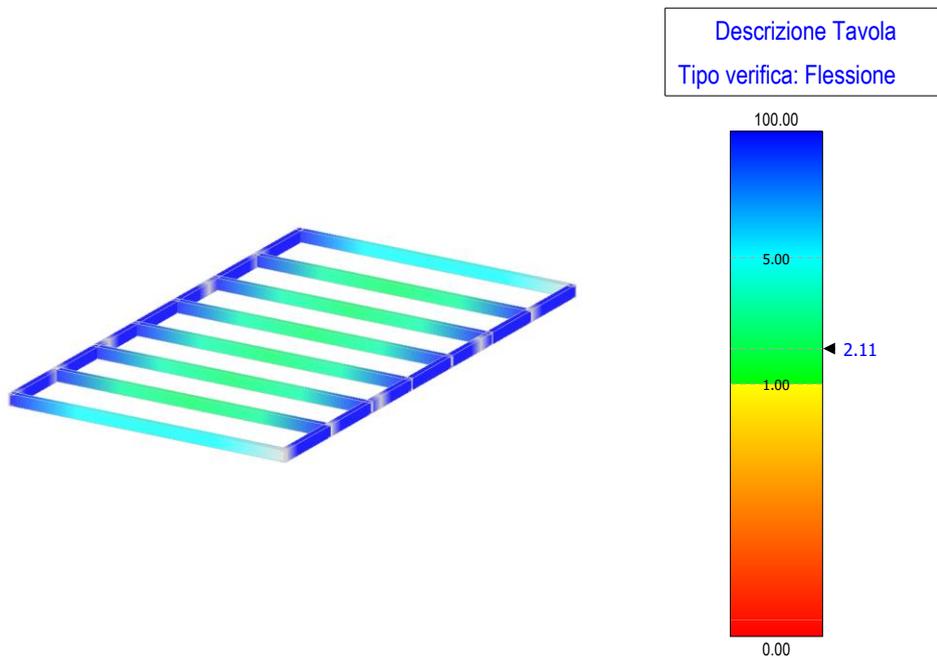


Figura 21: Coefficienti di sicurezza a flessione

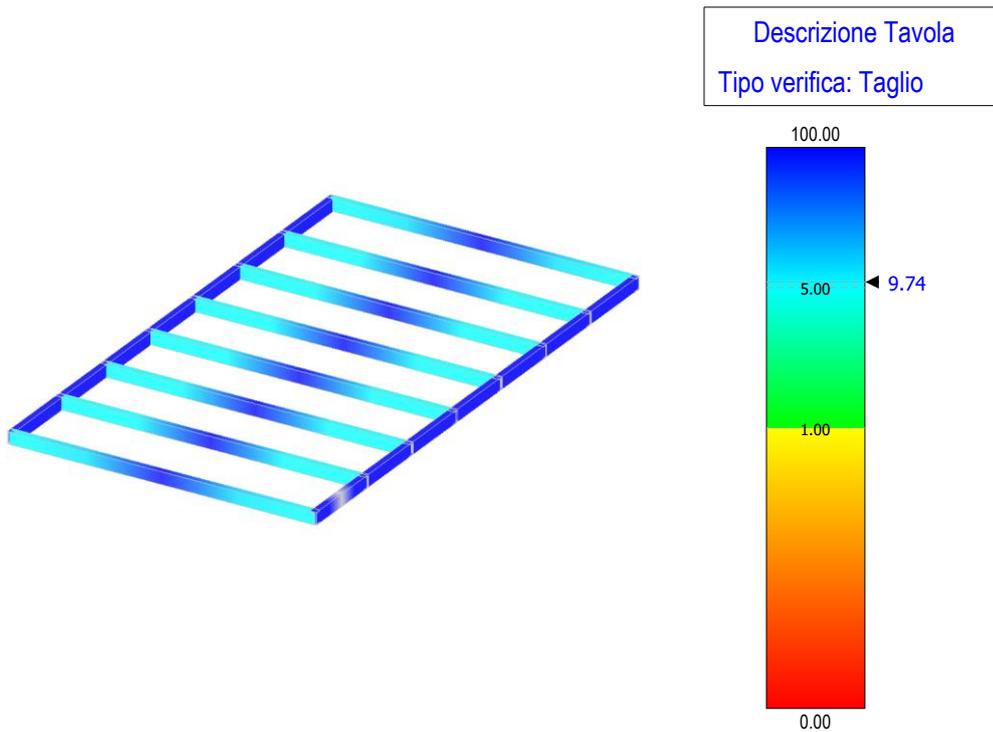


Figura 22: Coefficienti di sicurezza a taglio

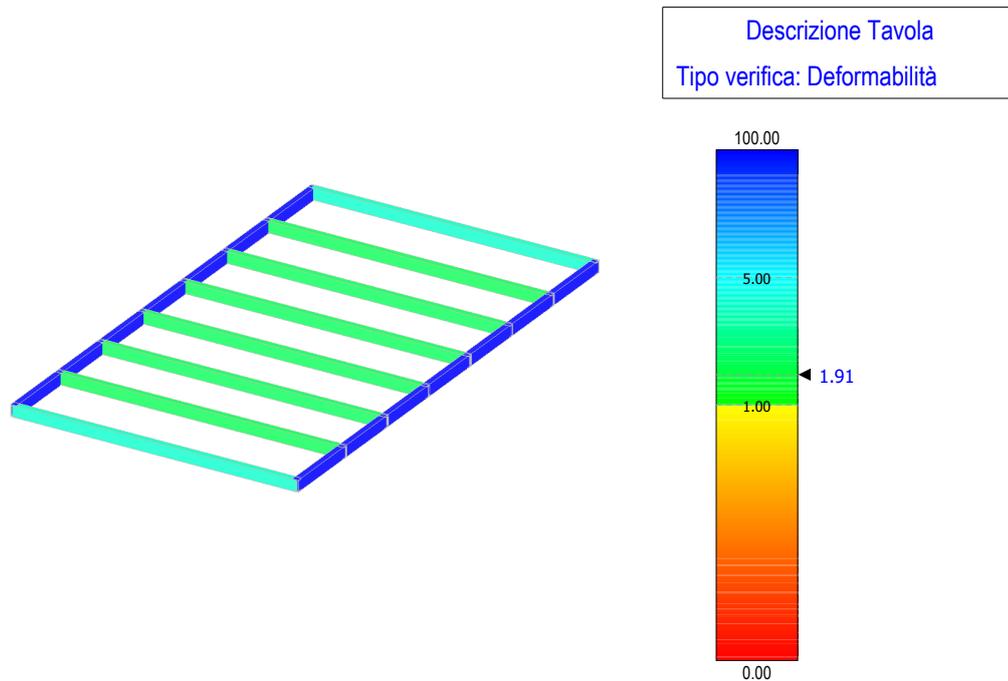


Figura 23: Coefficienti di sicurezza deformabilità

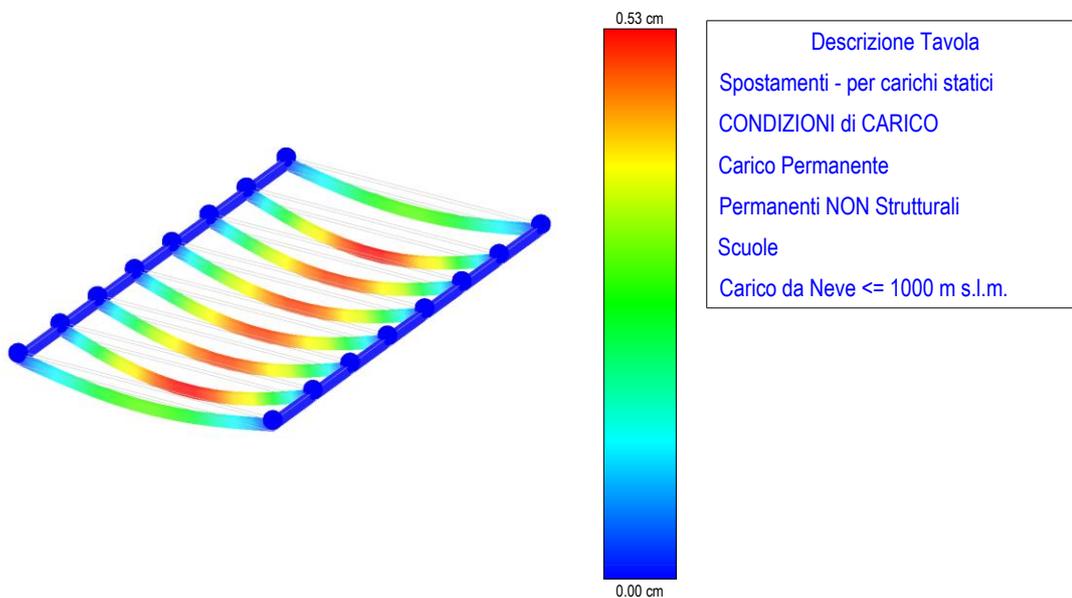


Figura 24: Spostamenti

In allegato si riportano i tabulati dei calcoli effettuati.

Si considera la sezione di UPN all'incastro considerando reagente la sezione pari a 70x6mm e si effettua la verifica a taglio.

$$V_s = 8.25 \text{ KN}$$

$$V_r = (A_v \cdot f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma) = 54.53 \text{ KN}$$

$$V_s < V_r \text{ VERIFICATO}$$

Verifica angolari 100x150x10

Si suppone, a favore di sicurezza, che l'impronta del carico sull'angolare sia posizionato sulla metà esterna dell'appoggio, e che quindi possa essere modellato come carico concentrato a 0,75 della lunghezza della base della L. Dai diagrammi del taglio riportati di seguito è possibile stimare in 8.25 KN la forza concentrata trasmessa da ogni UPN100 alla L in acciaio (esclusi i profilati esterni che trasmetteranno un carico dimezzato vista la minore luce d'influenza).

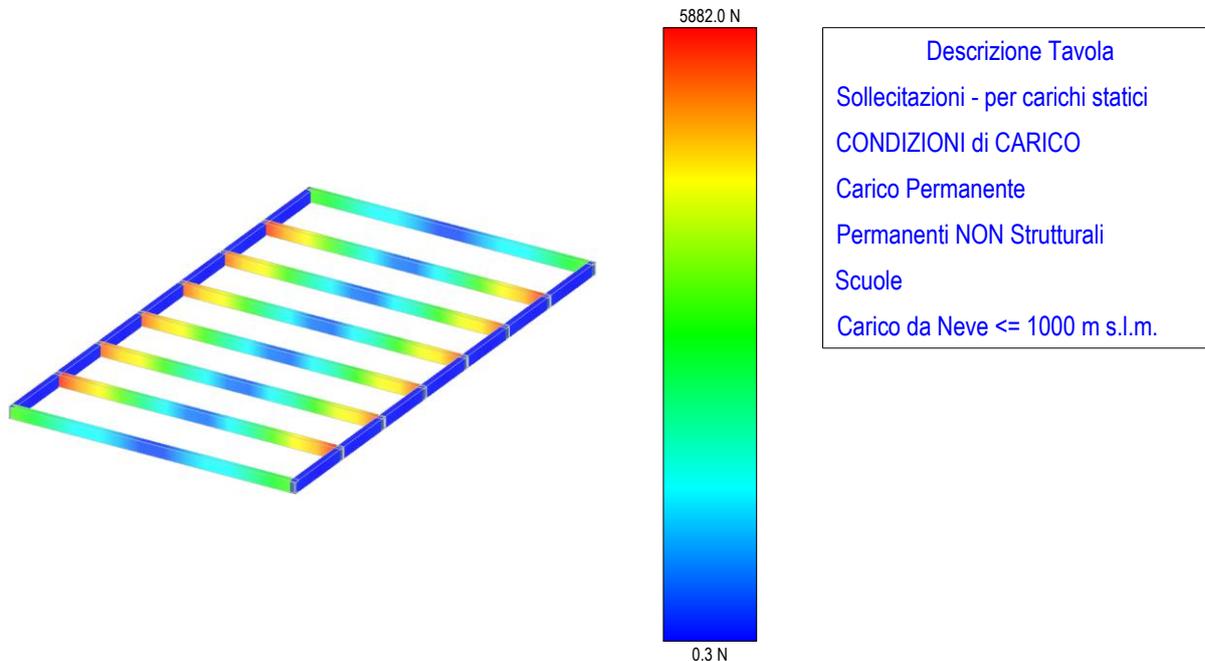


Figura 25: Sollecitazione di taglio

Considerando, a favore di sicurezza, una base reagente della L pari all'impronta dell'UPN100 maggiorata sia a destra che a sinistra di una dimensione pari sempre all'impronta dell'UPN, si ottiene una sezione resistente di base 150 mm e altezza 12 mm. E' possibile considerare una base di 150 mm ottenendo comunque una stima in sicurezza grazie all'UPN100 perimetrale che svolgendo la funzione di ripartitore delle tensioni garantisce una distribuzione uniforme del carico sul profilato ad L di bordo.

$$M_s = 8,25 \text{ KN} * 0,075 \text{ m} = 0,61 \text{ KNm}$$

$$M_r = (W \cdot f_{yk}) / \gamma = 0,81 \text{ KNm}$$

$$M_s < M_r \text{ VERIFICATO}$$

$$V_s = 8,25 \text{ KN}$$

$$V_r = (A_v \cdot f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma) = 233 \text{ KN}$$

$$V_s < V_r \text{ VERIFICATO}$$

Verifica sistema di fissaggio

I nuovi solai poggeranno perimetralmente su pareti in calcestruzzo di spessore 20 cm come si evince dai grafici allegati. Il fissaggio a questi elementi è stato effettuato tramite ancoraggi chimici (17 per lato) di diametro 12 mm e lunghezza di ancoraggio pari a 170 mm. Attraverso le verifiche effettuate nei paragrafi precedenti è possibile stimare in 55 KN l'azione tagliante sollecitante il sistema di fissaggio, questa genererà un momento di 4,5 KNm. Sono state verificate tutte le modalità di rottura (sfilamento barre, rottura cono calcestruzzo, splitting, resistenza a taglio delle barre) e il **sistema risulta verificato** con un coefficiente di sicurezza pari a 4,76.

Si allega verifica del sistema di fissaggio (Allegato verifica sistema di fissaggio solaio di copertura)

13.6. Strutture nuove in acciaio

In fase progettuale è stata prevista la demolizione della scala rettilinea inserita nel corpo circolare più piccolo per la realizzazione dell'ascensore e la demolizione della scala esistente posta nell'intercapedine tra i due cilindri in c.a. Questa sarà sostituita da una nuova scala in acciaio descritta di seguito.

Sarà, inoltre, realizzata una scala in acciaio di collegamento tra la terrazza a quota 5m e quella a quota 7,20. Questa sarà realizzata con due spalle alte 30 cm e di spessore 1 cm agganciate alle pareti esistenti; su di esse saranno saldati i gradini realizzati con delle piastre in acciaio di larghezza 30 cm e spessore 5 mm.

Per collegare invece la terrazza a quota 5 metri con il solaio dove sono collocate le macchine degli impianti verrà utilizzata una scaletta mobile.

Materiali utilizzati

Calcestruzzo per elementi in cemento armato gettati in opera

Il calcestruzzo per la formazione delle caldaie collaboranti dovrà avere:

Cemento	42.5 R CEM II – EN197-1
Classe di consistenza	S4
Classe di resistenza	C25/30 $R_{ck} \geq 300$ daN/cm ²
Classe di esposizione	XC3

Armatura ordinaria

Acciaio B450C

Tensione caratteristica di snervamento - f_{yk} o $f_{(0.2)k}$	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura - f_{tk}	540	N/mm ²
Diametri	8	mm

Acciaio per carpenteria metallica S235

Spessore nominale elemento	≤ 40	mm
Tensione caratteristica di snervamento - f_{yk}	235	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura - f_{tk}	360	N/mm ²
Modulo elastico - E	210000	N/mm ²
Densità - ρ	7850	daN/m ³

Bulloni ad alta resistenza

Classe	8.8	
Tensione caratteristica di snervamento - f_y	6490	daN/cm ²
Tensione caratteristica di rottura - f_t	8000	daN/cm ²

Ancorante chimico ad iniezione bicomponente epossidico ad alte prestazioni

Certificata per categoria di prestazione sismica C2

Barra filettata in acciaio zincato M12 classe 8.8

Lamiera grecata zincata

Scala tra i cilindri

La scala in acciaio posta nell'intercapedine tra i due cilindri sarà realizzata con due spalle sagomate alte 30 cm e di spessore pari a 10 mm, su cui saranno saldati i gradini. I profili di acciaio delle spalle della scala saranno sagomati seguendo lo sviluppo elicoidale della scala. I gradini verranno realizzati con un profilo in acciaio a L di spessore 4 mm sagomato sull'impronta della scala che segue il suo andamento nello sviluppo in pianta e in altezza. I pianerottoli

saranno realizzati con dei solai di tipo misto in acciaio-calcestruzzo costituiti da una lamiera grecata di acciaio su cui viene eseguito un getto di calcestruzzo normale o alleggerito posti nello spessore dell'UPN. La lamiera ha la funzione di cassero durante la costruzione e costituisce parte o tutta l'armatura longitudinale dopo l'indurimento del calcestruzzo. Nel caso in esame i solai saranno costituiti da lamiera grecata $h_b=5,5\text{cm}$ e soletta in c.a. collaborante di spessore 5 cm. La struttura portante del solaio è costituita da travi UPN120 accoppiate, ad interasse di 60 cm circa, tra loro collegati da due travi UPN140 trasversali.

Perimetralmente il solaio è ancorato alla struttura esistente tramite profili angolari L100x150x10 fissati mediante ancoranti chimici in modo da concatenarsi al meglio con l'esistente.

I calcoli sono stati eseguiti considerando il solaio come elemento appoggiato-appoggiato.

I profili sono in acciaio S235 con modulo elastico $E=210\text{ N/mm}^2$ e resistenza caratteristica allo snervamento $f_{yk}=235\text{ N/mm}^2$. Il calcestruzzo della soletta avrà classe di resistenza C25/30 ($f_{ck}=25$, $R_{ck}=30\text{ MPa}$).

Verifica UPN pianerottoli e profili scala

Si riporta di seguito una vista del modello strutturale e i risultati ottenuti.

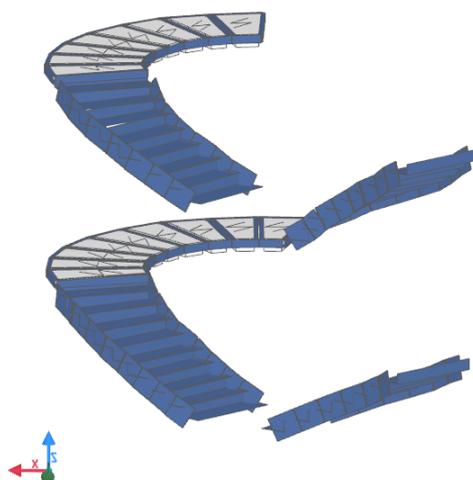


Figura 26: Vista modello strutturale

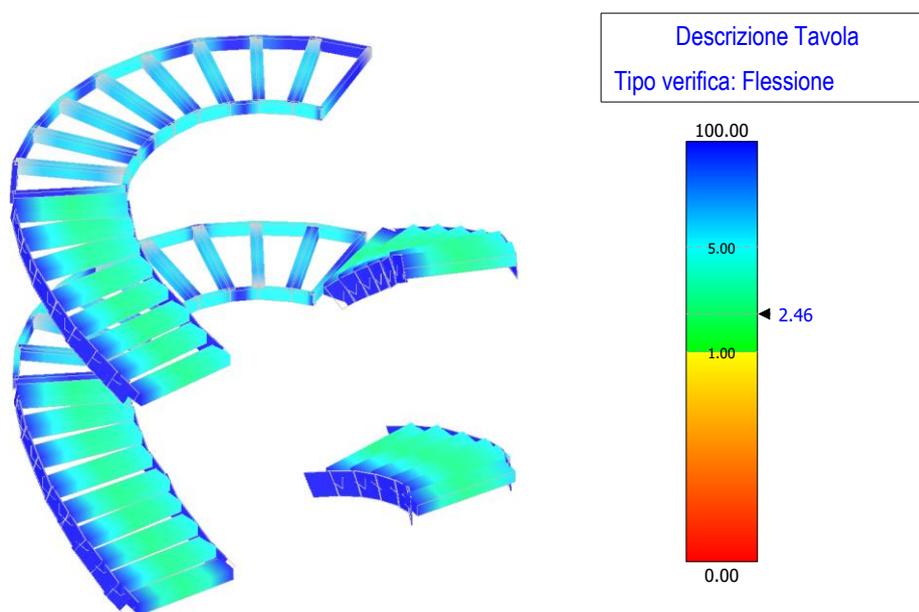
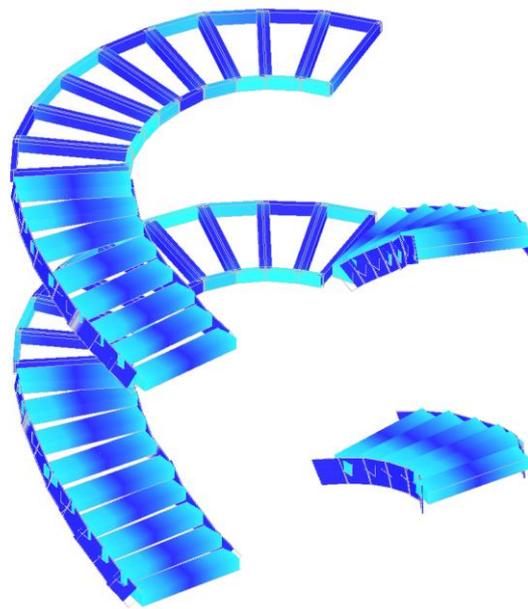


Figura 27: Coefficienti di sicurezza a flessione



Descrizione Tavola
Tipo verifica: Taglio

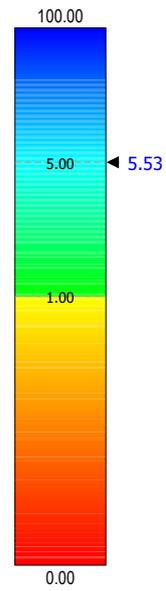
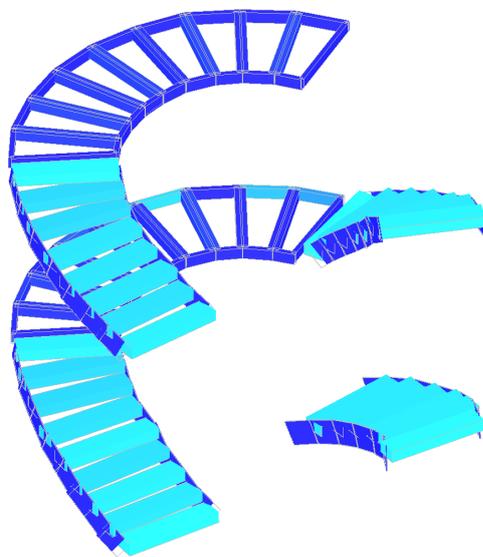


Figura 28: Coefficienti di sicurezza a taglio



Descrizione Tavola
Tipo verifica: Deformabilità

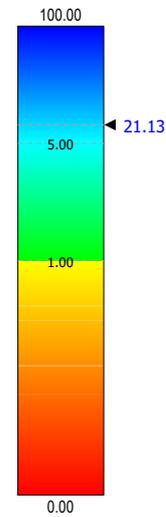


Figura 29: Coefficienti di sicurezza deformabilità

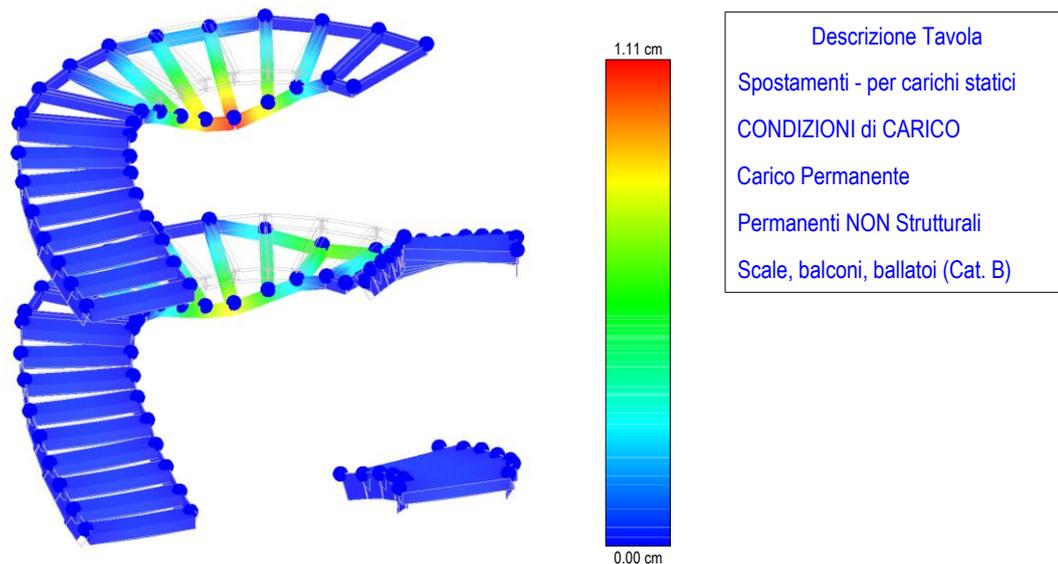


Figura 30: Spostamenti

Si precisa che lo spostamento massimo nel gradino in mezzeria rispetta i limiti di deformabilità previsti dalla normativa ($L/250$).

In allegato si riportano i tabulati dei calcoli effettuati.

Verifica sistema di fissaggio spalle della scala

Le spalle della scala poggeranno perimetralmente su pareti in calcestruzzo di spessore 20 cm come si evince dai grafici allegati. Il fissaggio a questi elementi è stato effettuato tramite ancoraggi chimici di diametro 12 mm e lunghezza di ancoraggio pari a 170 mm ogni 25 cm. Attraverso le verifiche effettuate nei paragrafi precedenti è possibile stimare in 10 KN l'azione tagliante sollecitante il sistema di fissaggio, questa genererà un momento di 0,1 KNm. Sono state verificate tutte le modalità di rottura (sfilamento barre, rottura cono calcestruzzo, splitting, resistenza a taglio delle barre) e il **sistema risulta verificato** con un coefficiente di sicurezza pari a 9,7.

Si allega verifica del sistema di fissaggio (Allegato verifica sistema di fissaggio spalle della scala)

Verifica pianerottolo

Verifica ala UPN 120

Si considerano i carichi agenti sul profilo UPN 120 e la sezione di resistente di 1000x7mm e si effettuano le verifiche a taglio e momento. Si suppone a favore di sicurezza che il carico agisce a 0,05 m della larghezza della base del profilo.

$$M_s = 1,82 \text{ KN} \cdot 0,05 \text{ m} = 0,09 \text{ KNm}$$

$$M_r = (W \cdot f_{yk}) / \gamma = 1,83 \text{ KNm}$$

$$M_s < M_r \text{ VERIFICATO}$$

$$V_s = 1,82 \text{ KN}$$

$$V_r = (A_v \cdot f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma) = 908,84 \text{ KN}$$

$$V_s < V_r \text{ VERIFICATO}$$

Verifica UPN 120

$$V_s = 2,90 \text{ KN}$$

$$V_r = (A_v \cdot f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma) = 97,12 \text{ KN}$$

$$V_s < V_r \text{ VERIFICATO}$$

$$M_s = 0,90 \text{ KNm}$$

$$M_r = (W \cdot f_{yk}) / \gamma = 2,48 \text{ KNm}$$

$M_s < M_r$ **VERIFICATO**

Verifica UPN140

Si considera la sezione di UPN140 all'incastro una sezione resistente dell'UPN 140 pari all'impronta del 2UPN120 e si effettuano le verifiche. Si suppone a favore di sicurezza che il carico agisce a 0,06 m della larghezza della base del profilo.

$$V_s = 2,9 \text{ KN}$$

$$V_r = (A_v \cdot f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma) = 100,5 \text{ KN}$$

$V_s < V_r$ **VERIFICATO**

$$M_s = 2,9 \text{ KN} \cdot 0,06 \text{ m} = 0,17 \text{ KNm}$$

$$M_r = (W \cdot f_{yk}) / \gamma = 0,20 \text{ KNm}$$

$M_s < M_r$ **VERIFICATO**

Verifica angolari 100x150x10 (appoggio)

Si suppone, a favore di sicurezza, che l'impronta del carico sull'angolare sia posizionato sulla metà esterna dell'appoggio, e che quindi possa essere modellato come carico concentrato a 0,75 della lunghezza della base della L. Dai diagrammi del taglio è possibile stimare in 3KN la forza concentrata trasmessa da ogni 2UPN120 alla L in acciaio (esclusi i profilati esterni che trasmetteranno un carico dimezzato vista la minore luce d'influenza).

Considerando, a favore di sicurezza, una base reagente della L pari a due volte l'impronta dell'UPN120, si ottiene una sezione resistente di base 110 mm e altezza 10 mm. E' possibile considerare una base di 110 mm ottenendo comunque una stima in sicurezza essendo presente anche l'UPN 140 perimetrale che svolgendo la funzione di ripartitore delle tensioni garantisce una distribuzione uniforme del carico sul profilato ad L di bordo.

$$M_s = 3 \text{ KN} \cdot 0,075 \text{ m} = 0,23 \text{ KNm}$$

$$M_r = (W \cdot f_{yk}) / \gamma = 0,41 \text{ KNm}$$

$M_s < M_r$ **VERIFICATO**

$$V_s = 3 \text{ KN}$$

$$V_r = (A_v \cdot f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma) = 142 \text{ KN}$$

$V_s < V_r$ **VERIFICATO**

Si precisa che in corrispondenza delle aperture che in progetto vengono chiuse con blocchi di cemento sarà previsto un rinforzo in FRP dal lato opposto all'ancoraggio della scala. L'intervento consiste nel rinforzare le pareti in c.a. con strisce di FRP disposte in direzione verticale e orizzontale in modo da costituire una maglia quadrangolare.

Sarà realizzato un intervento con strisce orizzontali e strisce verticali di ampiezza 10 cm ogni 10 cm di grammatura $g=300g$. Oltre la zona di intervento il rinforzo verrà esteso per altri 40 cm al fine di garantire un migliore ancoraggio del tessuto. Tale tipologia di intervento comporta un incremento di resistenza dell'elemento. (vedi particolari costruttivi).

Verifica angolari 100x150x10

Viene effettuata la verifica del profilo a L 100x150x10 nella sezione maggiormente sollecitata.

$$M_s = 4,1 \text{ KNm}$$

$$M_r = (W \cdot f_{yk}) / \gamma = 5,8 \text{ KNm}$$

$M_s < M_r$ **VERIFICATO**

$$V_s = 15,30 \text{ KN}$$

$$V_r = (A_v \cdot f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma) = 194,75 \text{ KN}$$

$V_s < V_r$ **VERIFICATO**

Verifica sistema di fissaggio

I nuovi solai dei pianerottoli poggeranno perimetralmente alla struttura esistente.

In particolare il pianerottolo alla quota di 2,62m poggerà sul cilindro esterno per l'intera lunghezza mentre al cilindro interno sarà collegato agli estremi con delle piastre di 50cm. Il fissaggio a questi elementi è stato effettuato tramite ancoraggi chimici di diametro 12 mm e lunghezza di ancoraggio pari a 170 mm. In particolare nella piastra da 50 cm saranno necessari 4 ancoraggi di diametro 12 mm ad interasse 100 mm, nella piastra collegata al cilindro esterno saranno invece necessari ancoraggi chimici di diametro 12 mm ma ad interasse 200mm.

Nel primo caso è stato possibile stimare l'azione tagliante sollecitante il sistema di fissaggio pari a 26,75kN che genererà un momento di 2kNm e un momento intorno all'asse dell'UPN 120 pari a 3,9kN. Sono state verificate tutte le modalità di rottura (sfilamento barre, rottura cono calcestruzzo, splitting, resistenza a taglio delle barre) e il **sistema risulta verificato** con un coefficiente di sicurezza pari a 1,1.

Nel secondo caso è stato possibile stimare l'azione tagliante sollecitante il sistema di fissaggio pari a 12,36kN che genererà un momento di 0,9 kNm e un momento intorno all'asse dell'UPN 120 pari a 3,6kN. Sono state verificate tutte le modalità di rottura (sfilamento barre, rottura cono calcestruzzo, splitting, resistenza a taglio delle barre) e il **sistema risulta verificato** con un coefficiente di sicurezza pari a 4,5.

Il pianerottolo a quota 5,10 m sarà collegato dal lato del cilindro interno con delle piastre di 50 cm a un estremo e da 60 all'altro estremo. Nell'attacco da 60 cm E' stato possibile stimare l'azione tagliante sollecitante il sistema di fissaggio pari a 26 kN che genererà un momento di 2 kNm e un momento intorno all'asse dell'UPN 120 pari a 3,75kN. Saranno necessari 5 ancoraggi di diametro 12 mm ad interasse 100 mm Sono state verificate tutte le modalità di rottura (sfilamento barre, rottura cono calcestruzzo, splitting, resistenza a taglio delle barre) e il **sistema risulta verificato** con un coefficiente di sicurezza pari a 1,58.

Nell'attacco da 50 cm è stato possibile stimare l'azione tagliante sollecitante il sistema di fissaggio pari a 20,40 kN che genererà un momento di 1.50 kNm e un momento intorno all'asse dell'UPN 120 pari a 3,6 kN. Saranno necessari 5 ancoraggi di diametro 12 mm ad interasse 100 mm. Sono state verificate tutte le modalità di rottura (sfilamento barre, rottura cono calcestruzzo, splitting, resistenza a taglio delle barre) e il **sistema risulta verificato** con un coefficiente di sicurezza pari a 1,42.

Alla quota di 5,00 m verrà realizzato un nuovo cordolo perimetrale in C.A. alto 50 cm a cui verranno inghisate le barre in C.A. portanti il pianerottolo da realizzare alla quota di 5,10 m. in questo caso il sistema di fissaggio è stato calcolato considerando un'azione tagliante in un metro di lunghezza pari a 10 kN che genererà un momento pari a 0.75kNm e momento attorno all'UPN 120 pari a 3.6kNm.

Si allegano verifiche del sistema di fissaggio (Allegato verifica sistema di fissaggio pianerottoli)

Scala esterna

La scala esterna sarà composta da due cosciali laterali, di cui quello di sinistra sarà inghisato lungo tutto il suo sviluppo al semicerchio in C.A. perimetrale mentre quello di destra alla partenza e all'arrivo sarà inghisato alle pareti perimetrali in C.A.

I profili sono in acciaio S235 con modulo elastico $E=210 \text{ N/mm}^2$ e resistenza caratteristica allo snervamento $f_{yk}=235 \text{ N/mm}^2$.

Verifica sistema di fissaggio

Uno dei cosciali sarà collegato alle pareti in calcestruzzo di spessore 20 cm come si evince dai grafici allegati. Il fissaggio a questi elementi è stato effettuato tramite ancoraggi chimici di diametro 12 mm e lunghezza di ancoraggio pari a 170 mm. Attraverso le verifiche effettuate nei paragrafi precedenti è possibile stimare in 7 KN l'azione tagliante sollecitante il sistema di fissaggio, questa genererà un momento di 0,07 KNm. Per tenere conto della presenza dell'apertura nella parete circolare si aumenta l'azione tagliante sollecitante il sistema di fissaggio a 8,5kN e dunque il momento a 0,09kNm. Sono state verificate tutte le modalità di rottura (sfilamento barre, rottura cono calcestruzzo,

splitting, resistenza a taglio delle barre) e il **sistema risulta verificato** con un coefficiente di sicurezza pari a 12,5. Il cosciale di destra sarà collegato alla partenza e all'arrivo sarà inghisato alle pareti perimetrali in c.a. come si evince dai grafici allegati. Si effettua la verifica nel punto maggiormente sollecitato.

Il fissaggio a questi elementi è stato effettuato tramite piastre e ancoranti chimici di diametro 12 mm e lunghezza di ancoraggio pari a 170 mm. Attraverso le verifiche effettuate nei paragrafi precedenti è possibile stimare in 9 KN l'azione tagliante sollecitante il sistema di fissaggio, questa genererà un momento di 6 KNm per quanto riguarda la piastra a quota 7,50m. Sono state verificate tutte le modalità di rottura (sfilamento barre, rottura cono calcestruzzo, splitting, resistenza a taglio delle barre) e il **sistema risulta verificato** con un coefficiente di sicurezza pari a 1,85.

Mentre per la piastra a quota 5,10 è possibile stimare in 9 KN l'azione tagliante sollecitante il sistema di fissaggio. Sono state verificate tutte le modalità di rottura (sfilamento barre, rottura cono calcestruzzo, splitting, resistenza a taglio delle barre) e il **sistema risulta verificato** con un coefficiente di sicurezza pari a 2,5.

Si allega verifica del sistema di fissaggio (Allegato verifica sistema di fissaggio scala esterna)

13.7. Fondazione vano ascensore

In fase di progetto, in luogo della rampa rettilinea esistente, si prevede la realizzazione di un nuovo ascensore all'interno del corpo cilindrico interno per collegare i livelli della struttura. Lo stesso avrà struttura del tutto indipendente dalla costruzione esistente.

Sarà quindi necessaria la realizzazione di una struttura di fondazione indipendente dalla struttura esistente. Si è dunque prevista in progetto una platea di altezza 40 cm giuntata rispetto alla struttura esistente. Tale platea sarà realizzata in cls C25/30 e armata con rete metallica $\Phi 12/20$ sia inferiore che superiore.

Sono stati effettuati i calcoli sia in condizioni statiche che in presenza di sisma. Da questi emerge che i coefficienti di sicurezza risultano maggiori di uno per i vari meccanismi analizzati.

In particolare:

verifica a flessione SLU della platea CS=3,9;

punzonamento SLU CS=16,44

flessione SLD CS= 23,56

fessurazione SLE CS=100

Per quanto riguarda le verifiche sul terreno il CS per le verifiche a carico limite SLU è pari a 1,46 mentre a SLD CS=6,15. Per la verifica dei cedimenti differenziali CS=10,79

Per quanto non riportato sopra si rimanda ai tabulati di calcolo della platea di fondazione del vano ascensore.

Ai vari sbarchi di collegamento dell'ascensore alla struttura esistente saranno previste delle piastre di collegamento.

Materiali utilizzati

Calcestruzzo C25/30

Acciaio B450C

13.8. Risanamento strutturale

A seguito di un'analisi dello stato di degrado della struttura, in fase progettuale è stato previsto un intervento di risanamento di tutti gli elementi che lo necessitano sia interni all'edificio, quali pareti, solai, pilastri e travi; che esterni, quali le spalle dell'anfiteatro e i muretti perimetrali.

Per quanto riguarda i solai degradati in latero-cemento sarà necessario, dopo aver puntellato la struttura, intervenire dall'intradosso del solaio stesso effettuando una dismissione dell'intonaco e demolizione dell'intradosso delle volte già distaccate o in fase di distacco. Si procederà poi all'asportazione del cls degradato dei travetti sino al rinvenimento dei ferri inferiori al fine di eliminare la ruggine ed effettuare la pulizia delle superfici prima del trattamento con passivante dei ferri con inibitore di ruggine. Se necessario si procederà ad integrare l'armatura metallica adeguatamente ammorsata alle strutture perimetrali o saldata ai ferri esistenti. Si procederà quindi alla

ricostruzione dei travetti degradati con malta reoplastica premiscelata antiritiro sino al completo inglobamento delle barre con adeguato ricoprimento delle stesse di almeno 2 cm; infine collocazione di rete portaintonaco ancorata ai ferri ortogonali dei travetti.

Il risanamento degli elementi in c.a. quali solette, travi e pilastri sarà eseguito secondo le seguenti fasi:

- asportazione della parte degradata del calcestruzzo,
- irruvidimento della superficie dell'intervento,
- asportazione della ruggine dell'armatura e successivo trattamento della stessa con malta passivante,
- rifacimento del copri ferro con malta tixotropica antiritiro, avendo cura di realizzare un copri ferro di almeno 2 cm.

Come detto in precedenza sarà necessario intervenire anche sulla struttura della gradinata esterna. Essa è costituita da delle spalle in c. a. che fungono da muri di contenimento del terreno e da gradonate realizzate in getto di cls magro. L'intervento di risanamento strutturale sarà effettuato solo sulla parte strutturale della stessa.

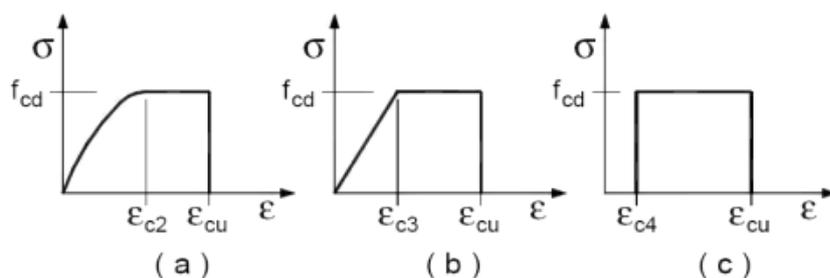
14. MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO (POST-INTERVENTO)

Tutti i materiali strutturali impiegati devono essere muniti di marcatura "CE", ed essere conformi alle prescrizioni del "REGOLAMENTO (UE) N. 305/2011 DEL PARLAMENTO EUROPEO E DEL CONSIGLIO del 9 marzo 2011", in merito ai prodotti da costruzione.

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati anche nei "Tabulati di calcolo", nella relativa sezione.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

I diagrammi costitutivi degli elementi in calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.1 del D.M. 2018; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in fig. (a).



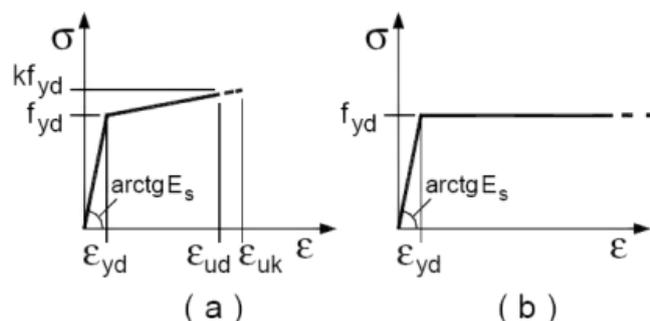
Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

I valori di deformazione assunti sono:

$$\varepsilon_{c2} = 0,0020;$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,0035.$$

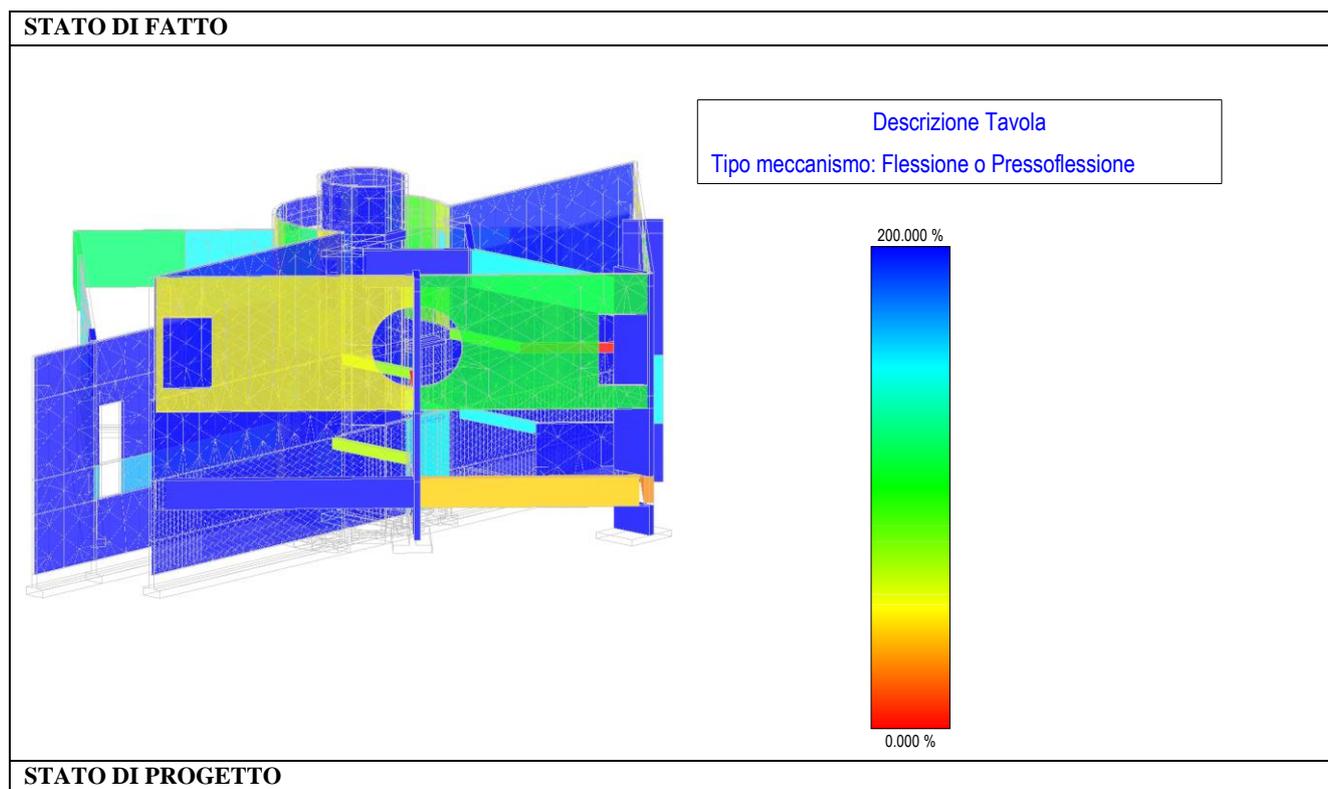
I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.2 del D.M. 2018; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in fig. (b).

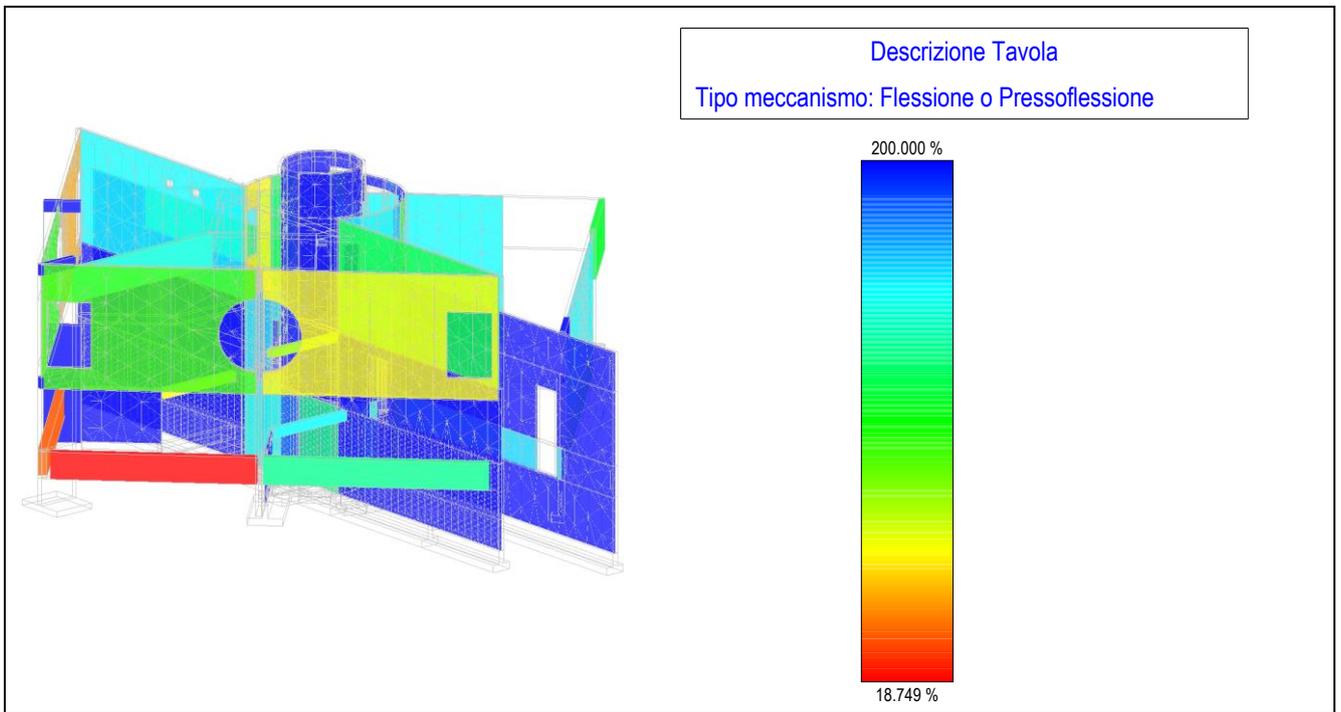


15. VERIFICHE E CONFRONTO TRA STATO DI FATTO E DI PROGETTO

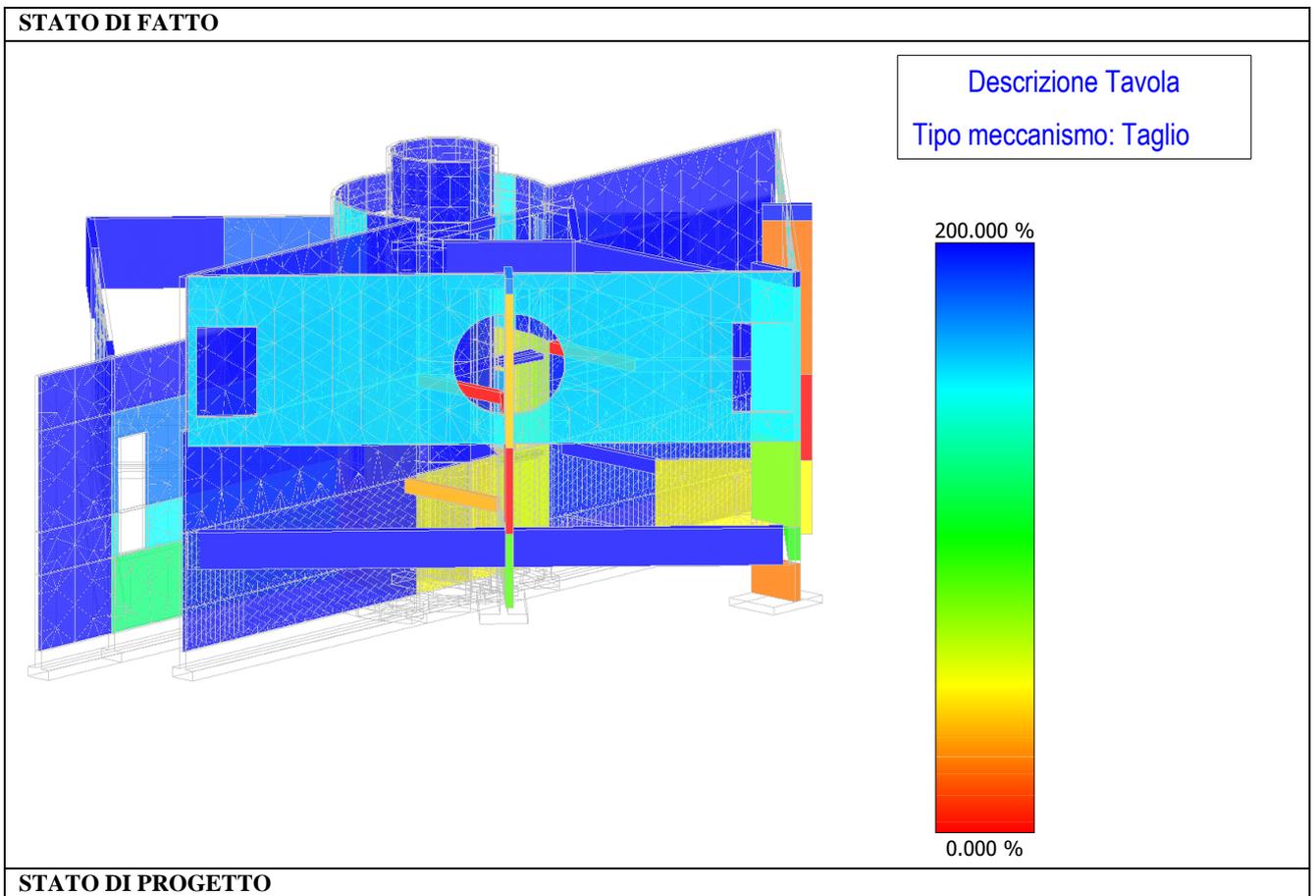
Nel seguito verrà mostrata una sintesi grafica dei risultati e le tabelle con le p_{ga} di capacità e domanda per i vari meccanismi di rottura e per i vari stati limite ottenuti attraverso le elaborazioni svolte con il software ad elementi finiti. **I risultati evidenziano, tramite gli interventi proposti, il raggiungimento di un incremento del valore ζ_e almeno pari a 0,1 come previsto dalla normativa per tutti i meccanismi di rottura analizzati.**

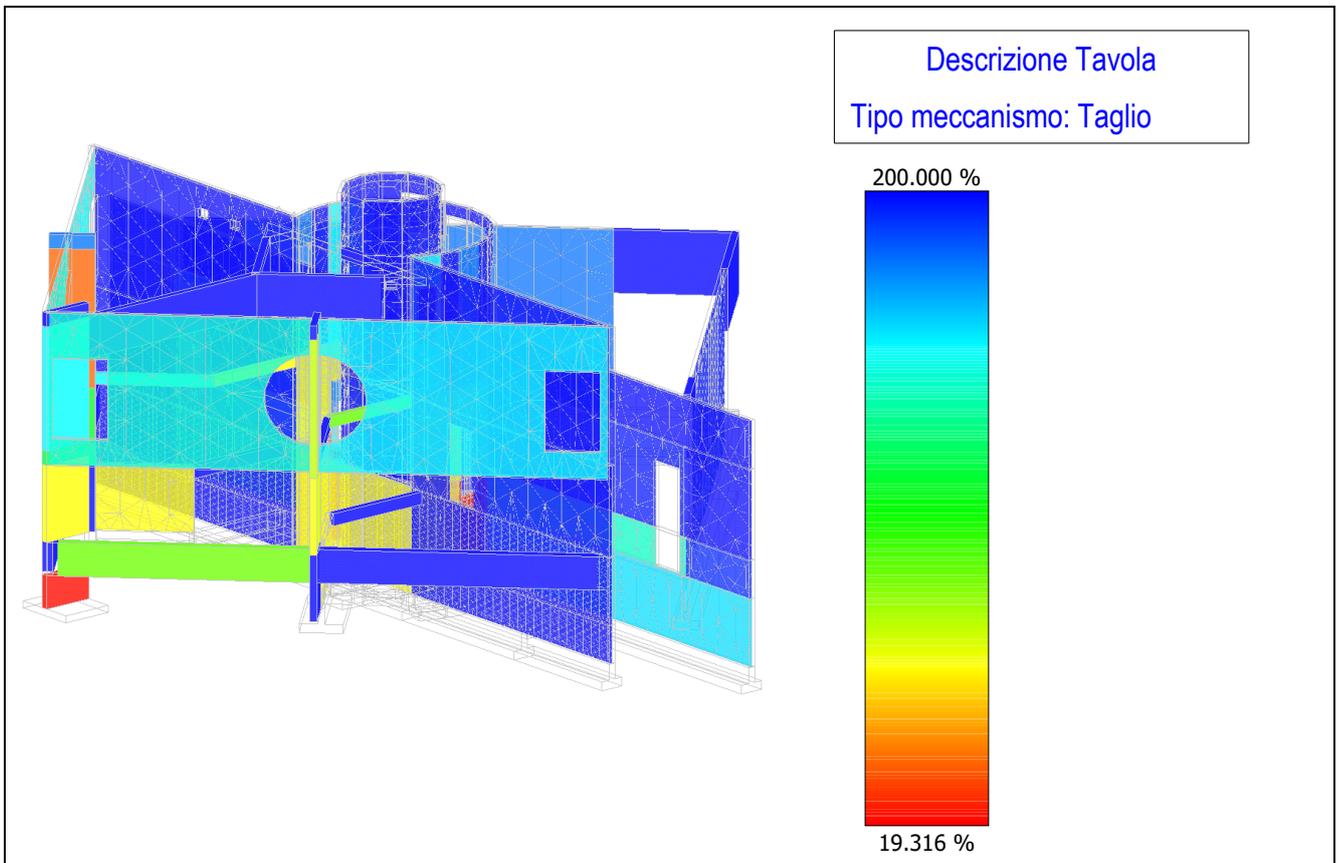
RAPPORTO TRA L'ACCELERAZIONE DI CAPACITÀ E DI DOMANDA PER MECCANISMI FLESSIONALI O PRESSOFLESSIONALI



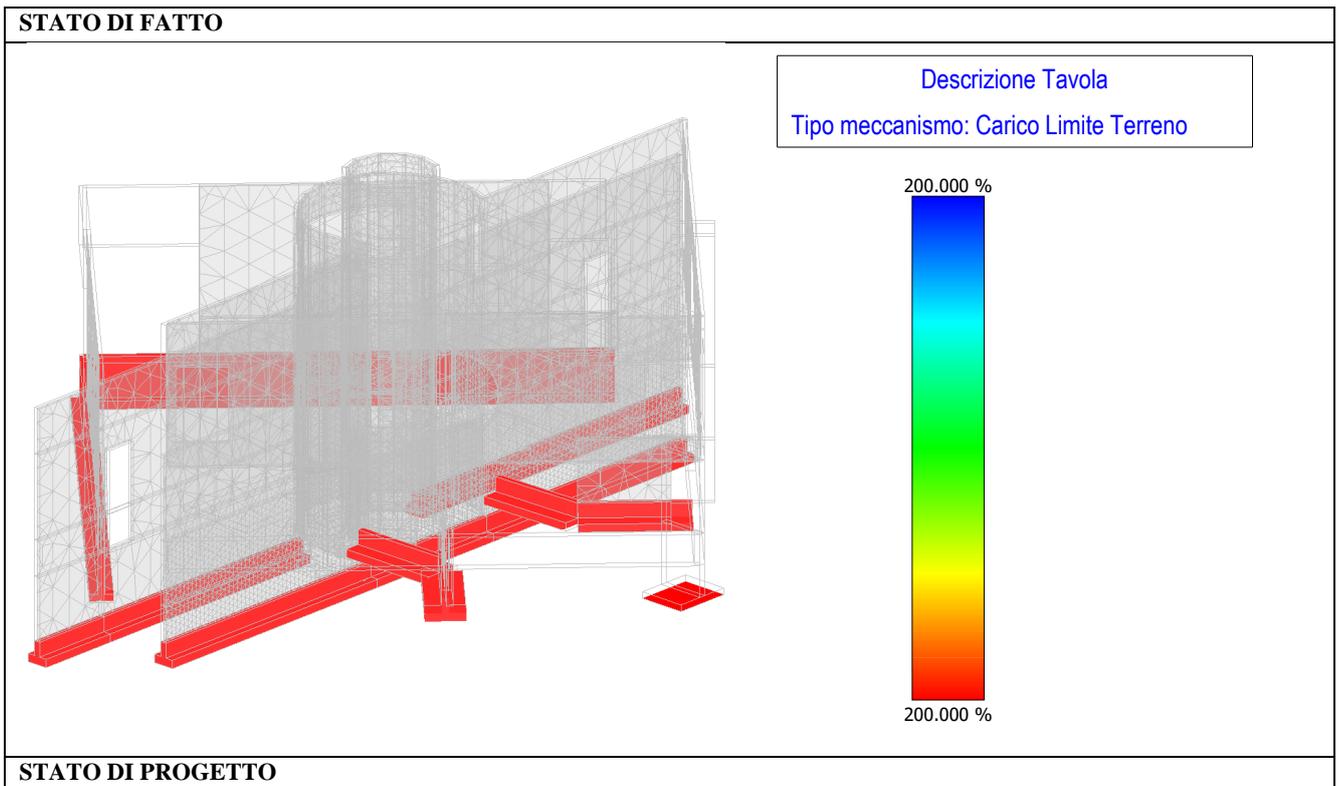


RAPPORTO TRA L'ACCELERAZIONE DI CAPACITÀ E DI DOMANDA PER AZIONI **TAGLIANTI**





RAPPORTO TRA L'ACCELERAZIONE DI CAPACITÀ E DI DOMANDA PER **CARICO LIMITE TERRENO**



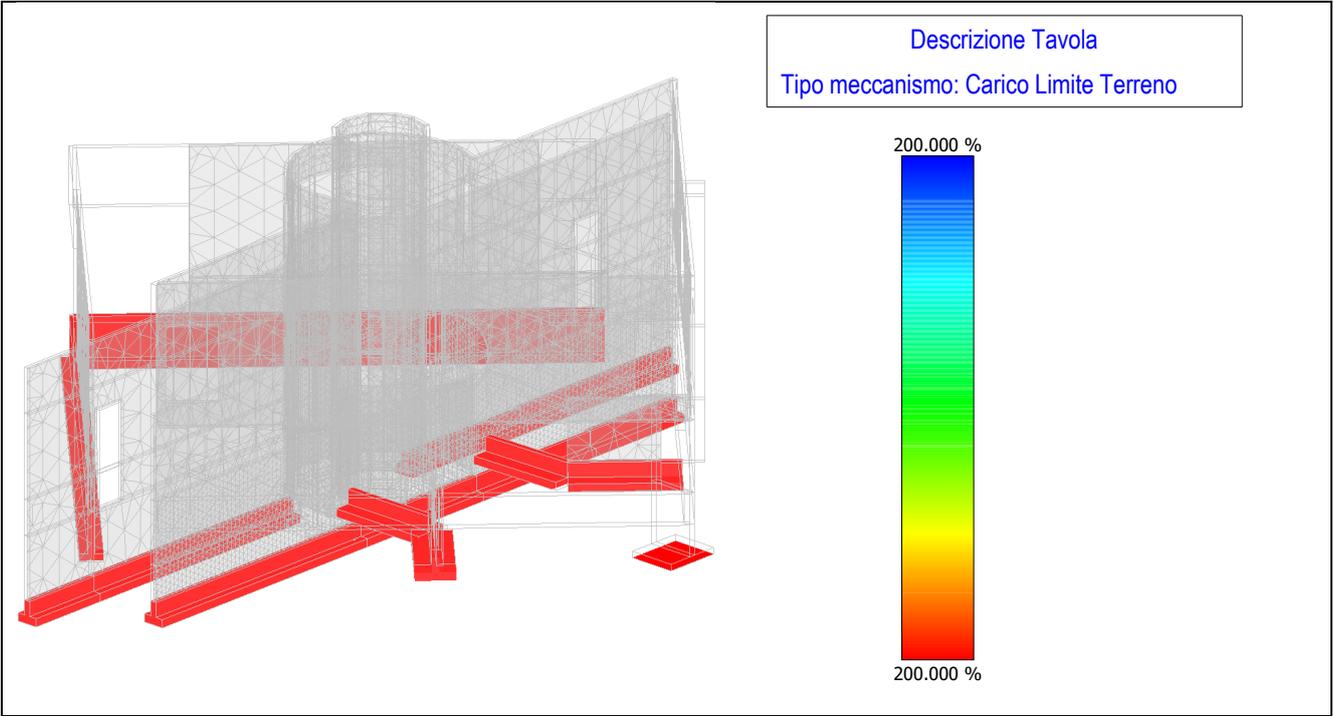


TABELLE DI CONFRONTO STATO DI FATTO – STATO DI PROGETTO

Tabella di confronto dati di FATTO - dati di PROGETTO

SL	D _{PGA}		C.Min _{PGA}		C.Min _{TR}		ζ _B (α _{PGA})		α _{TR}	
	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO
SLO	0.0686	0.0686	0.0913	0.0892	74	71	1.332	1.301	1.226	1.206
SLD	0.0925	0.0925	0.1692	0.1652	275	259	1.829	1.786	1.704	1.662
SLV	0.2442	0.2442	0.0000	0.0458	0	26	0.000	0.187	0.000	0.257

LEGENDA: Tabella di confronto dati di FATTO - dati di PROGETTO

SL	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività - [SLC] = stato limite di collasso.
D_{PGA}	Domanda espressa in termini di Accelerazione al suolo
C.Min_{PGA}	Capacità minima dell'edificio espressa in termini di Accelerazione al Suolo
C.Min_{TR}	Capacità minima dell'edificio espressa in termini di Periodo di Ritorno
ζ_B (α_{PGA})	Indicatori di Rischio in termini di Accelerazione al Suolo
α_{TR}	Indicatori di Rischio in termini di Tempo di Ritorno

Tabella di confronto dati di FATTO - dati di PROGETTO in termini di capacità

SL	Tipo di rottura	Materiale		PGA _c		T _{RC}	
		FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO
				[Ag/g]	[Ag/g]	[anni]	[anni]
SLV	Taglio	-	AC	-	0.7709	-	>2475
SLV	Taglio	CA	-	0.0000	0.0472	0	27
SLO	Spostamento Interpiano (SLO)	-	-	0.0913	0.0892	74	71
SLV	Flessione o Pressoflessione	-	AC	-	0.5386	-	>2475
SLV	Instabilità ACCIAIO	-	AC	-	0.4693	-	>2475
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	-	0.1692	0.1652	275	259
SLV	Carico Limite Terreno	TER	TER	0.9408	0.9686	>2475	>2475
SLV	Flessione o Pressoflessione	CA	CA	0.0000	0.0458	0	26

LEGENDA: Tabella di confronto dati di FATTO - dati di PROGETTO in termini di capacità

SL	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività - [SLC] = stato limite di collasso.
Tipo di rottura	Tipo di rottura per differenti elementi o meccanismi
Materiale	Tipologia di materiale per il tipo di rottura considerato: [-] = Parametro non significativo per il tipo di rottura
PGA_c	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo per lo stato di Fatto e di Progetto
T_{RC}	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno per lo stato di Fatto e di Progetto

TABULATI DI CALCOLO

Per quanto non espressamente sopra riportato, ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda all'allegato "Tabulato di calcolo" costituente parte integrante della presente relazione.