

Ing. DAVIDE GRANDIS

MezzadrlIngegneria S.r.l.

Via Mulinetto n.35 - 44100 Ferrara

Tel.0532.765117 - Fax.0532.769513 - email: grandis@mezzadrlingegneria.it

REGIONE EMILIA ROMAGNA COMUNE DI FERRARA



viale della Fiera, 11 Ferrara



EVENTI SISMICI MAGGIO 2012

INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO SISMICO CONTROLLATO AL 60%

PADIGLIONE 4

RELAZIONE DI CALCOLO E DEI MATERIALI

Secondo Art. 3 - comma 10 - Legge n. 122 01.08.2012

Secondo Art. 8.3 – D.M. 14.01.2008 - NTC

Ferrara, Marzo 2016

6931MV_RelazioneCalcoloMateriali_Padiglione4



IL TECNICO:

Ing. Davide Grandis

COLLABORATORE:

Ing. Matteo Vincenzi

INDICE

PREMESSA.....	3
1. RISULTATI DELL'ANALISI DI VULNERABILITA' SISMICA	4
2. DESCRIZIONE GENERALE DEL COMPLESSO FIERISTICO	5
2.1 UBICAZIONE.....	5
2.2 CARATTERISTICHE GENERALI DEL COMPLESSO	5
3. DESCRIZIONE DEL FABBRICATO IN OGGETTO	8
4. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	12
5. NORMATIVA DI RIFERIMENTO E CARATTERISTICHE MATERIALI.....	13
5.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	13
5.2 MATERIALI ESISTENTI.....	13
5.2.1 Calcestruzzo esistente (CIRCOLARE §C8.7.2 e NTC 2008 §11.2)	13
5.2.2 Acciaio per cemento armato esistente (CIRCOLARE §C8.7.2 e NTC 2008 § 4.1.2.1.1.3)	15
5.2.3 Acciaio da carpenteria esistente (NTC 2008 § 4.2 e § 11.3.4)	17
5.3 MATERIALI DI PROGETTO	19
5.3.1 Calcestruzzo C28/35 (NTC 2008 §11.2)	19
5.3.2 Acciaio B450C (NTC 2008 §11.3.2)	20
5.3.3 Acciaio da carpenteria S275 (NTC 2008 §11.3.4)	21
5.3.4 Materiali Compositi (CNR DT-200 R1/2013)	22
6. AZIONI SULLE COSTRUZIONI.....	23
6.1 PESI PROPRI DEI MATERIALI STRUTTURALI (NTC 2008 § 3.1.2)	23
6.2 AZIONE DELLA NEVE (NTC 2008 § 3.4)	24
7. AZIONE SISMICA (NTC 2008 § 3.2)	26
7.1 REGOLARITA' (NTC 2008 § 7.2.2)	26
7.2 VITA NOMINALE (NTC 2008 § 2.4.1).....	28
7.3 CLASSE D'USO (NTC 2008 § 2.4.2).....	28
7.4 PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 § 2.4.3)	28
7.5 CRITERI DI PROGETTAZIONE (NTC 2008 § 7.2.1)	28
7.6 TIPOLOGIA STRUTTURALE (NTC 2008 § 7.4.3.1 e § 7.4.3.2)	29
7.7 STATI LIMITE E PROBABILITA' DI SUPERAMENTO (NTC 2008 § 3.2.1)	31
7.8 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO (NTC 2008 § 3.2.2).....	32

7.9	DESCRIZIONE DEL MOTO SISMICO (NTC 2008 § 3.2.3.1).....	33
8	COMBINAZIONE DELLE AZIONI (NTC 2008 §2.5.3).....	38
8.1	STATO LIMITE ULTIMO (SLU)	38
8.2	COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI.....	39
8.3	RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITA' SPAZIALE DEL MOTO (NTC 2008 § 7.3.5)	40
9	MODELLAZIONE DEL FABBRICATO	41
10	ANALISI DINAMICA LINEARE (NTC 2008 §7.3.3.1).....	45
10.1	DETERMINAZIONE DEI MODI PRINCIPALI DI VIBRARE.....	46
11	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO.....	49
11.1	VERIFICA DEI PILASTRI	49
11.1.1	Verifica a pressoflessione (NTC 2008 § 4.1.2.1.2.4)	49
11.1.2	Verifica a taglio (NTC 2008 § 4.1.2.1.3.2)	54
11.2	VERIFICA NUOVI TELAI DI CONTROVENTI METALLICI	59
11.3	VERIFICA NUOVA CONNESSIONE COLONNA-TRAVE.....	72
11.4	VERIFICA DEL MARTELLAMENTO	74
12	CONSIDERAZIONI GENERALI	76
12.1	LIMITI DELLA MODELLAZIONE.....	76
12.2	CONSIDERAZIONI SULL'INFINITA RIGIDEZZA DEL SOLAIO DI PIANO	77
13	RIASSUNTO CONCLUSIVO DELLE ANALISI SVOLTE	78

PREMESSA

Quadro legislativo a seguito degli eventi sismici del 2012 in Emilia Romagna:

- **Ordinanza** Presidenza del Consiglio dei Ministri – Dipartimento della Protezione Civile
N. 0002 in data 2.06.20121
- **Decreto Legge 6 giugno 2012 N.74**
- **Circolare Regione Emilia Romagna** – C.R. 2012 0000002 del 12.06.2012
- **Legge di conversione 1.08.2012 N.122**

Secondo quanto indicato nella Legge 122 del 01.08.2012, *“Per quanto concerne le imprese di cui al comma 8 , nelle aree colpite dagli eventi sismici del maggio 2012 in cui l’accelerazione spettrale subita dalla costruzione in esame, così come risulta dalle Mappe di Scuotimento dell’Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, abbia superato il 70 per cento dell’accelerazione spettrale elastica richiesta dalle norme vigenti per il progetto di una costruzione nuova e questa, intesa come insieme di struttura, elementi non strutturali e impianti, non sia uscita dall’ambito del comportamento lineare elastico, l’adempimento di cui al comma 9 si intende soddisfatto.*

Qualora l’accelerazione spettrale come sopra individuata non abbia superato il 70 per cento dell’accelerazione spettrale elastica richiesta dalla norma vigente ad una costruzione nuova di analoghe caratteristiche, per il profilo di sottosuolo corrispondente, tale costruzione dovrà essere sottoposta a valutazione della sicurezza effettuata conformemente al capitolo 8.3 delle norme tecniche delle costruzioni di cui al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008.

Qualora il livello di sicurezza della costruzione risulti inferiore al 60 per cento della sicurezza richiesta ad un edificio nuovo, dovranno eseguirsi interventi di miglioramento sismico finalizzati al raggiungimento almeno del 60 per cento della sicurezza richiesta ad un edificio nuovo ...”

Come analizzato nella *Relazione della Valutazione della Sicurezza Sismica*, a corredo della presente relazione di calcolo, *l’accelerazione spettrale che ha interessato il fabbricato in oggetto è risultata INFERIORE al 70% dell’accelerazione sismica richiesta dall’NTC 2008.* L’analisi dettagliata è riportata nella già citata relazione di vulnerabilità.

La presente relazione tecnica è esplicativa degli interventi atti a raggiungere il livello di sicurezza sismica minimo del 60% definito dalla Legge 122 dell’Agosto 2012.

1. RISULTATI DELL'ANALISI DI VULNERABILITA' SISMICA

L'analisi sismica effettuata sulla struttura e riportata in forma esplicita nella *Relazione della Valutazione della Sicurezza Sismica* mostra l'incapacità del fabbricato a rispondere all'azione sismica richiesta da normativa, in particolare **il livello di sicurezza riscontrato è pari al 9%** (resistenza a pressoflessione dei pilastri).

PRESSOFLESSIONE	TAGLIO	MARTELLAMENTO
Minimo 9%	Minimo 10%	Trave di bordo 22%
Medio 19%	Medio 56%	

Tabella 1: Sintesi risultati RELAZIONE DI VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

Si ritiene opportuno sottolineare quanto esplicitato al capitolo 12 della *Relazione della Valutazione Sismica* relativo ai telaio metallici perimetrali a sostegno dei pannelli di tamponamento. Tali pannelli, infatti, risultano essere in semplice appoggio sui suddetti telai, senza la presenza di un efficace vincolo che ne impedisca il distacco durante il moto sismico. Tale carenza risulta comunque essere difficilmente quantificabile.

2. DESCRIZIONE GENERALE DEL COMPLESSO FIERISTICO

2.1 UBICAZIONE

Regione: Emilia Romagna

Provincia: Ferrara

Comune: Ferrara

Indirizzo: via della Fiera, 11

CAP: 44124

Coordinate geografiche: Longitudine: 11,173804 - Latitudine: 44,785037

2.2 CARATTERISTICHE GENERALI DEL COMPLESSO

Il complesso, edificato a fine degli anni '80, risulta essere composto da più fabbricati strutturalmente scollegati fra di loro.

Come si osserva dalla Figura 1 il complesso fieristico si compone di 6 padiglioni espositivi, e tre diverse tipologie di corpo di collegamento fra i suddetti padiglioni.

A) Padiglioni espositivi

Le strutture che formano i padiglioni possono suddividersi secondo due diverse tipologie con dimensioni in pianta leggermente diverse:

Padiglioni 1 e 2 – Dimensione in pianta pari a circa m. 45x50

Padiglioni 3, 4, 5 e 6 – Dimensioni in pianta pari a circa m. 55x50

Tutti i padiglioni risultano costruiti con pilastri e strutture verticali in conglomerato cementizio armato realizzato in opera disposte secondo una maglia estremamente regolare mentre gli elementi in elevazione (travi e tegoli di copertura) risultano realizzati con elementi in conglomerato cementizio prefabbricato precompresso.

B) Corpo principale di ingresso – Collegamento padiglioni 1-2

Tale corpo di fabbrica ha, in pianta, una forma a T, di dimensioni 48x58m circa ed un'altezza complessiva di 18m circa da pavimento finito. L'edificio è più alto delle strutture dei padiglioni espositivi adiacenti. Il fabbricato è composto da un piano terra, un piano primo e un piano secondo; un piano terzo è presente solo in una porzione limitata, adiacente al padiglione 3. I solai di piano sono di tipo prefabbricato predalles di altezze diverse.

C) Corpo di collegamento in c.a. – Collegamento padiglioni 3-4 e 5-6

Strutture organizzate su una pianta rettangolare dallo sviluppo particolarmente allungato con dimensione pari a circa m 7 x 68 (circa 480 mq per piano) che si elevano per tre piani fuori terra e presentano elementi portanti in conglomerato cementizio armato gettato in opera a comportamento prossimo a quello scatolare.

D) Corpo di collegamento in muratura – Collegamento padiglioni 4-5

Corpo intermedio che si eleva con un solo piano fuori terra si sviluppa su una pianta rettangolare di dimensioni complessive pari a circa m. 7 x 47 (circa 330 mq) presentando struttura portante verticale in muratura ordinaria.

L'intero complesso risulta impostato su una pianta di superficie coperta pari a circa 18.600 mq e con superficie comprensiva anche delle parti in elevazione pari a circa totali mq 23.054 mq escluse le coperture.

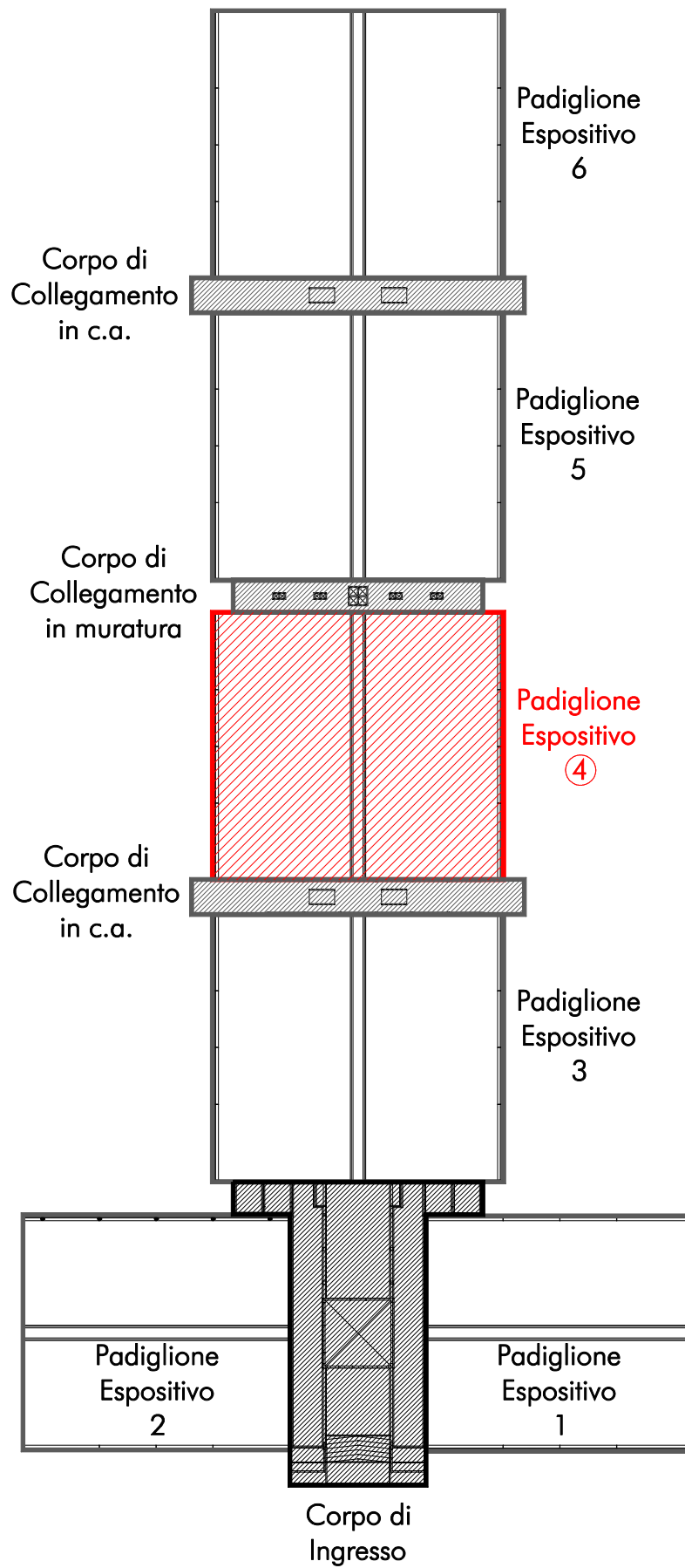


Figura 1: Planimetria generale del complesso.

3. DESCRIZIONE DEL FABBRICATO IN OGGETTO

Con riferimento al complesso fieristico descritto nel capitolo precedente, oggetto della presente Relazione di Calcolo è il **Padiglione 4**.

Il fabbricato ha forma rettangolare, di dimensioni 45x51m circa, ed un'altezza di 6.65m in corrispondenza dei tegoli prefabbricati di copertura.

Pianta edificio: tipo rettangolare

Dimensione dei lati del rettangolo "circoscritto" alla costruzione: 55.37x51.00 m

Numero di piani entroterra: 0

Numero di piani fuori terra: 1

Superficie coperta: 2823.87 mq

Superficie interna: 2792.48 mq

Altezza di gronda: 6.65 m

Altezza sottotrave: 5.45 m trave di bordo, 6.30m trave centrale

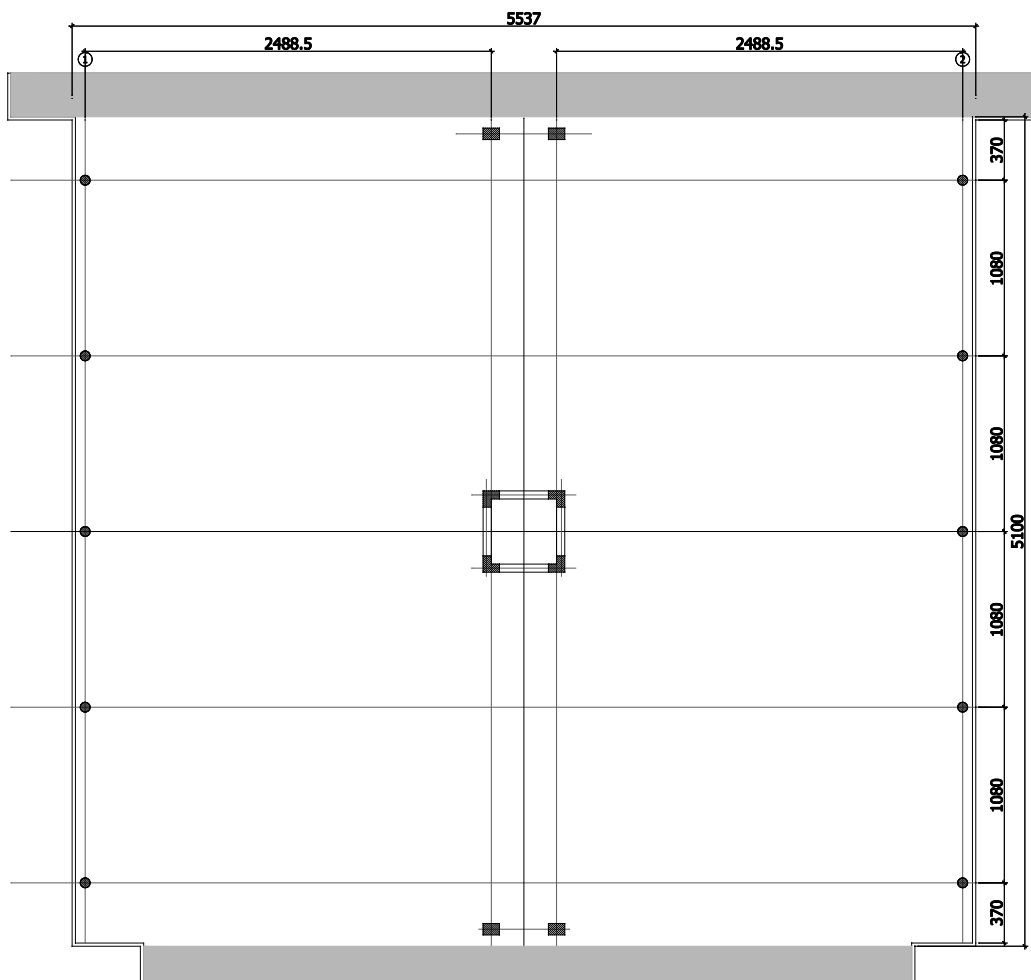


Figura 2: Pianta del fabbricato.

Dimensioni eventuali rientri o sporgenze: Nessuna.

Presenza di edifici adiacenti – Giunti strutturali

Il fabbricato risulta essere in adiacenza al corpo di ingresso, costituito da tre piani fuori terra e realizzato strutturalmente da setti in c.a. e pilastri gettati in opera. Il giunto strutturale risulta essere di 40mm in corrispondenza delle travi di bordo e di 80mm in corrispondenza della trave centrale, non studiato ed organizzato per dare efficienza alle azioni sismiche. I tegoli di copertura risultano essere più distaccati, infatti si è rilevata una distanza di 140mm fra l'ala del tegolo e la parete in c.a..

Caratteristiche costruttive

Struttura Portante verticale: Il fabbricato è strutturalmente costituito da 5 pilastri laterali da ambo le parti, circolari di diametro 60cm, realizzati mediante un tuboforma in calcestruzzo e gettati internamente. Sui pilastri circolari si trovano in appoggio delle travi di bordo a sezione cava, Figura 3. Nella porzione centrale, i pilastri gettati in opera sono rettangolari da 70x100 di testata, e dei pilastri ad L nella zona centrale a formare una specie di "camino" sul quale si appoggiano le travi prefabbricate avente lunghezza di circa 22m. Tali travi sono costituite da due travi aventi sezione ad L, appostate fra di loro in modo da creare un cunicolo centrale per il passaggio degli impianti, Figura 4.

Solaio di Copertura: Il solaio di copertura è costituito da tegoli a pi greco prefabbricati posti in appoggio alla trave cava di bordo ed alle travi centrali, aventi luce di circa 25m.

Tamponamenti esterni: Le facciate esterne sono composte da un telaio metallico che costituisce le vetrate fino ad una quota di 3.80m, al di sopra del quale sono appoggiati i pannelli prefabbricati in calcestruzzo alleggerito. Tali pannelli sono appoggiati al telaio metallico mediante un semplice giunto realizzato saldando un profilo ad L al telaio metallico e sono vincolati in sommità ai tegoli di copertura.

Fondazioni: Le fondazioni sono del tipo profondo. In corrispondenza di tutti gli elementi verticali sono presenti pali di fondazione avente diametro 60cm e di profondità pari a 30-32m. I pali sono del tipo trivellato in c.a. gettato in opera.

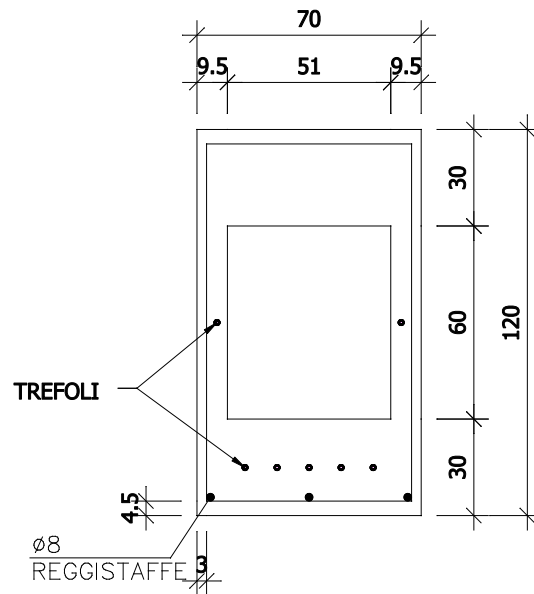


Figura 3: Sezione Trave di bordo.

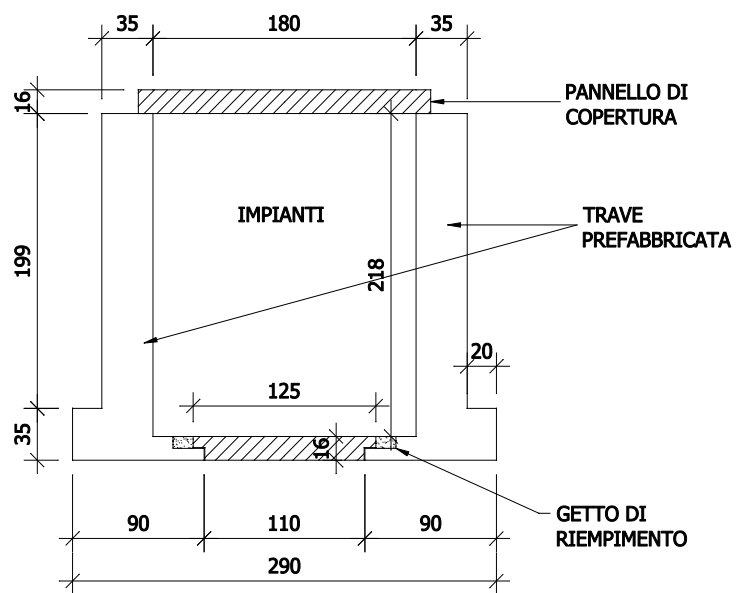


Figura 4: Sezione travi centrali con cunicolo per il passaggio degli impianti.

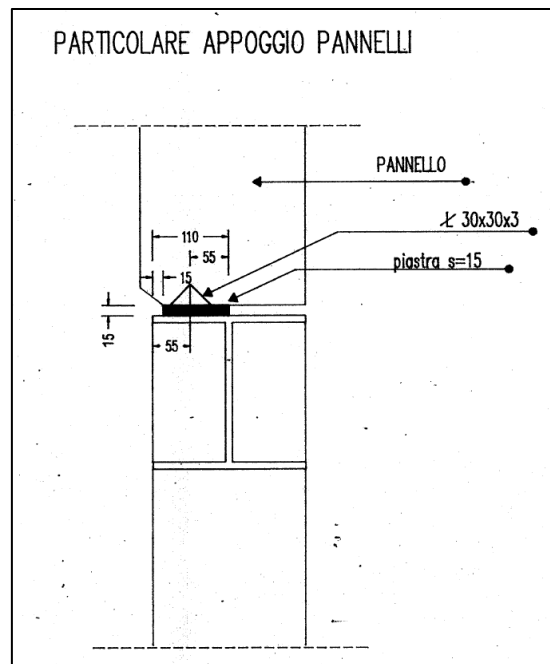


Figura 5: Particolare vincolo pannelli di bordo.

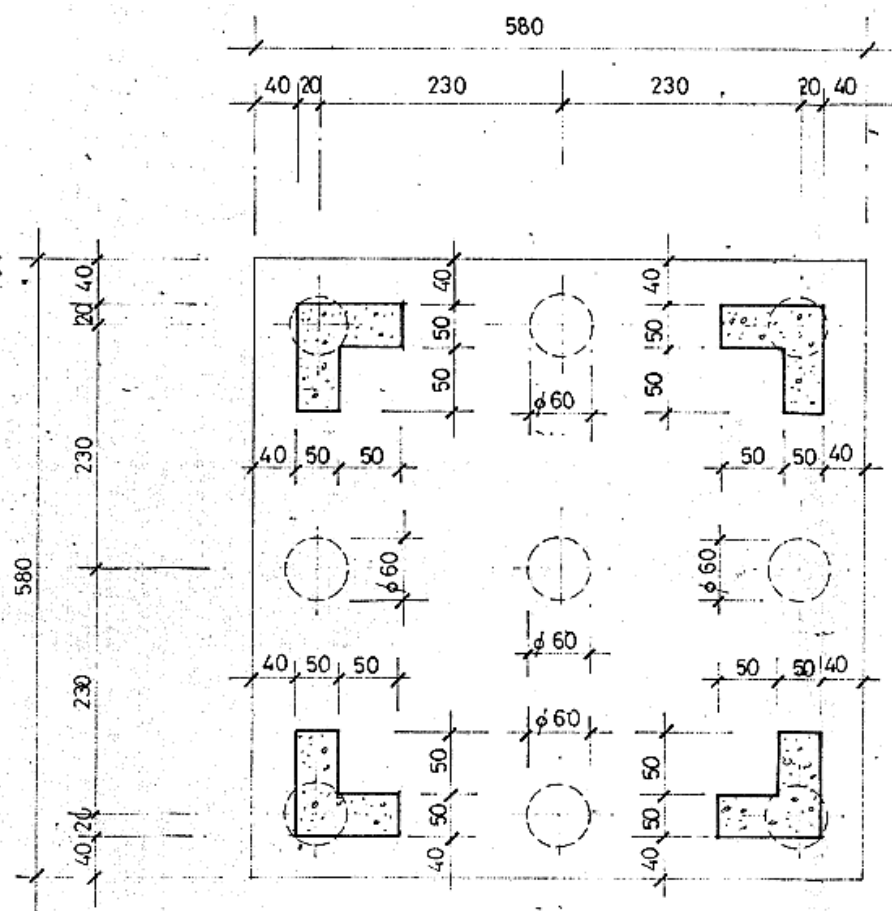


Figura 6: Particolare pali di fondazione in corrispondenza del "camino" centrale.

4. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

L'intervento di miglioramento sismico al 60% del fabbricato segue la filosofia di irrigidire la struttura mediante la realizzazione di elementi sismoresistenti rigidi in grado di assorbire completamente l'azione sismica. Tale scelta progettuale è dettata dalla presenza di fabbricato contigui alla struttura in oggetto. Si rende necessario quindi minimizzare gli spostamenti in modo tale da non incorrere in fenomeni di martellamento con i corpi adiacenti.

Gli interventi di progetto sono:

- Inserimento sui telai perimetrali, in corrispondenza delle colonne in c.a., di controventi metallici a "K". Tale scelta progettuale è stata adottata nell'ottica di mantenere inalterate e fruibili le uscite di sicurezza presenti nelle due facciate perimetrali del padiglione;
- Rinforzo delle colonne in c.a. mediante fasciature con CFRP, unitamente alla realizzazione di nuovi capitelli in acciaio calcolati per sopportare il 60% dell'azione sismica di progetto;
- Consolidamento dei pilastri ad L e rettangolari costituenti i camini della zona centrale mediante placcaggio con calcestruzzo. Tale intervento consente di irrigidire la zona centrale del fabbricato, limitandone gli spostamenti, e unitamente rafforzare i pilastri esistenti che rappresentano gli elementi soggetti a minor fattore di sicurezza nei confronti dell'azione sismica;
- Realizzazione di un setto in calcestruzzo in corrispondenza del "camino" centrale per realizzare un elemento scatolare chiuso in grado di assorbire la sollecitazione sismica;
- Rimozione dei pannelli prefabbricati di facciata che si trovano in semplice appoggio sui telai metallici perimetrali e sostituzione con nuovi pannelli sandwich leggeri. Tale intervento ha l'obiettivo di ridurre le masse sismiche del fabbricato e di eliminare una importante vulnerabilità costituita dai pannelli pesanti in calcestruzzo semplicemente appoggiati sulle strutture metalliche perimetrali.

L'ottica del progetto di miglioramento sismico è dunque quella di non inseguire la filosofia progettuale della copertura rigida, difficilmente realizzabile con una struttura che presenta tegoli di copertura estremamente lunghi che consentirebbe una migrazione delle azioni sismiche difficoltosa, ma di consolidare tutti gli elementi portanti verticali, e allo stesso tempo l'inserimento di elementi estremamente rigidi come riduttori di spostamento per evitare il fenomeno del martellamento con i fabbricati adiacenti.

5. NORMATIVA DI RIFERIMENTO E CARATTERISTICHE MATERIALI

5.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La verifica dell'edificio oggetto di studio è stata svolta secondo le seguenti normative vigenti:

- D.M. 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni" (NTC 2008)
- Circolare 02/02/2009 n° 617/C.S.LL.PP.
- Eurocodice 2. Progettazione delle strutture di calcestruzzo; - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- Legge 1° agosto 2012 n. 122

5.2 MATERIALI ESISTENTI

I valori meccanici dei materiali sono stati ricavati dalla documentazione dell'epoca reperita e DA limitate prove in situ, penalizzati tenendo in considerazione gli opportuni fattori di confidenza in funzione del livello di conoscenza raggiunto.

Di seguito verranno riportate le caratteristiche meccaniche dei materiali riferiti agli elementi gettati in opera, come pilastri, ed elementi di fondazione, di cui è stata reperita documentazione e sono state eseguite prove in situ.

5.2.1 Calcestruzzo esistente (CIRCOLARE §C8.7.2 e NTC 2008 §11.2)

Le indicazioni reperite sulla qualità del calcestruzzo gettato in opera utilizzato indicano un calcestruzzo di classe C25/30.

Come indicato al capitolo 8 della circolare del 2009, si considera raggiunto un livello di conoscenza della struttura pari a LC2, in quando si è in possesso della documentazione strutturale dell'epoca e sono state eseguite contestualmente limitate verifiche in situ. A tale livello di conoscenza corrisponde un Fattore di Confidenza di 1.2 da applicare alle resistenze meccaniche ricavate dalle prove distruttive.

Con riferimento a tali prove, eseguite dalla ditta specializzata *elletipi s.r.l.*¹ a cura dei tecnici Ing. Roberto Lovisetto ed Ing. Sergio Tralli. La relazione tecnica è in allegato.

Tali prove hanno interessato principalmente le colonne circolari, indagando sia la resistenza del getto interno, sia la resistenza del tuboforma esterno.

Considerando, a favore di sicurezza, unicamente i valori ottenuti dalle carote ricavate dall'interno della colonna, si ottiene un valore medio di resistenza cubica, eliminando i valori massimi e minimi ottenuti, pari a²:

$$R_{cm} = 40.6 \text{ MPa}$$

Dunque si ottengono i seguenti valori di progetto:

- La resistenza per meccanismi duttili è determinata fattorizzando il valore medio per il solo fattore di confidenza, si ottiene:

$$f_{cd}^{DUTILE} = \frac{40.6 \cdot 0.83}{FC} = 28.08 \text{ MPa}$$

- La resistenza per meccanismi fragili è determinata fattorizzando il valore medio sia per il solo fattore di confidenza che il coefficiente parziale di sicurezza del materiale, pari a 1.5 per il calcestruzzo. Si ottiene:

$$f_{cd}^{FRAGILE} = \frac{40.6 \cdot 0.83}{\gamma_c \cdot FC} = 18.72 \text{ MPa}$$

Il modulo elastico istantaneo si ricava come indicato al capitolo 11.2.10.3 delle NTC 2008.

$$E_{cm} = 22000 [f_{cm} / 10]^{0.3} [\text{N/mm}^2]$$

Si riportano nella tabella seguente le caratteristiche del tipo di calcestruzzo a cui si è fatto riferimento:

R_{cm} [MPa]	f_{cm} [MPa]	$f_{cd,DUTILE}$ [MPa]	$f_{cd,FRAGILE}$ [MPa]	E_{cm} [MPa]	ϵ_{c2}	ϵ_{cu2}
40.6	33.70	28.08	18.72	63199	0,02	0,0035

Tabella 2: Caratteristiche del calcestruzzo utilizzate.

¹ Sede operativa ed amm.va: Via Annibale Zucchini, 69 – 44100 FERRARA

² Con riferimento alla Relazione Tecnica redatta da *elletipi s.r.l.* ed alle prove materiche eseguite sui prelievi, il valore medio è stato ricavato dalle indagini aventi ID 7 – 9 – 10 – 12.

La relazione tensioni-deformazioni utilizzata per progettare le sezioni è caratterizzata da un diagramma parabola-rettangolo, utilizzato per lo studio delle sezioni inflesse e pressoinflesse.

Le funzioni che definiscono questo diagramma sono:

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^2 \right] \quad \text{per } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{per } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}$$

Il diagramma parabola-rettangolo è riportato in nella seguente figura:

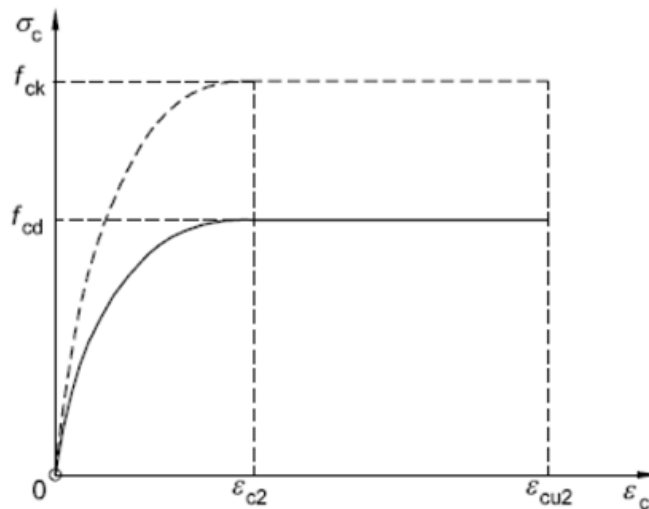


Figura 7: diagramma parabola-rettangolo

5.2.2 Acciaio per cemento armato esistente (CIRCOLARE §C8.7.2 e NTC 2008 § 4.1.2.1.1.3)

L'acciaio utilizzato per le barre di armatura lenta è un acciaio di tipo FeB44K, riconducibile ad un acciaio B450C, caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento da utilizzare nei calcoli:

$$f_{y, \text{nom}}: 430 \text{ N/mm}^2$$

e deve rispettare i requisiti indicati nella seguente tabella:

Le resistenze di calcolo f_d si ottengono mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

dove:

f_k sono le resistenze caratteristiche del materiale,

γ_m sono i coefficienti parziali del materiale.

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y \text{ nom}}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t \text{ nom}}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
$(f_y/f_{y \text{ nom}})_k$	$< 1,35$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\leq 1,25$	10.0
$\geq 7,5 \%$		
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12 \text{ mm}$	4 ϕ	
$12 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$	5 ϕ	
per $16 < \phi \leq 25 \text{ mm}$	8 ϕ	
per $25 < \phi \leq 40 \text{ mm}$	10 ϕ	

Tabella 3

La resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

dove:

f_{yk} (per armatura ordinaria) è la resistenza caratteristica di snervamento dell'acciaio.

γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza che, per tutti i tipi di acciaio vale 1,15

La tensione tangenziale di aderenza acciaio – cls. f_{bd} è data :

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$$

dove:

γ_c è il coefficiente di sicurezza parziale pari a 1,5,

f_{bk} è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = 2,25 \eta f_{ctk}$$

in cui:

$\eta = 1,0$ per barre di diametro $\phi \leq 32 \text{ mm}$.

$\eta = (132 - \phi / 100)$ per barre di diametro superiore

Nel caso di armature molto addensate o ancoraggi in zona di calcestruzzo teso, la resistenza di aderenza va ridotta dividendola almeno per 1,5.

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare modelli basati sul valore di deformazione ultima del materiale $\varepsilon_{ud} = 0,9 \varepsilon_{uk}$ [$\varepsilon_{uk} = (A_{gt})k$], sul valore di calcolo della resistenza f_{yd} e sul rapporto di sovrarresistenza $k = (f_t / f_y)_k$.

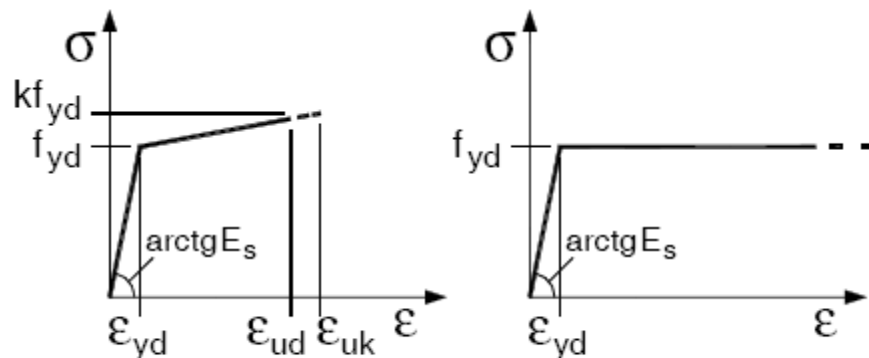


Figura 8: modelli σ - ε per l'acciaio

In particolare i calcoli a seguire si basano sul diagramma rappresentativo del comportamento elastico perfettamente plastico.

I valori di progetto sono stati ricavati partendo dai sopra citati valori fattorizzati per il **Fattore di Confidenza, assunto pari a 1.2**, corrispondente ad un **Livello di Conoscenza LC2**.

$$f_{yd} = \frac{430}{\gamma_s \cdot FC} = \frac{430}{1.15 \cdot 1.2} = 311.60 \text{ MPa}$$

5.2.3 Acciaio da carpenteria esistente (NTC 2008 § 4.2 e § 11.3.4)

Per quanto riguarda l'acciaio per strutture metalliche utilizzato per i telaio metallici delle vetrate, oggetto di indagine nel successivo Capitolo 10, in assenza di indagini materiche, si è adottato un acciaio tipo **S235** che corrisponde all'ex Fe360.

Secondo quanto indicato al capitolo 11.3.4.1 delle NTC in sede di progettazione, per gli acciai S235 conformi alle norme UNI EN 10025, per profili laminati a caldo con sezione aperta e chiusa aventi spessori inferiori a 4cm, è possibile assumere nei calcoli i seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche:

- Resistenza nominale a snervamento $f_{yk} = 235 \text{ MPa}$
- Resistenza nominale a rottura $f_{tk} = 360 \text{ MPa}$

Il modulo elastico considerato per l'acciaio S235 è pari a: $E = 210000 \text{ MPa}$.

Il modulo di elasticità trasversale, funzione del coefficiente di Poisson pari a 0.3 è pari a

$$G = \frac{E}{[2(1+\nu)]} = 80769 \text{ MPa}$$

Secondo quanto indicato al capitolo 4.2.4.1.1, la resistenza di calcolo delle membrature in acciaio si pone nella forma:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

dove:

R_k è la generica resistenza caratteristica della membratura, calcolata in funzione sia della resistenza caratteristica del materiale f_{yk} , sia della classe di duttilità della sezione adottata.

γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza, relativo al modello di resistenza adottato, si riporta la tabella 4.2.V dell'NTC

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

5.3 MATERIALI DI PROGETTO

5.3.1 Calcestruzzo C28/35 (NTC 2008 §11.2)

La resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo f_{cd} si calcola come segue:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

dove:

f_{ck} è la resistenza di compressione caratteristica del materiale;

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per la resistenza di lunga durata, pari a 0.85;

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1.5.

Si ottiene un valore di progetto pari a:

$$f_{cd} = 15.87 \text{ MPa}$$

La resistenza a trazione di progetto f_{ctd} è calcolata come:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$$

dove:

f_{ctk} è la resistenza a trazione caratteristica del materiale, pari a $0.7 \cdot f_{ctm}$ corrispondente ad un frattile del 5% e $1.3 \cdot f_{ctm}$ corrispondente ad un frattile del 95%, con f_{ctm} resistenza media a trazione semplice pari a:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (\text{per classi di calcestruzzo } < \text{C50/60});$$

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1.5.

Si ottengono i seguenti valori:

$$f_{ctm} = 2.77 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,5\%} = 1.9 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,95\%} = 3.6 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = 1.3 \text{ MPa}$$

Per il modulo elastico istantaneo del calcestruzzo c assunto quello secante tra la tensione nulla e $0.4 \cdot f_{cm}$, determinato sulla base di apposite prove.

In sede di progettazione si assume il valore di:

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left(f_{cm} / 10 \right)^{0.3}$$

Si ottiene, $E_{cm} = 33308 \text{ MPa}$

5.3.2 Acciaio B450C (NTC 2008 §11.3.2)

Si adotta acciaio B450C caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

$$f_{y,nom} \quad 450 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t,nom} \quad 540 \text{ N/mm}^2$$

E deve rispettare i seguenti requisiti indicati nella tabella (T.U. tab. 11.3.lb)

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y,nom}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t,nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
$(f_y/f_{ynom})_k$	$< 1,35$	
	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5 \%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12 \text{ mm}$	4ϕ	
$12 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$	5ϕ	
per $16 < \phi \leq 25 \text{ mm}$	8ϕ	
per $25 < \phi \leq 40 \text{ mm}$	10ϕ	

La resistenza di calcolo a snervamento si ottiene come segue:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

dove:

f_{yk} è la resistenza caratteristica a snervamento del materiale;

γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio, pari a 1.15.

La tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo f_{bd} è dalla seguente relazione:

$$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c}$$

dove:

f_{bk} è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data dalla formula:

$$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$$

con η pari a 1 per barre aventi diametro inferiore a 32mm;

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1.5.

Nel caso di armature molto addensate o ancoraggi in zona di calcestruzzo teso, la resistenza di aderenza va ridotta dividendola per almeno 1.5.

Il modulo di elasticità dell'acciaio è assunto pari a 200000MPa.

5.3.3 Acciaio da carpenteria S275 (NTC 2008 §11.3.4)

Per quanto riguarda l'acciaio per le nuove strutture metalliche, si è adottato un acciaio tipo S275.

Secondo quanto indicato al capitolo 11.3.4.1 delle NTC in sede di progettazione, per gli acciai S235 conformi alle norme UNI EN 10025, per profili laminati a caldo con sezione aperta e chiusa aventi spessori inferiori a 4cm, è possibile assumere nei calcoli i seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche:

- Resistenza nominale a snervamento $f_{yk} = 275 \text{ MPa}$
- Resistenza nominale a rottura $f_{tk} = 430 \text{ MPa}$

Il modulo elastico considerato per l'acciaio S275 è pari a: $E = 210000 \text{ MPa}$.

Il modulo di elasticità trasversale, funzione del coefficiente di Poisson pari a 0.3 è pari a

$$G = \frac{E}{[2(1+\nu)]} = 80769 \text{ MPa}$$

Secondo quanto indicato al capitolo 4.2.4.1.1, la resistenza di calcolo delle membrature in acciaio si pone nella forma:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

dove:

R_k è la generica resistenza caratteristica della membratura, calcolata in funzione sia della resistenza caratteristica del materiale f_{yk} , sia della classe di duttilità della sezione adottata.

γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza, relativo al modello di resistenza adottato, si riporta la tabella 4.2.V dell'NTC

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

5.3.4 Materiali Compositi (CNR DT-200 R1/2013)

Per quanto riguarda i materiali compositi si adottano **fibre di carbonio unidirezionali unitamente a matrice polimerica**. Secondo quanto indicato nella CNR 200/2013 si considera la tecnica del *wet lay-up system*. Le principali caratteristiche del tessuto e del composito (tessuto+resina) devono essere:

Tessuto in fibra di carbonio unidirezionale a basso modulo:

- Grammatura $400 \pm 5 \text{ g/m}^2$
- Resistenza a trazione delle fibre $f_{fib} = 4400 \text{ MPa}$
- Coefficiente riduttivo del modulo elastico $\alpha_{fE} = 0.9$
- Coefficiente riduttivo della resistenza $\alpha_{fE} = 0.7$
- Spessore di progetto del tessuto 0.22mm (sulla base del tenore totale in carbonio)

Proprietà meccaniche del composito (fibra+matrice):

- Spessore nominale di calcolo 0.167mm
- Modulo di elasticità a trazione del composito $E_k = 390 \text{ GPa}$
- Resistenza a trazione del composito $f_k = 3400 \text{ MPa}$
- Allungamento a rottura del composito 0.8%

6 AZIONI SULLE COSTRUZIONI

6.1 PESI PROPRI DEI MATERIALI STRUTTURALI (NTC 2008 § 3.1.2)

In Figura 9 si riporta l'analisi dei carichi adottati in copertura, derivante dalla documentazione dell'epoca.

ANALISI DEI CARICHI COPERTURA			
Tegoli prefabbricati	G_{1K}	350	Kg/m ²
Massetto pendenze	G_{2K}	300	Kg/m ²
Coibentazione+Guaina imp.	G_{2K}	20	Kg/m ²

Figura 9: Analisi dei carichi in copertura.

I pannelli di tamponamento verticali posti in appoggio sui telai metallici perimetrali hanno peso pari a 330 kg/m².

In corrispondenza della doppia trave principale, Figura 4, sono stati inseriti dei carichi a metro lineare sulla singola trave, corrispondenti al peso dei pannelli di calcestruzzo di chiusura ed il carico derivante dalla neve e dalla coibentazione all'estradosso.

TRAVERE SCATOLARE CENTRALE			
Pannelli di chiusura + Impianti (sup+inf)	G_{2K}	1200	Kg/m
Coibentazione+Guaina imp.	G_{2K}	40	Kg/m
Carico neve (vedi cap.4.3)	Q_K	160	Kg/m

Figura 10: Analisi dei carichi in copertura.

I carichi sopra riportati devono essere dimezzati per applicarli alla singola trave centrale.

6.2 AZIONE DELLA NEVE (NTC 2008 § 3.4)

Si considera in copertura il carico accidentale dovuto al peso della neve calcolato secondo NTC 2008 e valutato mediante la seguente espressione:

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

dove:

q_s è il carico della neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²] per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione;

C_T è il coefficiente termico.

Il Comune di Ferrara appartiene alla Zona II, per la quale per un'altitudine $a_s < 200$ m il valore di q_{sk} risulta essere 1.0 kN/m².

Il coefficiente di esposizione C_E utilizzato per modificare il valore del carico neve di copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera, verrà assunto pari ad 1, poiché la zona in cui è costruito l'edificio si trova in una "classe di topografia normale", cioè in un'area in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.

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

Tabella 4: valori di C_E per diverse classi di topografia

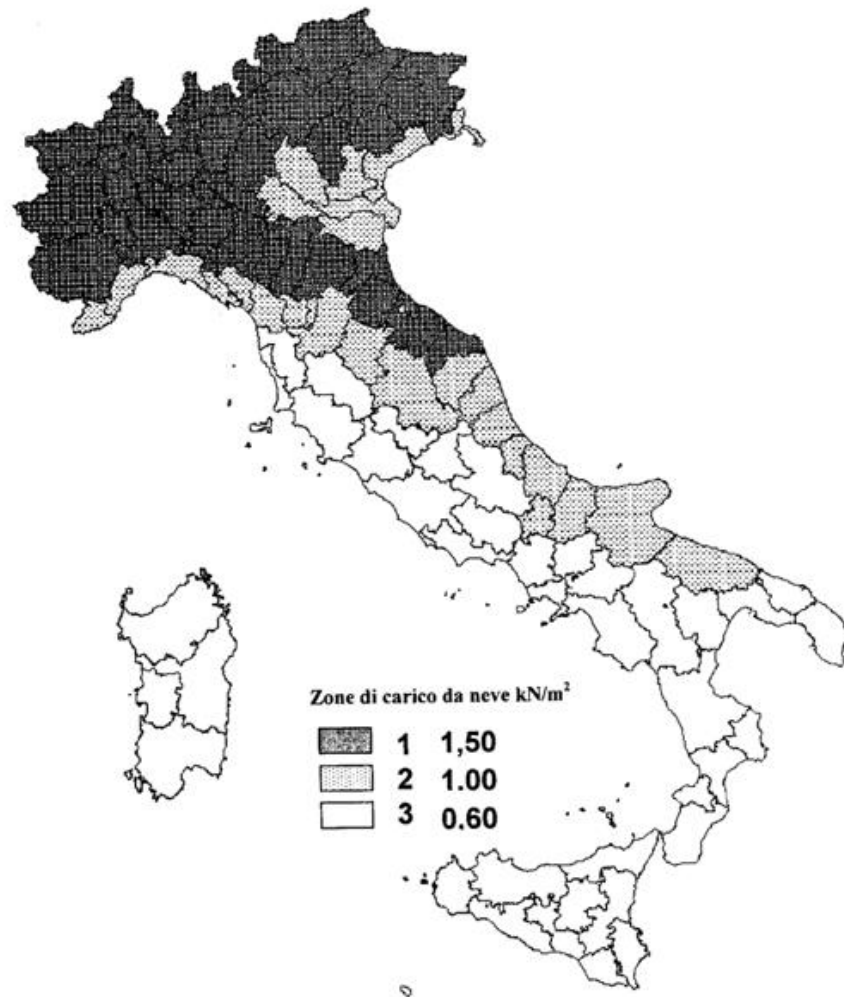


Figura 11: Zone di carico da neve

Il coefficiente termico C_T , utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causato dalla perdita di calore della costruzione è assunto pari ad 1. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura.

Il coefficiente di forma μ_i dipende dall'angolo di inclinazione della falda, esso può essere desunto dalla seguente tabella.

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_i	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Tabella 5: valori del coefficiente di forma

Il carico della neve risulta quindi essere pari a:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t = 0.80 \text{ kN/m}^2$$

7 AZIONE SISMICA (NTC 2008 § 3.2)

Seguendo criteri propri della normativa sismica attualmente in vigore e non propri dell'epoca di costruzione, come richiesto dalle leggi cogenti, si riportano alcune considerazioni di carattere generale con verifiche ed analisi quantitative.

7.1 REGOLARITA' (NTC 2008 § 7.2.2)

Secondo quanto riportato nel D.M. 2008 le costruzioni devono avere, quanto più possibile, struttura iperstatica caratterizzata da regolarità in pianta ed in altezza; se necessario questo può essere conseguito suddividendo la struttura, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti.

REGOLARITÀ IN PIANTA

Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è regolare in pianta se sono rispettate tutte le seguenti condizioni:

- la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze;
- il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4;
- nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;
- gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

Nel caso in esame l'edificio non rispetta le condizioni appena riportate in quanto l'orizzontamento di copertura non può essere considerato infinitamente rigido nel proprio piano in quanto costituito da lastre prefabbricate non connesse tra loro.

Ne risulta che il capannone NON può essere considerato regolare in pianta.

REGOLARITÀ IN ALTEZZA

Secondo quanto previsto dal Paragrafo 7.2.2 del D.M. 2008 una costruzione si può definire regolare in altezza se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;
- massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

L'edificio oggetto di studio PUO' essere considerato regolare in altezza in quanto il fabbricato è ad un unico piano fuori terra.

7.2 VITA NOMINALE (NTC 2008 § 2.4.1)

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata allo scopo al quale destinata.

Per il fabbricato è stata fatta l'ipotesi $V_N = 50$ anni (*opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale*).

7.3 CLASSE D'USO (NTC 2008 § 2.4.2)

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, per il fabbricato oggetto di verifica è stata ipotizzata una Classe d'uso III, ovvero costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi.

7.4 PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 § 2.4.3)

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N C_U$$

dove C_U è definito al variare della Classe d'uso come riportato nella tabella seguente.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 6: valori del coefficiente d'uso C_U .

Si ottiene $V_R = 75$ anni

7.5 CRITERI DI PROGETTAZIONE (NTC 2008 § 7.2.1)

Le costruzioni soggette all'azione sismica, non dotate di appositi sistemi dissipativi, devono essere progettate in accordo con i seguenti comportamenti strutturali:

- comportamento strutturale non dissipativo;
- comportamento strutturale dissipativo.

Nel comportamento strutturale non dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite di esercizio, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, indipendentemente dalla tipologia strutturale adottata, senza tenere conto delle non linearità di comportamento (di materiale e geometriche) se non rilevanti.

Nel comportamento strutturale dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite ultimi, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, in funzione della tipologia strutturale adottata, tenendo conto delle non linearità di comportamento (di materiale sempre, geometriche quando rilevanti e comunque sempre quando precisato).

Nel caso la struttura abbia comportamento strutturale dissipativo, si distinguono due livelli di capacità dissipativa e Classi di Duttilità (CD):

- Classe di duttilità alta (CD "A")
- Classe di duttilità bassa (CD "B")

La differenza tra le due classi risiede nella entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili imprevisi, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

Data la totale assenza di dettagli costruttivi che conferiscano una certa duttilità alla struttura, e ad una progettazione che nel 1985 non teneva in considerazione l'azione sismica e i fenomeni dinamici che ne conseguono, si sceglie di verificare la struttura considerando una CD "B".

7.6 TIPOLOGIA STRUTTURALE (NTC 2008 § 7.4.3.1 E § 7.4.3.2)

Le strutture sismo-resistenti in cemento armato previste dall'NTC 2008 possono essere classificate nelle seguenti tipologie:

- *Strutture a telaio*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale;
- *Strutture a pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale;
- *Strutture miste telaio – pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed

in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di strutture miste equivalenti a telai, altrimenti si parla di strutture miste equivalenti a pareti;

- *Strutture deformabili torsionalmente;*

Strutture a pendolo inverso, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione o nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale;

- *Strutture a pannelli;*
- *Strutture monolitiche a cella;*
- *Strutture a pilastri isostatici*

Il fabbricato in esame rientra nella tipologia di strutture a pendolo inverso.

I massimi valori di q_0 relativi alle diverse tipologie ed alle due classi di duttilità considerate (CD "A" e CD "B") sono contenuti nella tabella seguente.

Tipologia	q_0	
	CD"B"	CD"A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Tabella 7: valori di q_0

Pertanto, è stato adottato un fattore di struttura $q_0 = 1,5$, ipotizzando una classe di duttilità B e assumendo per il fabbricato un comportamento strutturale a pendolo inverso.

Il fattore di struttura q si ricava come nel seguito:

$$q = K_R \cdot q_0 = 1,5 \cdot 1 = 1,5$$

Dove K_R è un fattore in funzione della regolarità in altezza del fabbricato, posto pari a 1.

Il valore di q pari a 1.5 rientra nell'intervallo di valori utilizzabili per gli edifici esistenti, così come indicato al capitolo C8.7.2 della Circolare, che va da 1.5 a 3.

7.7 STATI LIMITE E PROBABILITA' DI SUPERAMENTO (NTC 2008 § 3.2.1)

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella.

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 8: probabilità di superamento PVR al variare dello stato limite considerato

La verifica della struttura viene effettuata nei confronti dello Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) ed in quello dello Stato Limite di Danno (SLD).

7.8 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO (NTC 2008 § 3.2.2)

La classificazione della categoria di sottosuolo è stata ricavata mediante una prova SCPTU spinta fino alla quota di 30m di profondità.

Come indicato nella Relazione Geotecnica a cura della Dott.ssa Geol. S. Paparella, in allegato, il terreno rientra nella Categoria D³.

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, 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> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella 9: categorie di sottosuolo

L'edificio sorge a Ferrara, in zona pianeggiante, pertanto si sceglie la categoria topografica T1.

³ La $V_{s,30}$ ricavata dalle indagini SCPTU eseguite risulta pari a 178m/s < 180m/s.

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

Tabella 10: categorie topografiche

7.9 DESCRIZIONE DEL MOTO SISMICO (NTC 2008 § 3.2.3.1)

L'azione sismica è caratterizzata da tre componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti.

La componente verticale, secondo quanto riportato dalle NTC 2008 al paragrafo 7.2.1, deve essere considerata solo in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi, elementi a mensola di luce superiore a 4m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti, costruzioni con isolamento e purché il sito nel quale la costruzione sorge non ricada in zona 3 o 4.

Dal momento che il sito di costruzione appartiene alla Zona 3, secondo quanto riportato al suddetto paragrafo della norma, la componente verticale del sisma può essere trascurata anche se esaminata la disposizione degli elementi strutturali e le loro luci una certa attenzione è stata posta anche a tale componente.

Spettro di risposta elastico in accelerazione (NTC 2008 § 3.2.3.2)

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi.

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (NTC 2008 § 3.2.3.2.1)

Secondo quanto riportato al Paragrafo 3.2.3.2.1 del D.M. 2008 quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B \quad S_e(t) &= a_g S \eta F_0 \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_c \quad S_e(t) &= a_g S \eta F_0 \\ T_c \leq T < T_D \quad S_e(t) &= a_g S \eta F_0 \left(\frac{T_c}{T} \right) \\ T_D \leq T \quad S_e(t) &= a_g S \eta F_0 \left(\frac{T_c T_D}{T^2} \right) \end{aligned}$$

dove:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \cdot S_T$$

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali $\xi \neq 5\%$ mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}}$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_c è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_c = C_c T_c^*$$

dove T_c^* è definito al § 3.2 dell'NTC 2008 e C_c è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante:

$$T_B = \frac{T_c}{3}$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \frac{a_g}{g} + 1,6$$

Una volta scelta la categoria di sottosuolo è possibile determinare dalla tabella seguente, il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s e il coefficiente C_c .

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 11: valori di S_s e C_c

Amplificazione topografica (NTC 2008 § 3.2.3.2.1)

Per tener conto delle condizioni topografiche, in assenza di specifiche analisi si ricava, entrando con la categoria topografica T_1 , il coefficiente di amplificazione topografica S_T dalla seguente tabella:

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 12: Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Spettri di risposta SLV

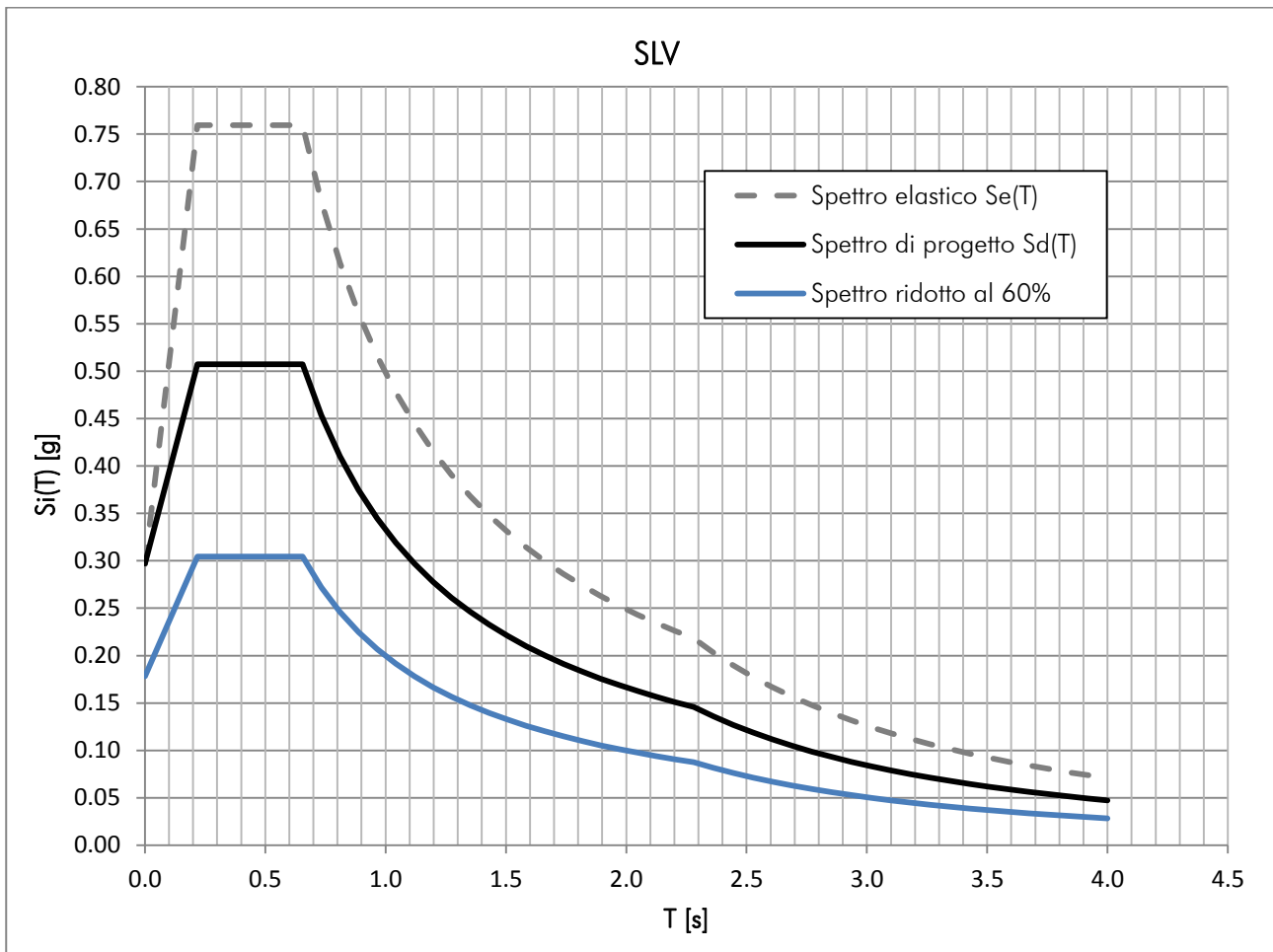


Figura 12: Spettro di risposta SLV

a_g	F_0	T_c^*
[g]	[-]	[s]
0.170	2.561	0.275
S_s	1.746	[-]
S_T	1.000	[-]
S	1.746	[-]
C_C	2.383	[-]
T_B	0.220	[s]
T_C	0.660	[s]
T_D	2.280	[s]
q	1.5	[-]

Tabella 13: Parametri spettro SLV.

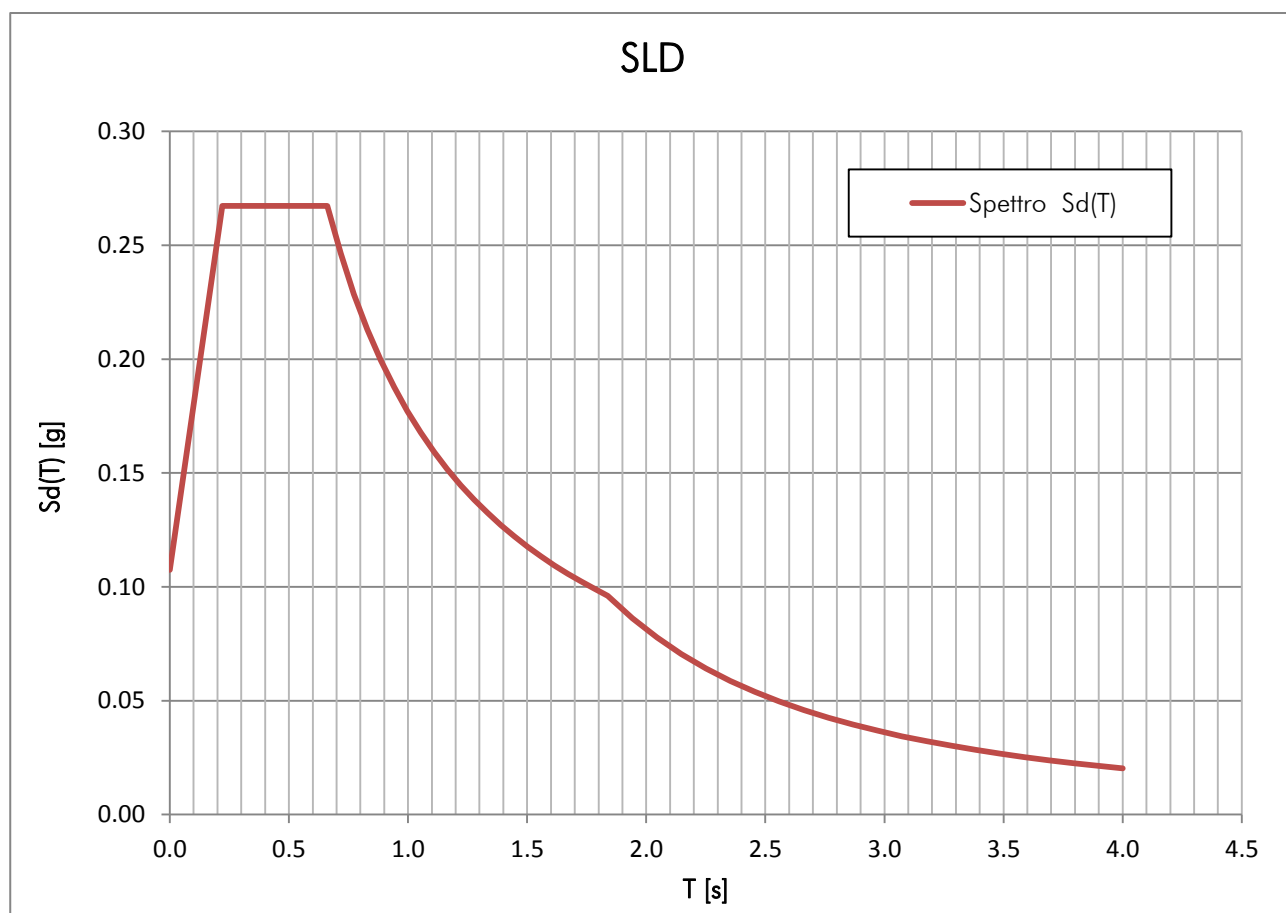


Figura 13: Spettro di risposta SLD.

a_g	F_0	T_c^*
[g]	-	[s]
0.060	2.489	0.280
S_s	1.800	[-]
S_T	1.000	[-]
S	1.800	[-]
C_C	2.364	[-]
T_B	0.220	[s]
T_C	0.660	[s]
T_D	1.840	[s]

Tabella 14: Parametri spettro SLD

8 COMBINAZIONE DELLE AZIONI (NTC 2008 §2.5.3)

8.1 STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

Ai fini delle verifiche agli stati limite ultimi si definisce la combinazione fondamentale:

$$F_d = \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3} + \dots$$

dove:

G_1 peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P pretensione e precompressione;

Q_{ki} ($i = 1, 2, 3, \dots$) carichi variabili;

γ_{Gi} e γ_{Qi} ($i = 1, 2, 3, \dots$) coefficienti parziali di sicurezza, assunti pari a: $\gamma_{G1} = 1,3$; $\gamma_{G2} = 1,5$; $\gamma_{Qi} = 1,5$

ψ_{0i} ($i = 1, 2, 3, \dots$) sono i coefficienti di combinazione, assunti pari a:

coperture $\rightarrow \psi_{0i} = 0$

carico neve $\rightarrow \psi_{0i} = 0,5$

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

Tabella 15: valori dei coefficienti di combinazione

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Tabella 16: coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

8.2 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

L'analisi e verifica sismica del fabbricato, deve essere effettuata mediante la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni, impiegata sia per gli Stati Limite Ultimi che per quelli di Esercizio:

$$\gamma_E \cdot E + \gamma_G \cdot G_k + \gamma_P \cdot P_k + \sum (\psi_{2i} \cdot \gamma_Q \cdot Q_{ki})$$

dove:

- E azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;
- G_k valore caratteristico dei carichi permanenti;
- P_k valore caratteristico dell'azione di precompressione o pretensione;
- $\gamma_E, \gamma_G, \gamma_P, \gamma_Q$ coefficienti parziali di sicurezza pari ad 1;
- Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile.

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

$$G_k + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} per le varie destinazioni d'uso possono essere desunti dalla Tab. 2.5.I dell'NTC 2008, e riportati nella seguente tabella:

Coefficienti ψ_{2i} per varie destinazioni d'uso	
Destinazione d'uso	ψ_{2i}
Categoria H – Coperture	0.0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m)	0.0

Tabella 17

8.3 RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITA' SPAZIALE DEL MOTO (NTC 2008 § 7.3.5)

Se la risposta della struttura viene valutata mediante analisi statica o dinamica in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc...) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$E = \pm E_x \pm 0,3E_y$$

$$E = \pm E_y \pm 0,3E_x$$

dove la componente verticale non è stata tenuta in considerazione.


9 MODELLAZIONE DEL FABBRICATO

Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza, con particolare attenzione alle situazioni nelle quali componenti orizzontali dell'azione sismica possono produrre forze d'inerzia verticali (travi di grande luce, sbalzi significativi, etc.).

Nella definizione del modello alcuni elementi strutturali considerati "secondari" e gli elementi non strutturali autoportanti, possono essere rappresentati unicamente in termini di massa, considerando il loro contributo alla rigidezza e alla resistenza del sistema strutturale solo qualora possiedano rigidezza e resistenza tali da modificare significativamente il comportamento del modello.

Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta c.a. di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali in acciaio o in legno e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza.

Al fine di verificare gli elementi resistenti della struttura, è stata eseguita la modellazione mediante il programma ad elementi finiti MidasGEN.

Informazioni sul codice di calcolo	
Titolo:	midas GEN – Modelling, Integrated Design & Analysis Software
Versione:	midas GEN 2013 v.2.1
Produttore:	<div><div>MIDAS Family Programs are the group of software packages for structural analysis and design developed by MIDAS IT Co., Ltd.</div><div><div><div>MIDASoft Inc. 38701 Seven Mile Road, Suite 260 Livonia, MI 48152, USA</div><div>MIDASoft</div><div>Modeling, Integrated Design & Analysis Software Phone: 1-800-584-5541 E-mail: MIDASoft@MidasUser.com http://www.MidasUser.com</div></div></div></div>
Distributore	CSPFea s.c. ,Este (PD) via zuccherificio 5/D
Codice Licenza:	midas Gen / U001-05864

I pilastri e le travi della struttura sono stati realizzati attraverso elementi 2D di tipologia “beam”, in cemento armato. Gli elementi di tipo “beam” sono elementi finiti a due nodi nello spazio per i quali sono definiti al massimo tre gradi di libertà traslazionali e tre gradi di libertà rotazionali. Alle estremità degli elementi beam utilizzati per la rappresentazione delle travi è stato applicato un vincolo di cerniera.

Per considerare l’effettiva rigidezza del solaio di copertura realizzato mediante elementi prefabbricati a **TT** si è deciso di modellare il tegolo mediante due beam incernierate alle travi che simulano le due anime, al cui estradosso sono state collegati rigidamenti degli elementi plate che rappresentano l’ala superiore del tegolo.

Per quanto riguarda gli elementi di controvento metallici sono stati modellati come elementi *truss* ovvero elementi che sono soggetti unicamente a sforzi di trazione e compressione lungo il loro asse.

Il sistema di riferimento globale (GCS) è riportato in Figura 16.

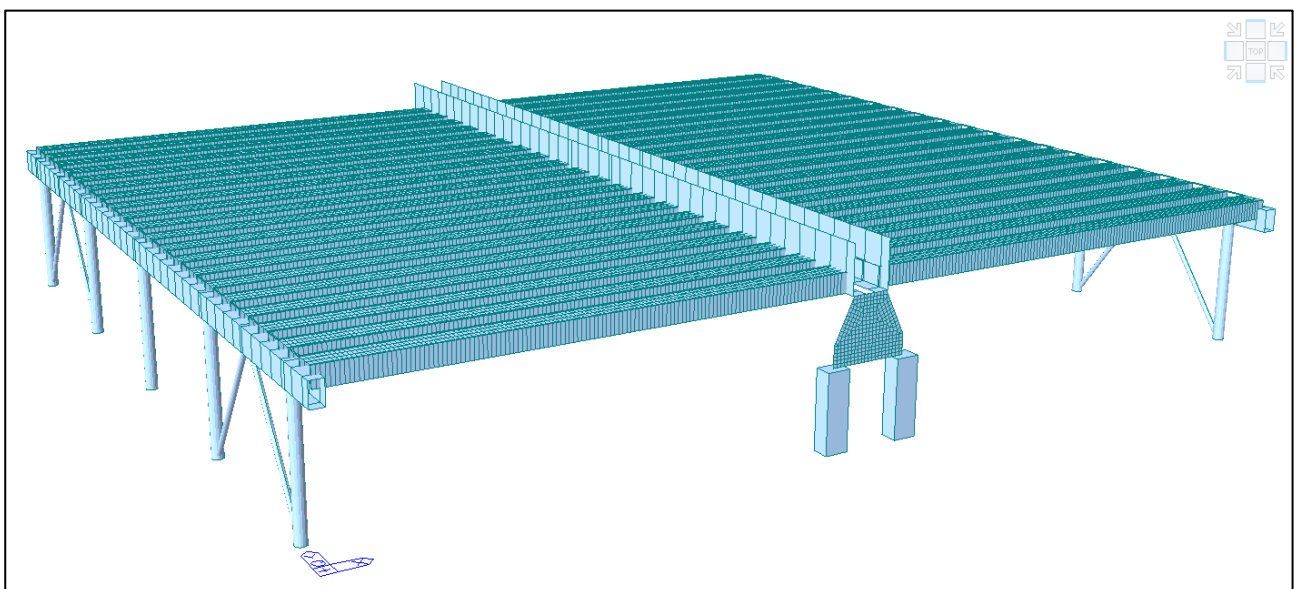


Figura 14: Vista 3D del modello globale del fabbricato. Vista prospettica.

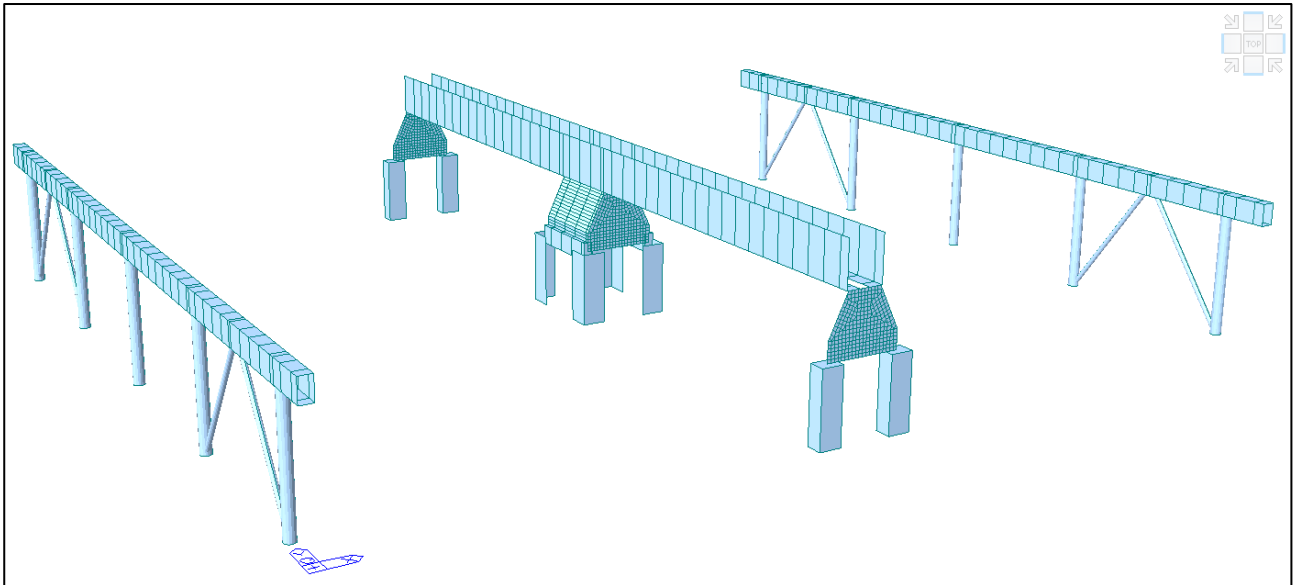


Figura 15: Vista 3D dei soli elementi verticali e delle travi principali.

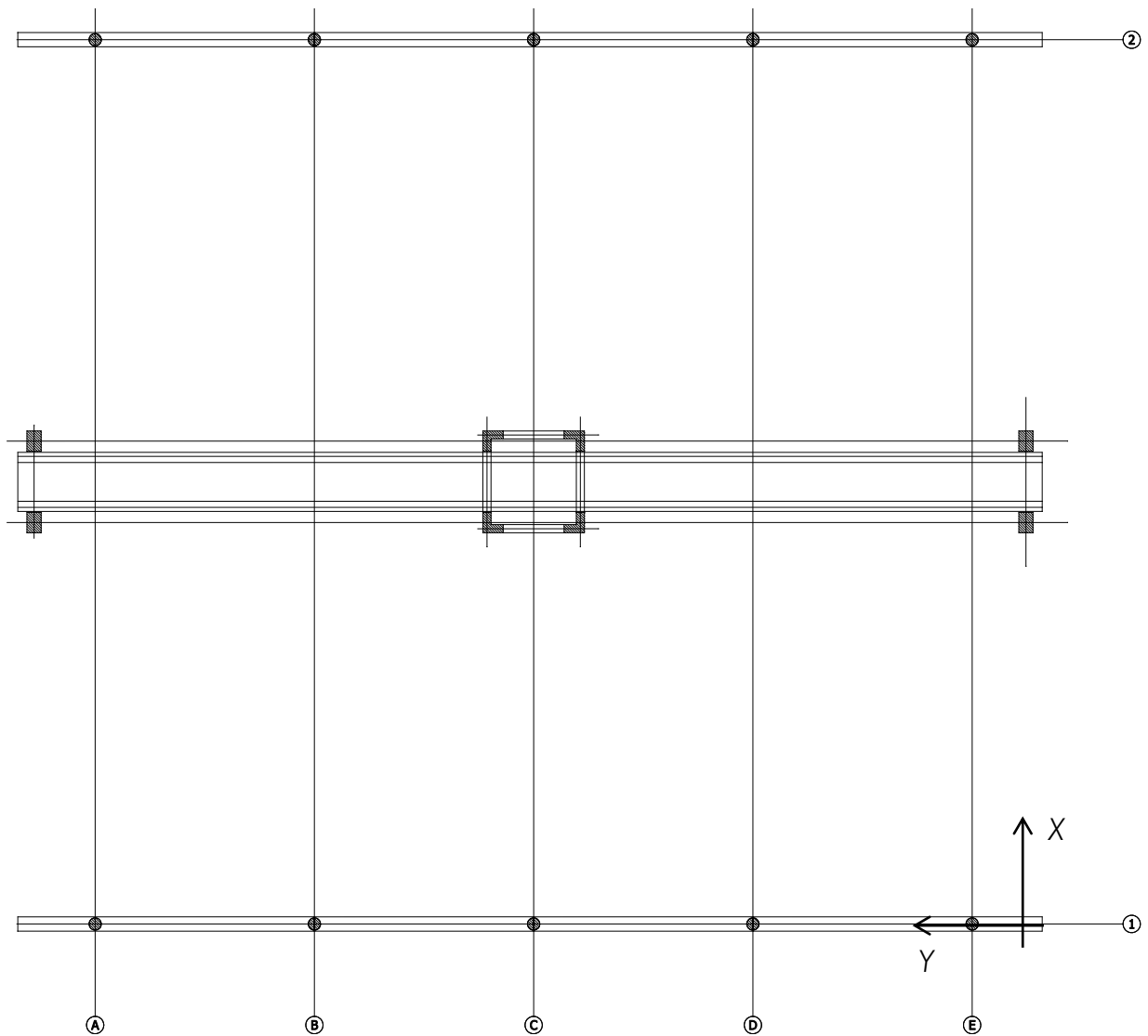


Figura 16: GCS adottato.

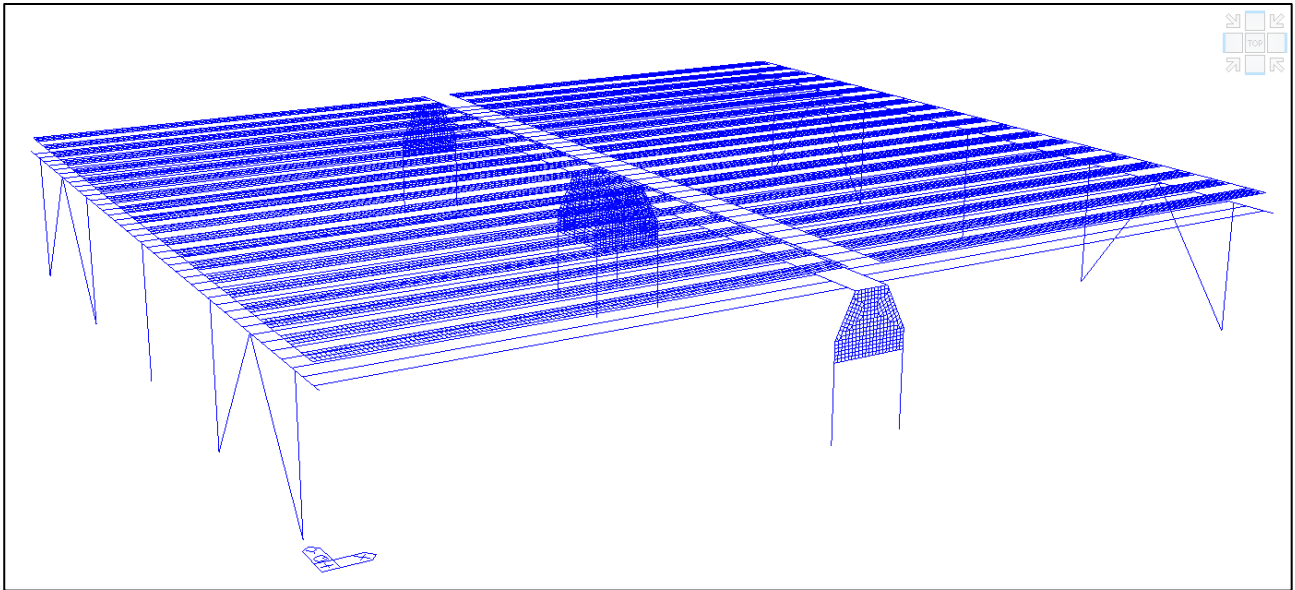


Figura 17: Modello globale. Vista "fil di ferro".

In Figura 17 si riporta il modello globale con vista a "fil di ferro" in cui si osservano gli assi degli elementi. Come si vede dalla Figura gli elementi piani di copertura, che simulano la rigidezza dell'ala superiore degli elementi **TT**, risultano essere sfalsati rispetto alla linea d'asse delle beam utilizzate per la modellazione delle anime. Il collegamento è garantito da "rigid link" che simulano la connessione.

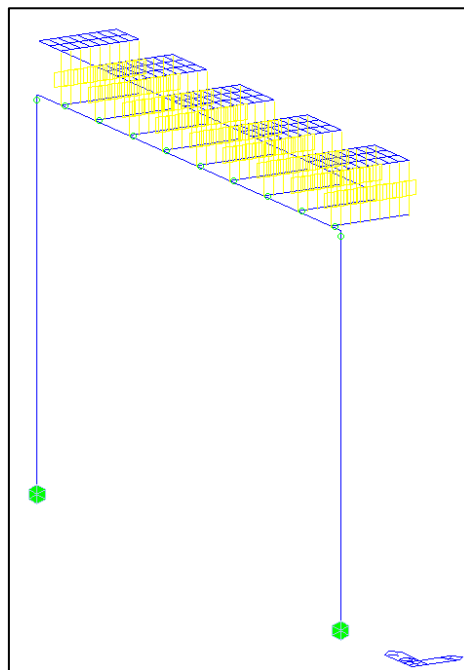


Figura 18: Particolare modellazione elementi di copertura.

In Figura 18 si osserva, inoltre, il vincolo a cerniera (cerchio verde) utilizzato per svincolare i pilastri e le anime dei tegoli dalle travi.

10 ANALISI DINAMICA LINEARE (NTC 2008 §7.3.3.1)

Viene effettuata un'analisi lineare dinamica dell'edificio associata allo spettro di risposta di progetto al fine di definire le sollecitazioni negli elementi strutturali e poter effettuare la verifica di essi.

L'analisi dinamica lineare è condotta secondo tre passaggi fondamentali:

- determinazione dei modi di vibrare "naturali" della costruzione (analisi modale),
- calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati,
- combinazione degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare.

Devono essere considerati tutti i modi di vibrare con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi di vibrare deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione (7.3.3 delle NTC 2008):

$$E = \left(\sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j \right)^{1/2}$$

con:

E_i valore dell'effetto relativo al modo i

ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i ed il modo j , calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij}) \left[(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2 \beta_{ij} \right]}$$

ξ smorzamento viscoso dei modi i e j ;

β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i - j di modi.

10.1 DETERMINAZIONE DEI MODI PRINCIPALI DI VIBRARE

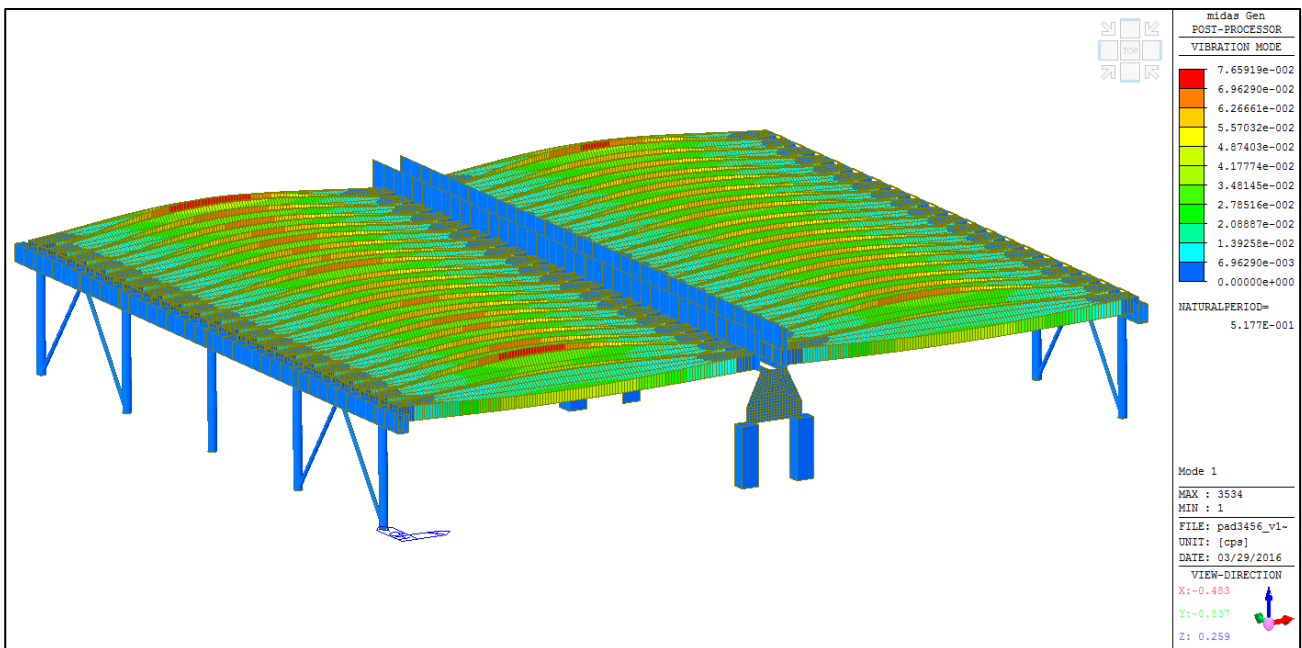
L'analisi modale ha investigato i primi 100 modi di vibrare della struttura, arrivando ad una percentuale di massa attivata di circa il 90%, superiore al limite dell' 85% di quella totale, posto dalle NTC del 2008.

Di seguito in si riportano i principali modi di vibrare. Le direzioni X e Y fanno riferimento alla Figura 16. Si evidenzia che nella tabella 18 vengono riportati i dettagli dei principali modi di vibrare, mentre la sommatoria finale della massa attività fa riferimento alla sommatoria comprendente tutti gli altri modi intermedi.

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		ROTN-Z	
	Mass(%)	Sum(%)	Mass(%)	Sum(%)	Mass(%)	Sum(%)
1	0.00	0.00	45.77	45.77	0.02	0.02
2	0.15	0.15	0.06	45.83	23.22	23.24
3	2.95	3.10	0.00	45.83	0.22	23.46
...
41	67.52	74.44	0.00	46.38	2.30	26.21
...
126	0.00	88.21	47.41	94.11	0.04	75.27
...
129	0.00	88.23	0.02	94.26	11.73	92.92

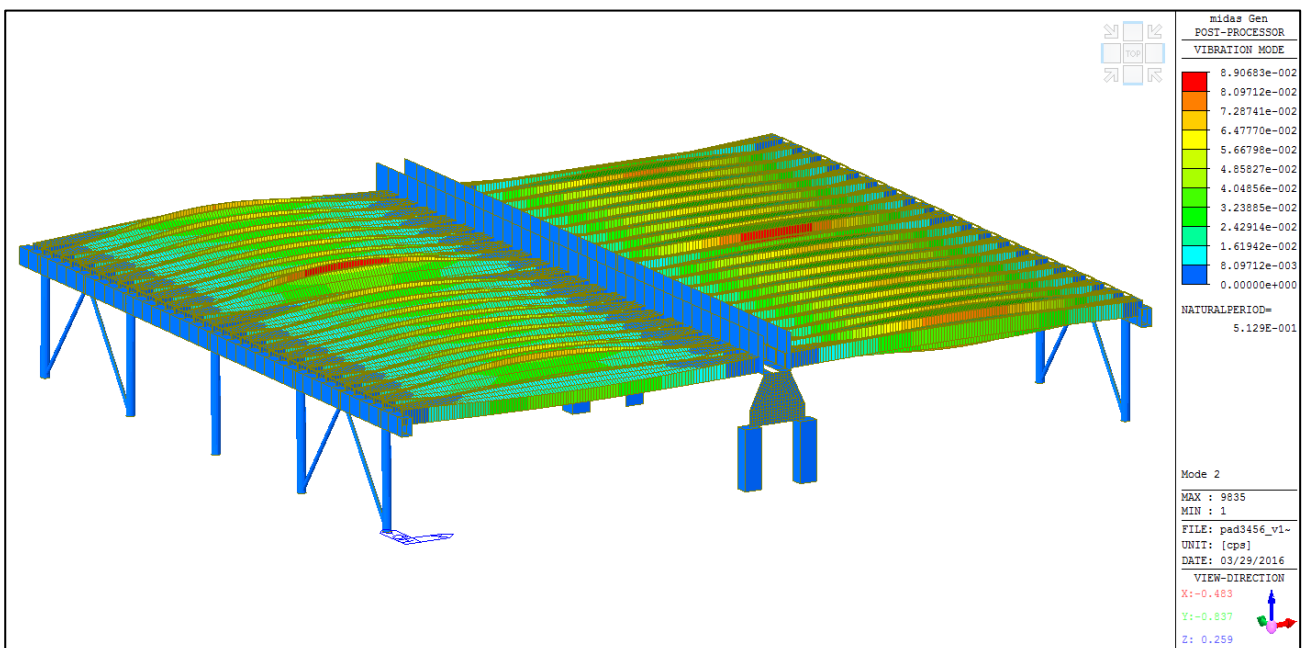
Tabella 18: Principali modi di vibrare della struttura.

Il periodo principale di vibrazione della struttura è di $0.518s$, corrispondente al primo modo di vibrare, modo globale in direzione Y.



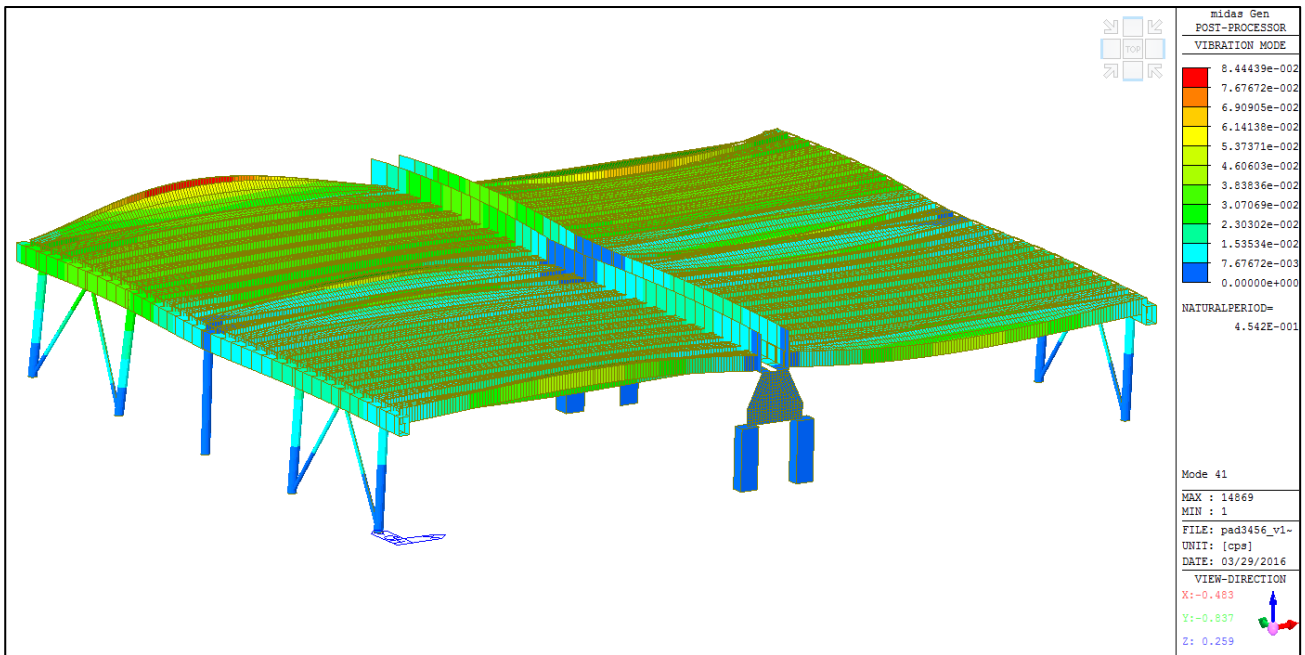
$$T = 0.518s \quad M_{DY}(\%) = 45.77$$

Figura 19: Deformata di modo 1



$$T = 0.513s \quad M_{RZ}(\%) = 23.22$$

Figura 20: Deformata di modo 2



$$T = 0.454s \quad M_{dx}(\%) = 67.52$$

Figura 21: Deformata di modo 41

11 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Sotto l'effetto dell'azione sismica allo stato limite ultimo, le strutture degli edifici pur subendo danni strutturali, devono mantenere una residua resistenza e rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali e la capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

Dall'analisi dinamica sono state valutate le azioni interne (sollecitazioni di calcolo E_d) nei vari elementi strutturali.

Per ogni elemento strutturale verranno poi valutate le resistenze di calcolo R_d .

La verifica della sicurezza agli stati limite ultimi si ritiene soddisfatta controllando che, per ogni elemento strutturale e per ciascuna delle combinazioni delle azioni prese in esame, risulti:

$$E_d \leq R_d$$

11.1 VERIFICA DEI PILASTRI

11.1.1 Verifica a pressoflessione (NTC 2008 § 4.1.2.1.2.4)

I pilastri in campo sismico sono soggetti a pressoflessione deviata.

La verifica è stata eseguita in modo rigoroso, determinando il dominio di rottura M_y - M_z del singolo elemento soggetto ad un determinato sforzo normale derivante dall'azione sismica (N_{Ed}), calcolando il fattore di sicurezza come il rapporto fra il vettore del momento resistente ed il vettore del momento sollecitante.

I rispettivi vettori rappresentano la congiungente dell'origine del sistema M_y - M_z con il punto rappresentativo individuato dai momenti resistenti ed il punto individuato dai momenti sollecitanti.

$$FS = \text{Vettore resistente} / \text{Vettore sollecitante}$$

$$\text{Vettore resistente} = \sqrt{M_{Rdy}^2 + M_{Rdz}^2}$$

$$\text{Vettore sollecitante} = \sqrt{M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2}$$

Di seguito si riportano le analisi più gravose per le diverse tipologie di pilastro esistenti, considerando gli interventi di progetto esplicitati al capitolo 4.

In figura si riportano i fili fissi del fabbricato con evidenziati i pilastri.

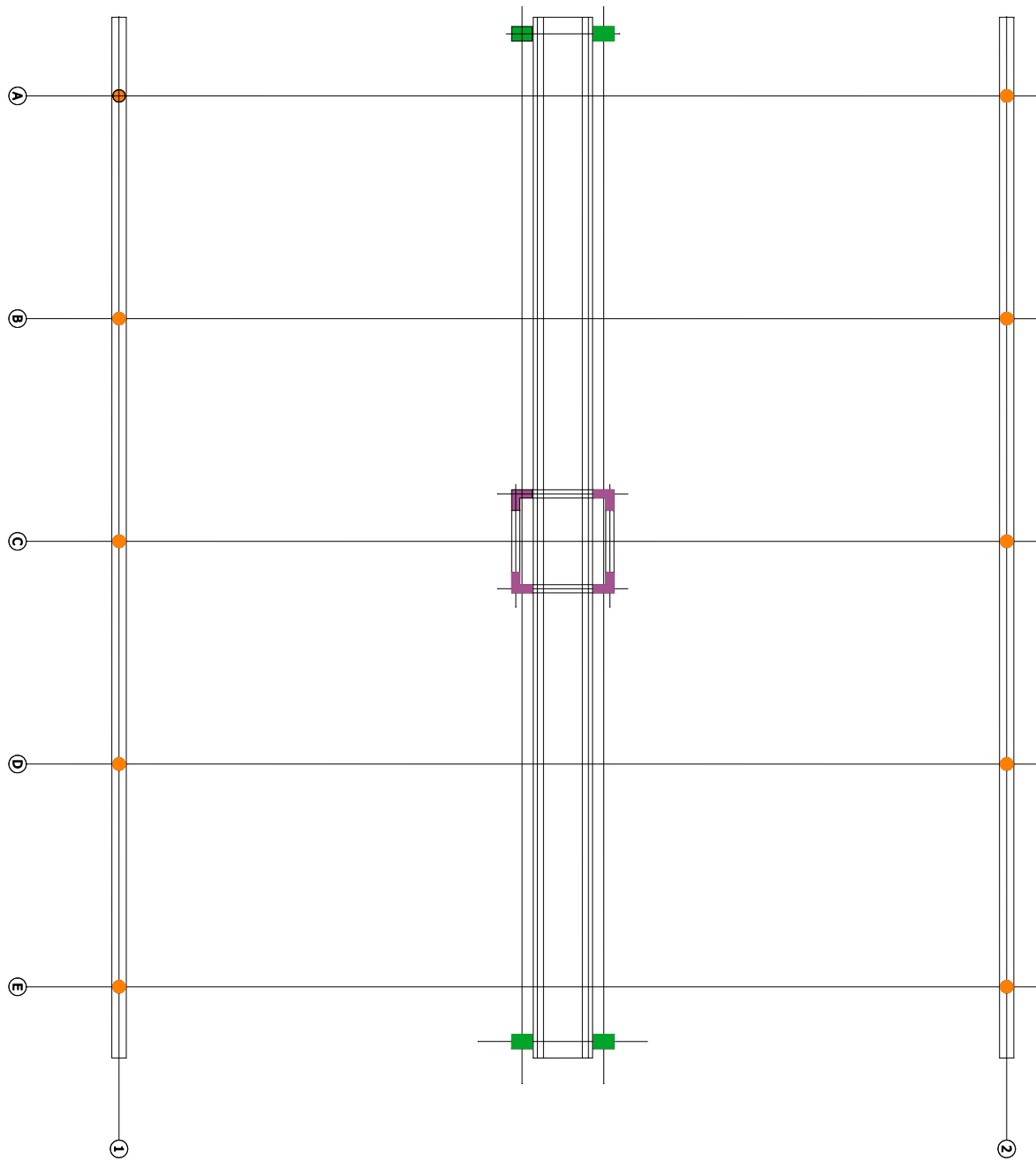
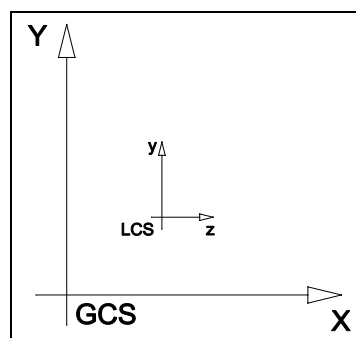


Figura 22: Planimetria di inquadramento dei pilastri. Fili fissi

Il sistema di riferimento locale dei singoli elementi (LCS) rispetto al sistema di riferimento globale del modello (GCS) è riportato in Figura.



PILASTRI CIRCOLARI PERIMETRALI (A1-2,B1-2,C1-2,D1-2,E1-2)

I pilastri circolari perimetrali non sono stati rinforzati direttamente a pressoflessione. Infatti conseguentemente all'inserimento di elementi di controvento le azioni sollecitati su tali elementi sono drasticamente diminuite.

Di seguito si riporta la sezione resistente del pilastro ed i dettagli dell'armatura di quest'ultimo.

TITOLO : []

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 31 [cm]
 Raggio interno: 23 [cm]
 N° barre uguali: 9
 Diametro barre: 1,6 [cm]
 Copriferro (baric.): 3 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☒ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: 900 [kN]
 M_{Ed}: 12 [kNm]
 M_{yEd}: 1200 [kNm]

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 FeB44k C25/30
 ε_{su}: 67,5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 311,6 N/mm² ε_{cu}: 3,5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 28,08
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 ε_{syd}: 1,558 ‰ σ_{c,adm}: 9,75
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6
 τ_{c1}: 1,829

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Devia

Vertici: 52 N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio Mx-My
 angolo asse neutro θ°: 11
☐ Precompresso

$$\text{Circolare } \phi_{\text{ext}} = 60\text{cm} - \phi_{\text{int}} = 46\text{cm}$$

Armato con 9ϕ16 e spirale ϕ3

Come si osserva dalla sezione resistente sopra riportata, si precisa che i pilastri circolari sono stati considerati con sezione cava, in quanto la modalità costruttiva non garantisce una perfetta aderenza fra il getto di calcestruzzo all'interno ed il getto di calcestruzzo del tubo-cassero.

Si fa notare che comunque il calcestruzzo all'interno della sezione non modifica in modo sensibile la resistenza a pressoflessione, in quanto si trova in posizione baricentrica alla sezione stessa. Tale variazione è nell'ordine del 6%-7%.

Data la simmetria della struttura, evidenziata anche nei risultati mostrati nell'ambito della Studio di Sicurezza Sismica del fabbricato, si riportano le verifiche su due elementi maggiormente sollecitati e rappresentativa della tipologia di pilastri.

Verifica pilastro E1

Pilastro	TIPO	Ned	Medy	Medz	FS	VERIFICA	Fsmin
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[-]		[-]
E1	PHI60	-432.34	39.11	-19.45	5.83	VERIFICATO	0.77
		-448.74	34.2	10.9	7.21	VERIFICATO	
		-640.94	-382.29	-11.67	0.78	VERIFICATO	
		-657.34	-387.2	18.69	0.77	VERIFICATO	
		-486.21	-102.66	-52.14	2.33	VERIFICATO	
		-548.79	-229.08	-49.81	1.20	VERIFICATO	
		-540.89	-119.01	49.04	2.16	VERIFICATO	
		-603.47	-245.43	51.38	1.16	VERIFICATO	

Verifica pilastro C1

Pilastro	TIPO	Ned	Medy	Medz	FS	VERIFICA	Fsmin
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[-]		[-]
C1	PHI60	-804.26	-53.98	-19.35	5.61	VERIFICATO	1.61
		-804.98	-54.9	12.27	5.75	VERIFICATO	
		-1040.19	-224.33	-12.61	1.62	VERIFICATO	
		-1040.90	-225.26	19.01	1.61	VERIFICATO	
		-886.01	-112.52	-53.88	2.71	VERIFICATO	
		-956.78	-163.62	-51.86	2.02	VERIFICATO	
		-888.39	-115.61	51.52	2.67	VERIFICATO	
		-959.16	-166.72	53.54	1.99	VERIFICATO	

Le verifiche risultano essere soddisfatte.

Si precisa che a causa della filosofia progettuale di limitazione degli spostamenti, costretta a causa di una obbligata geometria del complesso, le verifiche di resistenza risultano essere sempre subordinate alle verifiche di spostamento in termini di severità e dunque un approccio di limitazione degli spostamenti porta ad avere delle sollecitazioni estremamente ridotte sugli elementi esistenti.

PILASTRI AD "L" CENTRALI

I pilastri ad L centrali sono stati consolidati mediante incamiciatura in calcestruzzo. Tale scelta progettuale trova giustificazione in una necessità di incrementare sia la resistenza degli elementi che la loro rigidezza e quindi di limitare gli spostamenti del fabbricato.

Per la verifica di tali elementi si seguono le indicazioni riportate al capitolo C8A.7.1 della Circolare del 2009. Di seguito si riporta le ipotesi semplificative di calcolo.

Ai fini della valutazione della resistenza e della deformabilità di elementi incamiciati sono accettabili le seguenti ipotesi semplificative:

- l'elemento incamiciato si comporta monoliticamente, con piena aderenza tra il calcestruzzo vecchio e il nuovo;
- si trascura il fatto che il carico assiale è applicato alla sola porzione preesistente dell'elemento, e si considera che esso agisca sull'intera sezione incamiciata;
- le proprietà meccaniche del calcestruzzo della camicia si considerano estese all'intera sezione se le differenze fra i due materiali non sono eccessive.

I valori della capacità da adottare nelle verifiche sono quelli calcolati con riferimento alla sezione incamiciata nelle ipotesi semplificative su indicate ridotte secondo le espressioni seguenti:

$$\text{resistenza a taglio: } \tilde{V}_R = 0.9V_R \quad (\text{C8A.7.1})$$

$$\text{resistenza a flessione: } \tilde{M}_y = 0.9M_y \quad (\text{C8A.7.2})$$

$$\text{deformabilità allo snervamento: } \tilde{\theta}_y = 0.9\theta_y \quad (\text{C8A.7.3})$$

$$\text{deformabilità ultima: } \tilde{\theta}_u = \theta_u \quad (\text{C8A.7.4})$$

Di seguito si riporta la verifica di uno dei pilastri centrali ad L, verificata secondo quanto indicato in precedenza.

TIPO	Ned	Medy	Medz	MRdy	MRdz	FS	VERIFICA	Fsmin
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[-]		[-]
L	-363.76	884.1	4244.57	1279.8	5224.5	1.24	VERIFICATO	0.87
	1016.31	-784.93	4322.15	651.6	3756.6	0.87	VERIFICATO	
	-4686.72	1096.29	-4577.81	1074.6	5472	1.18	VERIFICATO	
	-3306.66	-572.75	-4500.23	1131.3	6405.3	1.43	VERIFICATO	
	-3486.87	2905.58	1066.22	6084	2314.8	2.10	VERIFICATO	
	-4783.75	2969.24	-1580.49	4408.2	2411.1	1.49	VERIFICATO	
	1113.34	-2657.88	1324.83	3129.3	1427.4	1.16	VERIFICATO	
	-183.55	-2594.22	-1321.88	5761.8	2908.8	2.22	VERIFICATO	

Le verifiche risultano essere soddisfatte.

PILASTRI RETTANGOLARI DI TESTATA

Analogamente a quanto esplicitato per i pilastri ad "L" centrali si riporta di seguito la verifica su un pilastro rappresentativo dei pilastri rettangolari di testata.

TIPO	Ned	Medy	Medz	MRdy	MRdz	FS	VERIFICA	Fsmin
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[-]		[-]
90x120	70.29	3337.11	-52.45	3665.7	72	1.10	VERIFICATO	1.10
	53.51	3330.31	79.49	3660.3	72	1.10	VERIFICATO	
	-2821.37	-3742.31	-78.54	4500	67.5	1.20	VERIFICATO	
	-2838.16	-3749.11	53.4	4500	36	1.20	VERIFICATO	
	-922.21	867.25	-215.51	3585.6	956.7	4.15	VERIFICATO	
	-1789.71	-1256.58	-223.34	4050	715.5	3.22	VERIFICATO	
	-978.15	844.58	224.29	3597.3	918	4.25	VERIFICATO	
	-1845.65	-1279.25	216.46	4095	715.5	3.20	VERIFICATO	

Le verifiche risultano essere soddisfatte.

11.1.2 Verifica a taglio (NTC 2008 § 4.1.2.1.3.2)

VERIFICA PILASTRI CIRCOLARI

Si riprende quanto già esposto in sede di *valutazione della sicurezza sismica* del fabbricato.

I pilastri circolari risultano essere formati da un tubocassero esterno e da un getto di completamento interno. Per quanto riguarda la verifica a pressoflessione deviata esposta nel capitolo precedente i pilastri sono stati considerati cavi, in quanto si ritiene non affidabile l'aderenza attritiva fra i due getti di calcestruzzo.

Per quanto riguarda la presente verifica a taglio, la sezione verrà invece considerata piena. Si ricorda che come valore di calcolo del calcestruzzo si è adottato come riferimento quello derivatane dalla prove eseguite sul nucleo interno, a favore di sicurezza.

Occorre innanzitutto precisare, che sebbene pilastri circolari siano ampiamente utilizzati sia per elementi in elevazione che per elementi di fondazione, non esistono specifiche regole tecniche per il calcolo a taglio di tali elementi. Infatti tale argomento risulta essere ancora di ambito scientifico e discusso in numerosi *paper* pubblicati da vari esponenti del panorama scientifico-sperimentale mondiale.

Nel caso in esame, occorre osservare l'assenza di una efficace armatura a taglio dei pilastri circolari. E' altresì presente una spirale, all'interno del tubocassero, ma di diametro pari a

3mm. Tale diametro potrebbe suggerire che la spirale avesse il solo compito di tenere in posizione i 9 ferri longitudinali durante la fase di getto del tubocassero.

Alla luce di tali considerazioni, appare dunque lecito e doveroso calcolare la resistenza dei pilastri circolari valutando la resistenza a taglio in assenza di adeguata armatura trasversale.

Secondo quanto indicato dall'EC2 e ripreso dalle NTC 2008, la resistenza di un elementi in assenza di adeguata armatura a taglio si calcola come:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Tale formulazione è ottimizzata per le sezioni rettangolari. Per le sezioni circolari risulta di difficile definire i parametri d e b_w che rappresentano altezza utile e base della sezione.

Per determinare tali valori si è utilizzata una documentazione tecnica internazionale⁴ che propone le seguenti definizioni:

$$d = r(1 + \sin \alpha) = r \left(1 + \frac{2 \cdot r_s}{\pi \cdot r} \right)$$

$$b_w = \frac{\pi / 2 + \alpha + \sin \alpha \cdot \cos \alpha}{1 + \sin \alpha} \cdot r$$

Dove r rappresenta il raggio della colonna ed r_s il raggio della spirale, pari rispettivamente a 600mm e 280mm.

Il calcolo è stato confrontato anche con il valore ricavato dalla formulazione proposta dalle NTC 2008 considerando un pilastro avente sezione quadrata con area equivalente, ottenendo risultati poco diversi.

⁴ "A note of design of shear reinforcement for circular section" by Victor Li, Technical Note TN-01 – Center for Research & Professional Development.(website: www.cprd-hk.com)

Il calcolo del Fattore di sicurezza, considerando lo sforzo biassiale viene calcolato analogamente al caso precedente. Per simmetria dell'elemento la resistenza è uguale nelle due direzioni principali.

$$FS = \frac{1}{\left(\frac{V_{Rd}}{V_{Edy}} + \frac{V_{Rd}}{V_{Edz}} \right)}$$

Come per la verifica a pressoflessione si riportano due casi significativi, i pilastri E1 e C1.

Pil	Ned	Vedy	Vedz	d	bw	fcd	Asl	σ_{cp}	V_{Rd}	FS	VERIFICA	Fsmin
	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[MPa]	[mmq]	[MPa]	[kN]	[-]		[-]
E1	-432.34	-2.65	5.32	478	505	18.72	603	1.31	140.13	17.58	VERIFICATO	3.06
	-448.74	1.48	4.65	478	505	18.72	603	1.35	142.23	23.20	VERIFICATO	
	-640.94	-1.59	-52.01	478	505	18.72	603	1.92	166.87	3.11	VERIFICATO	
	-657.34	2.54	-52.68	478	505	18.72	603	1.96	168.97	3.06	VERIFICATO	
	-486.21	-7.09	-13.97	478	505	18.72	603	1.48	147.03	6.98	VERIFICATO	
	-548.79	-6.78	-31.17	478	505	18.72	603	1.66	155.06	4.09	VERIFICATO	
	-540.89	6.67	-16.19	478	505	18.72	603	1.61	154.04	6.74	VERIFICATO	
	-603.47	6.99	-33.39	478	505	18.72	603	1.80	162.07	4.01	VERIFICATO	
C1	-804.26	-2.63	-7.34	478	505	18.72	603	2.34	187.81	18.84	VERIFICATO	3.10
	-804.98	1.67	-7.47	478	505	18.72	603	2.35	187.90	20.56	VERIFICATO	
	-1040.19	-1.72	-30.52	478	505	18.72	603	3.15	218.05	6.76	VERIFICATO	
	-1040.90	2.59	-30.65	478	505	18.72	603	3.15	218.14	6.56	VERIFICATO	
	-886.01	-7.33	-15.31	478	505	18.72	603	2.61	198.29	8.76	VERIFICATO	
	-956.78	-7.06	-22.26	478	505	18.72	603	2.85	207.36	7.07	VERIFICATO	
	-888.39	7.01	-15.73	478	505	18.72	603	2.64	198.59	8.73	VERIFICATO	
	-959.16	7.28	-22.68	478	505	18.72	603	2.88	207.67	6.93	VERIFICATO	

Le verifiche risultano essere soddisfatte.

VERIFICA PILASTRI RETTANGOLARI E AD L

La verifica a taglio viene svolta come indicato nel capitolo 4.1.2.1.3 del DM 2008, in particolare si effettua la verifica secondo il paragrafo 4.1.2.1.3.2 del DM 2008 "elementi con armature trasversali resistenti a taglio":

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}; V_{Rdc})$$

$$V_{Rsd} = 0,9 d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha$$

$$V_{Rdc} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} \frac{\cot \alpha + \cot \theta}{1 + \cot \theta^2}$$

θ è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave, in particolare deve valere la seguente relazione:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$$

A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;

s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;

α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$ è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima;

α_c è un coefficiente maggiorativo pari a: 1 per membrane non compresse

$$1 + \sigma_{cp}/f_{cd} \quad \text{per } 0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$$

$$1,25 \quad \text{per } 0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$$

$$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) \quad \text{per } 0,5 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd}$$

Per eseguire le verifiche è stato assunto $\theta = 45^\circ$ costante, mentre per combinare assieme gli effetti dovuti al taglio nelle due direzioni principali della sezione il fattore di sicurezza è stato calcolato come segue:

$$FS = \frac{1}{\left(\frac{V_{Rdy}}{V_{Edy}} + \frac{V_{Rdz}}{V_{Edz}} \right)}$$

Sono state considerate le nuove staffature di progetto, che consistono in forcelle e staffe $\phi 12$ passo 10cm per tutta l'altezza del pilastro. La verifica, in accordo con quanto indicato nel C8A.7.1 della Circolare del 2009 è stata condotta riducendo del 10% la resistenza di calcolo. Si precisa che per il calcolo di V_{Rs} si sono considerate le staffe esistenti e le staffe nuove con le proprie resistenze allo snervamento.

+

TIPO	Ned [kN]	Vedy [kN]	Vedz [kN]	VRdy [kN]	VRdz [kN]	VERIFICA	FS [-]	FSmin [-]
90x120	70.29	-5.84	818.63	1350.09	970.38	VERIFICATO	1.18	1.03
	53.51	12.80	816.88	1350.09	970.38	VERIFICATO	1.17	
	-2821.37	-12.73	-932.24	1350.09	970.38	VERIFICATO	1.03	
	-2838.16	5.92	-933.98	1350.09	970.38	VERIFICATO	1.03	
	-922.21	-30.00	207.86	1350.09	970.38	VERIFICATO	4.23	
	-1789.71	-32.07	-317.40	1350.09	970.38	VERIFICATO	2.85	
	-978.15	32.14	202.04	1350.09	970.38	VERIFICATO	4.31	
	-1845.65	30.08	-323.22	1350.09	970.38	VERIFICATO	2.81	

TIPO	Ned	Vedy	Vedz	VRdy	VRdz	VERIFICA	FS	FSmin
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]		[-]	[-]
L	-363.76	1077.04	346.60	1496.73	1496.73	VERIFICATO	1.05	0.90
	1016.31	1101.41	-238.59	1496.00	1496.00	VERIFICATO	1.12	
	-4686.72	-1189.98	483.12	1495.28	1495.28	VERIFICATO	0.89	
	-3306.66	-1165.61	-102.07	1494.56	1494.56	VERIFICATO	1.18	
	-3486.87	255.14	1077.11	1493.85	1493.85	VERIFICATO	1.12	
	-4783.75	-424.96	1118.06	1493.15	1493.15	VERIFICATO	0.97	
	1113.34	336.39	-873.53	1492.46	1492.46	VERIFICATO	1.23	
	-183.55	-343.71	-832.58	1491.77	1491.77	VERIFICATO	1.27	

Le verifiche risultano essere soddisfatte.

11.2 VERIFICA NUOVI TELAI DI CONTROVENTI METALLICI

Di seguito si riportano in forma esplicita le verifiche eseguite sui portali di controventi s "K" posti in corrispondenza dei telai perimetrali del padiglione. Tali elementi hanno prima di tutto una funzione di limitazione degli spostamenti della struttura e dei telai perimetrali in particolare. Pertanto la calibrazione dei profili è stata condotta con riferimento alla ben più gravosa verifica a martellamento della struttura, esplicitata nei capitoli seguenti.

Si precisa che non verranno adottate le regole progettuali indicate al capitolo 7.5 delle NTC del 2008, poiché il controvento NON ha comportamento strutturale dissipativo. Come indicato sempre al 7.5 delle NTC del 2008 per la resistenza di membrature e collegamenti nel caso di comportamento strutturale dissipativo si devono seguire le prescrizioni indicate al capitolo 4.2 delle NTC del 2008 e non è necessario soddisfare i requisiti di duttilità strutturali, propri del capitolo 7. Infatti, nell'ottica di riduzione degli spostamenti, i portali metallici non devono plasticizzare e non devono essere soggetti a fenomeni di instabilità, pertanto devono lavorare sia in condizioni di compressione che in condizioni di trazione.

Si ricorda che le verifiche riportate di seguito fanno riferimento alle sollecitazioni determinate al 60% dell'azione sismica.

I profili costituenti il portale di controvento sono:

Montanti e Trave superiore: 2 UPN 280

Aste diagonali: TUBOLARE 244.5 s16

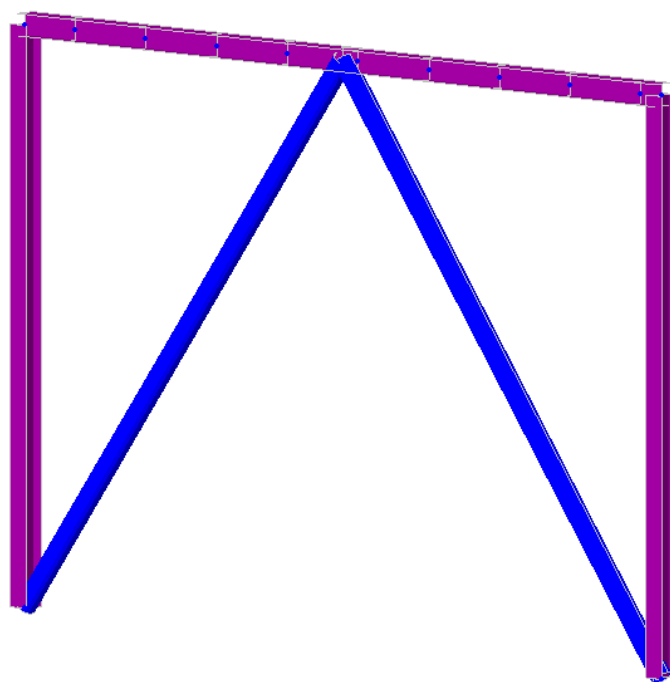


Figura 23: Telaio metallico di controvento.

CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI

La modellazione dei controventi metallici è stata eseguita inserendo nel modello unicamente gli elementi tubolari di controvento connessi direttamente agli elementi esistenti in c.a.. Tali aste sono modellate come elementi “truss” che lavorano unicamente per sforzi paralleli al loro asse. Tale modellazione è affetta dall’imprecisione che anche i carichi verticali generano compressione sugli elementi diagonali.

Occorre pertanto ricavare le sollecitazioni in campo sismico sui tubolari di controvento sommando o sottraendo gli sforzi derivanti dai carichi verticali che nella realtà non vanno a gravare sui controventi metallici, i quali reagiscono unicamente alle azioni sismiche orizzontali.

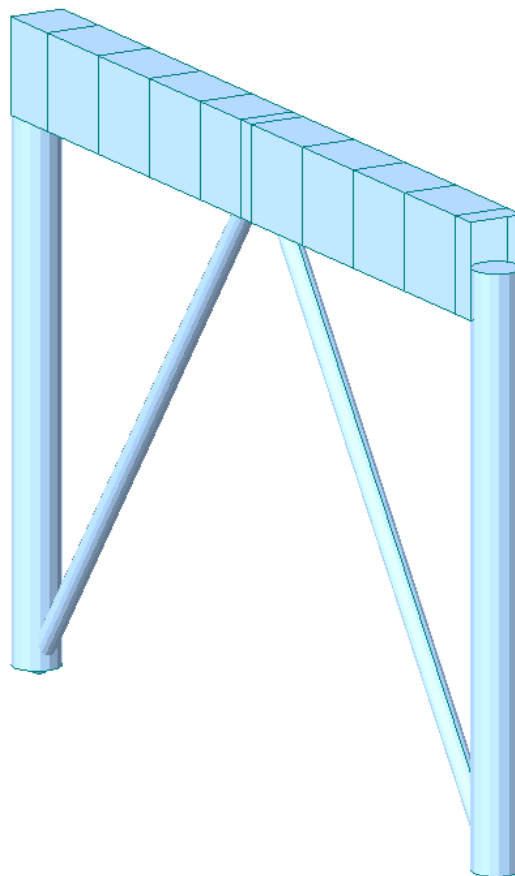
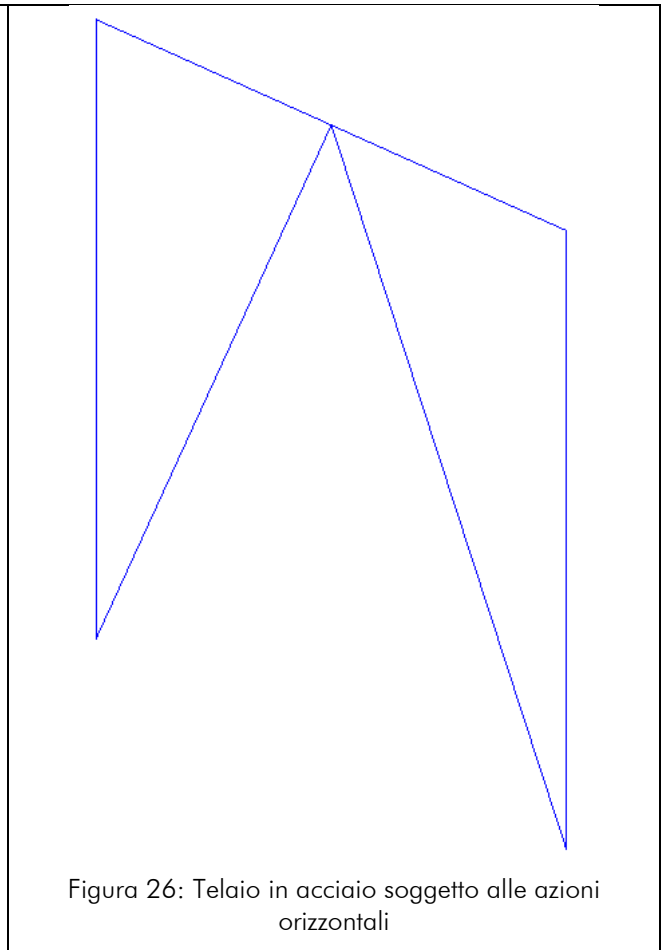
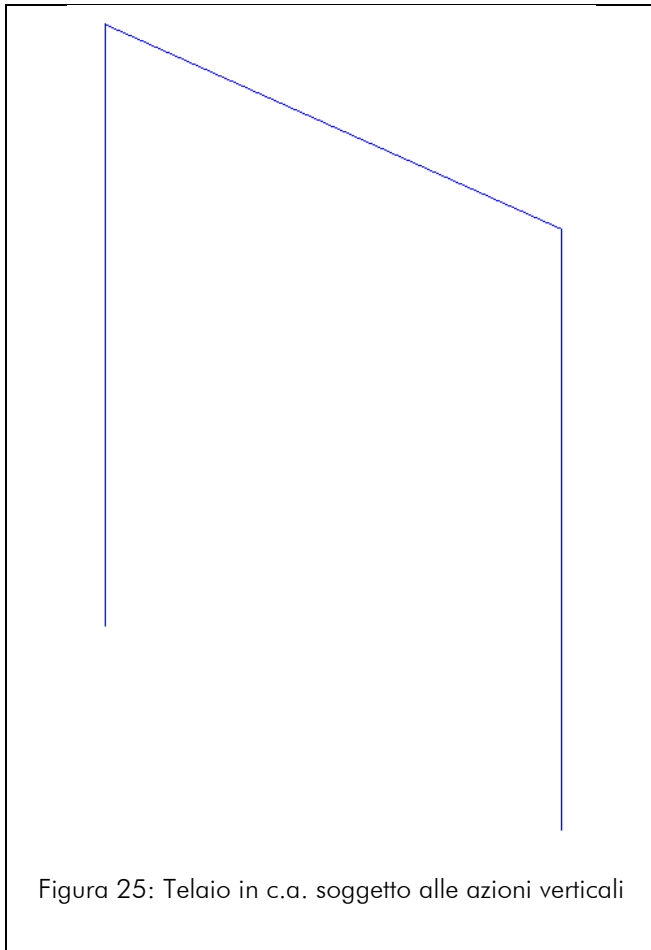


Figura 24: Modellazione dei controventi.



Gli sforzi sulle aste del telaio sono pertanto pari a:
(sforzi di compressione negativi)

DIAGONALE COMPRESSO: -680kN

DIAGONALE TESO: +680kN

TRAVERSO SUPERIORE: -300kN / +450kN

MONTANTE: +60kN

Si riporta la verifica del nodo centrale di congiungimento dei profili tubolari, esplicitando l'equilibrio delle forze verticali e delle forze orizzontali ($\alpha \approx 36^\circ$).

$$(\rightarrow) \quad 680 \cdot \sin \alpha + 680 \cdot \sin \alpha - 300 - 450 \cong 0 \text{ kN}$$

$$(\uparrow) \quad 680 \cdot \cos \alpha - 680 \cdot \cos \alpha = 0 \text{ kN}$$

Di seguito si riportano le verifiche per gli elementi.

TUBOLARE 244.5 spessore 16mm

$$m = 90.2 \text{ kg / m}$$

$$A = 115 \text{ cm}^2$$

$$J = 7533 \text{ cm}^4$$

$$i = 8.10 \text{ cm}$$

$$W_{el} = 616 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl} = 837 \text{ cm}^3$$

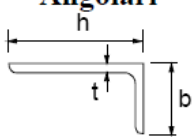
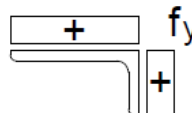
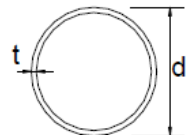
$$I_t = 15070 \text{ cm}^4$$

Il profilo risulta essere di Classe 1, in quanto:

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_{yk}} = 0.924 \quad \varepsilon^2 = 0.85$$

$$\frac{d}{t} = \frac{244.5}{16} = 15.28 < 50 \cdot \varepsilon^2 = 42.5$$

Si possono osservare tali parametri dalla tabella seguente.

<div style="text-align: center;">Angolari </div>						
Riferirsi anche alle piattabande esterne (v. Tab 4.2.II) Non si applica agli angoli in contatto continuo con altri componenti						
Classe	Sezione in compressione					
Distribuzione delle tensioni sulla sezione (compressione positiva)						
3	$h/t \leq 15\varepsilon \qquad \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$					
<div style="text-align: center;">Sezioni Tubolari </div>						
Classe	Sezione inflessa e/o compressa					
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$ (Per $d/t > 90 \varepsilon^2$ vedere EN 1993-1-6)					
$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

VERIFICA AD INSTABILITA' DEL DIAGONALE COMPRESSO

Occorre effettuare la verifica ad instabilità del controvento soggetto al massimo sforzo di compressione. La verifica si effettua secondo quanto indicato al 4.2.4.1.3.1 delle NTC08 per le aste semplicemente compresse.

Geometria dell'asta: $L_0=810\text{cm}$, $N_{Ed} = -680\text{ kN}$

$$\lambda = \frac{L_0}{i} = 88 < 200$$

Si definisce la snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$, che per le sezioni di classe 1 considerando il carico critico euleriano, vale:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{(\pi^2 EJ/L^2)}} = 1.15$$

Si definisce il coefficiente χ , funzione di $\bar{\lambda}$ e di Φ ($\alpha=0.21$ profilo formato a caldo):

$$\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 1.26$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.56 < 1$$

E' possibile ora calcolare la resistenza ad instabilità dell'asta compressa:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{1.05} = 1688\text{ kN} > N_{Ed} = 680\text{ kN} \quad \text{La verifica è soddisfatta}$$

VERIFICA A TRAZIONE DEL DIAGONALE TESO

Secondo quanto esplicitato in precedenza i profili non devono essere sede di plasticizzazioni. Per questo si esegue la verifica a resistenza nei confronti del limite di resistenza elastico del profilo.

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 3012\text{ kN} > N_{Ed} = 680\text{ kN} \quad \text{La verifica è soddisfatta}$$

VERIFICA COLLEGAMENTO TUBOLARE-PIATTO

Considerando lo sforzo normale massimo pari a 620kN, considerando 7 bulloni M27 di classe 8.8 aventi area resistente pari a 459mm² si ottiene:

$$F_{V,Rd} = 7 \cdot F_{Vb,Rd} = 7 \cdot (0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / 1.25) = 1235\text{ kN} \quad \text{La verifica è soddisfatta}$$

Considerando il meccanismo di rottura di rifollamento del piatto di collegamento si ottiene:

$$F_{RIF,Rd} = 7 \cdot F_{b,Rd} = 7 \cdot (k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / 1.25) = 7 \cdot (2.5 \cdot 0.98 \cdot 275 \cdot 27 \cdot 15 / 1.25) = 1528 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta

TRAVERSO SUPERIORE 2 UPN 280

$$H = 280 \text{ mm}$$

$$B = 95 + 95 + 15 \text{ mm}$$

$$A = 106.6 \text{ cm}^2$$

$$J_y = 12560 \text{ cm}^4 \quad W_y = 897.1 \text{ cm}^3 \quad W_{pl,y} = 1064 \text{ cm}^3$$

$$J_z = 1948 \text{ cm}^4 \quad W_z = 190 \text{ cm}^3$$

Il profilo, in acciaio S275, risulta essere di Classe 1.

Il profilo, in ambito sismico risulta essere per metà compresso e per metà teso. Il cambio di segno della sollecitazione coincide con il punto di congiungimento dei tubolari.

VERIFICA DI INSTABILITA' FUORI DAL PIANO

La lunghezza libera di inflessione, nel caso di instabilità fuori dal piano viene calcolata come indicato nel capitolo 9.5.1.3 del libro "Strutture in Acciaio" di Ballio e Mazzolani.

Per tenere in considerazione il fatto che l'asta risulta essere in parte tesa ed in parte compressa, si determina un coefficiente β che riduce la luce totale del profilo. Si ottiene:

$$\beta = 0.75 + 0.25 \frac{N_1}{N_2} = 0.5 \geq 0.5 \quad N_1 > N_2$$

Pertanto la luce libera di inflessione si riduce della metà, coincidente con il solo tratto compresso.

$$L_0 = \beta \cdot L = 5100 \text{ mm}$$

Si riporta la verifica eseguita con il programma "Profili V6" del Prof. Piero Gelfi.

☒ UPN
☐ UAP

☒ Doppi
☐ Accosta ali
 d (mm) 15 ?

Ordina per
☒ Wy
☐ ly
☐ g

Acciaio S275 (Fe430) fy (N/mm²) 275 fu 430

Lunghezze di libera inflessione [m]
 ly 5.1 lz 5.1

Aggiorna Tabella

designation	g (kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
UPN 180	22,0	180	70	8,00	11,00	11,00
UPN 200	25,3	200	75	8,50	11,50	11,50
UPN 220	29,4	220	80	9,00	12,50	12,50
UPN 240	33,2	240	85	9,50	13,00	13,00
UPN 260	37,9	260	90	10,00	14,00	14,00
UPN 280	41,8	280	95	10,00	15,00	15,00
UPN 300	46,2	300	100	10,00	16,00	16,00

Plotta

2 UPN 280

N_{by,Rd} [kN] 2.292
 N_{bz,Rd} [kN] 1.002
 V_{ply,Rd} [kN] 863,4

M_{cy,Rd} [kNm] 278,7
 M_{cz,Rd} [kNm] 91,62
 V_{plz,Rd} [kN] 861,9

Classe Sezione
 Compressione 1
 Flessione My 1
 Flessione Mz 1

g (Kg/m): 83,6
 h (mm): 280
 b (mm): 95
 tw (mm): 10
 tf (mm): 15
 r1 (mm): 15

r2 (cm): 7,5
 A (cm²): 106,6
 Iy (cm⁴): 12.560
 Wy (cm³): 897,1
 Wpl,y (cm³): 1.064

iy (cm): 10,9
 Iz (cm⁴): 1.948
 Wz (cm³): 190,1
 Wpl,z (cm³): 349,8

iz (cm): 4,275
 It (cm⁴): ?
 Iw (cm⁶): ?

$$N_{bz,Rd} = 1000 \text{ kN} > N_{Ed} = 300 \text{ kN} \quad \text{La verifica è soddisfatta}$$

VERIFICA DI INSTABILITA' NEL PIANO DELL'ANIMA

La verifica ad instabilità nel piano dell'anima risulta essere implicitamente soddisfatta, in quanto il profilo ha inerzia massimo e la lunghezza libera di inflessione resta inalterata, poiché il nodo centrale di congiungimento dei controventi funge da vincolo all'instabilità del traverso.

VERIFICA A TAGLIO

Si ritiene opportuno esplicitare la verifica al taglio del profilo considerando per ipotesi che durante il montaggio dei profili diagonali vi sia una non perfetta coincidenza delle linee d'asse. Se ciò accadesse, per un piccolo tratto il traverso risulterebbe soggetto al taglio derivante dal diagonale. Tale sforzo si annullerebbe in corrispondenza della linea d'asse del diagonale adiacente.

La resistenza a taglio è data dal profilo, come indicato al capitolo 4.2.4.1.2 delle NTC del 2008, con l'aggiunta dell'area di taglio del piatto di connessione parallelo all'anima del profilo. Il piatto ha dimensione trasversale di 300x15mm.

Taglio

Il valore di calcolo dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la condizione

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1, \quad (4.2.17)$$

dove la resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$, in assenza di torsione, vale

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}, \quad (4.2.18)$$

dove A_v è l'area resistente a taglio.

Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f; \quad (4.2.19)$$

Si ottiene:

$$A_v = 41.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{piatto}} = 45 \text{ cm}^2$$

$$V_{c,Rd} = \frac{(A_v + A_{\text{piatto}}) \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 1302 \text{ kN} \quad \text{La verifica è soddisfatta}$$

VERIFICA DEL GIUNTO DI BASE

In Figura 29 si riporta il dettaglio relativo al giunto di base fra gli UPN 280 accoppiata ed il plinto di fondazione su pali. Il progetto prevede la realizzazione di un nuovo cordolo di fondazione sovrappilinto connesso al plinto esistente nel quale vengono annegati i tirafondi M24 con testa a martello. Combinando gli sforzi agenti sul diagonale di controvento e sul montante si ottengono i seguenti sforzi massimi di taglio e trazione sul collegamento.

TAGLIO: 400 kN

TRAZIONE: 610 kN

Gli sforzi derivanti di profili possono essere assunti baricentrici rispetto al baricentro dei bulloni. Considerando 12 bulloni M24 si ottiene sul singolo bullone:

$$F_{v,Ed} = 33 \text{ kN}$$

$$F_{t,Ed} = 51 \text{ kN}$$

La resistenza a taglio della singola barra è pari a:

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 135 \text{ kN} > F_{v,Ed}$$

La verifica a taglio è soddisfatta

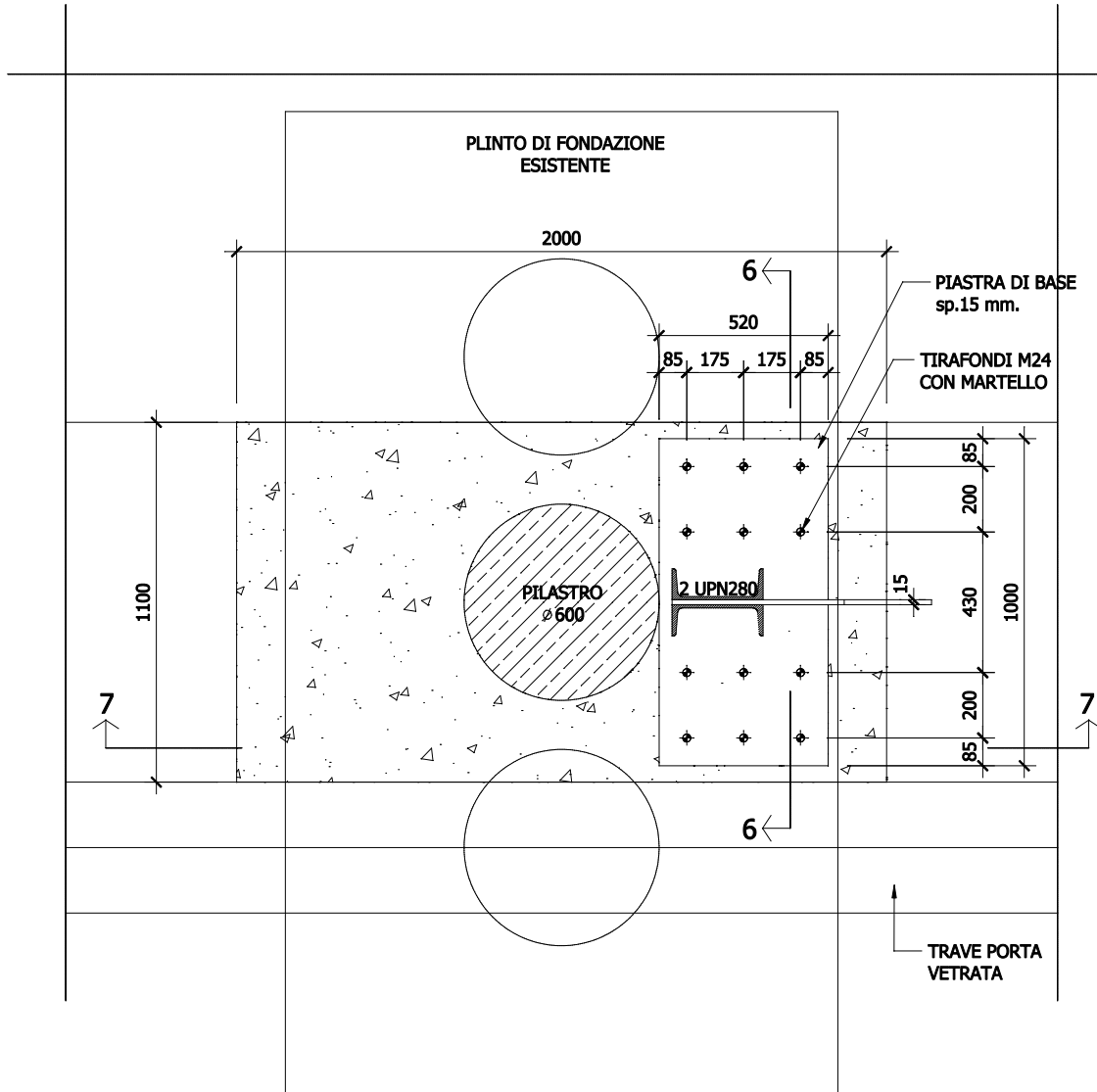


Figura 27: Telaio metallico di controvento.

La resistenza a trazione del tirafondo con testa a martello è valutata come indicato nel capitolo 7.4.5.4 del libro “Strutture in Acciaio” di Ballio e Mazzolani. Si ha:

$$N_{Rd} = \frac{f_{bd}}{\left(1 + \phi/\alpha\right)^2} \cdot \pi \cdot \phi \cdot L + f_{cd} \cdot \alpha \cdot \pi \cdot r^2$$

Con f_{bd} , tensione di contatto calcestruzzo-acciaio pari a (con diametro della barra inferiore a 32mm):

$$f_{bd} = \frac{2.25 \cdot f_{ctk}}{1.5} = \frac{2.25 \cdot (0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3})}{1.5} = 2.90 \text{ MPa}$$

Mentre ϕ rappresenta il diametro della barre adottata e a la distanza fra barra e bordo libero del calcestruzzo, pari a 235mm. Con una lunghezza di ancoraggio pari a 400mm ($L > a$) si ottiene un coefficiente α pari a 0.875.

Si ottiene una resistenza a trazione di:

$$N_{Rd} = \frac{f_{bd}}{\left(1 + \frac{\phi}{a}\right)^2} \cdot \pi \cdot \phi \cdot L + f_{cd} \cdot \alpha \cdot \pi \cdot r^2 = \frac{2.90}{\left(1 + \frac{24}{235}\right)^2} \cdot \pi \cdot 24 \cdot 400 + 15.87 \cdot 0.875 \cdot \pi \cdot 50^2 = 181 \text{ kN}$$

La verifica a trazione è soddisfatta

VERIFICA DELLE FONDAZIONI PROFONDE ESISTENTI

Di seguito si riporta la verifica del plinto di fondazione esistente sul quale si va ad innestare il portale metallico di controvento.

La fondazione esistente è costituita da un plinto delle dimensioni di 170x300x100cm innestato su due pali del diametro di 60cm della lunghezza di 30m (lunghezza ricavata dai disegni costruttivi dell'epoca).

Le sollecitazioni sismiche che agiscono in fondazione sono quelle derivanti dal nuovo telaio metallico controventato.

Le sollecitazioni massime prese in considerazione per la verifica di portanza dei pali derivano dalla combinazione fra le reazioni vincolari del pilastro circolare con il telaio di controvento adiacente.

Assumendo che il plinto di base sia sufficientemente rigido da trasmettere le sollecitazioni al palo, si può assumere che le sollecitazioni massime ad esso trasmesse sono le seguenti ($\alpha \approx 36^\circ$):

$$N_{ed} = -(890 + 680 \sin \alpha) / 2 \text{ kN (num. 2 pali ogni plinto)}$$

$$M_{edy} = -143 \text{ kN m}$$

$$M_{edz} = 20 \text{ kN m (ritenuto trascurabile)}$$

Il momento flettente M_{edy} può considerarsi ripartito sui due pali come uno sforzo normale equivalente pari a $N_{ed,M} = M_{edy} / \text{braccio} = 143 / 1.5 = 95 \text{ kN}$; per questo il massimo sforzo normale di compressione presente in ogni palo è, rispettivamente, circa pari a $N_{ed,tot} = 1290 / 2 + 95 = 740 \text{ kN}$ e pari a $N_{ed,tot} = 1200 / 2 - 95 = 550 \text{ kN}$.

Per la definizione della capacità portante di un palo è necessario definire la litologia dei terreni e le loro caratteristiche meccaniche; in Tabella sono quindi riassunte le principali informazioni ricavabili dalle prove penetrometriche eseguite nel dicembre 2013.

z [m]		qc [MPa]	Cu [kPa] *	Litologia
0.0	1.5	3.00	-	Sabbia limosa e limo sabbioso
1.5	8.8	Da 0.8 a 1.00	61	Argille limose e limi argillosi
8.8	10.6	1.50	94	Argille limose e limi argillosi
10.6	16.8	1.00	57	Argille limose e limi argillosi
16.8	18.6	2.50	156	Argille limose o Argille
18.6	19.2	1.00	55	Argille limose o Argille
19.2	20.8	2.50	154	Argille limose o Argille
20.8	21.2	1.00	54	Argille limose o Argille
21.2	26.0	2.50	151	Argille limose o Argille
26.0	27.2	1.00	50	Argille limose o Argille
27.2	28.2	1.50	83	Argille organiche o torba
28.2	30.0	2.00	115	Argille limose o Argille

* AA.VV, $N_k = 15$

nota: posizione falda assunta a 2.5m da p.c.

Il calcolo della portata unitaria laterale è eseguito secondo il metodo “ α ” e per ognuno degli strati in prevalente matrice fine è stato, quindi, calcolato un valore di resistenza laterale $q_{s,i}$ come segue:

$$q_{s,i} = \alpha_i \cdot C_{u,i}$$

Dove il coefficiente α_i è inferiore all’unità ed è funzione di diversi parametri quali la profondità; tale coefficiente è stato valutato utilizzando le correlazioni proposte dalle “Raccomandazioni AGI” per pali in acciaio, mentre $C_{u,nc}$ è la coesione non drenata riportata nella Tabella sopra.

Il valore del coefficiente α_i è stato definito per ognuno degli strati di terreni in matrice fine attraverso l’ausilio di un foglio di calcolo Excel, nel quale sono stati implementati i valori sotto riportati per i vari valori di C_u definiti per i terreni:

C_u [kPa]	α [-]	$q_{s,max}$ [kPa]
≤ 25	0.9	100
25-50	0.8	
50-75	0.6	
> 75	0.4	

La portata per attrito laterale è ottenuta dalla sommatoria delle portate laterali i-esime, come segue:

$$Q_{s,cal} = \sum q_{s,i} \cdot A_{l,i}$$

Dove $A_{l,i}$ è l'area laterale i-esima.

Nel caso particolare di esame ($D = 0.6\text{m}$ e $L = 30\text{m}$):

$$\text{compressione } Q_{s,k} = Q_{s,cal} - W \approx 1930\text{kN}$$

$$\text{trazione } Q_{s,k} = Q_{s,cal} + W \approx 2350\text{kN}$$

Dove W è il peso del palo stesso.

La procedura di dimensionamento per determinare la portata di progetto è quella esplicita nelle Norme Tecniche del 2008-cap. 6 e 7.

La progettazione del palo è stata eseguita secondo l'APPROCCIO 2 ($A1 + M1 + R3$), utilizzando i coefficienti parziali nelle tabelle 6.2.I per le azioni, 6.2.II per i materiali e 6.4.III per le resistenze caratteristiche dei materiali; in tale verifica i coefficienti amplificativi delle azioni sono stati considerati unitari in quanto le verifiche sono effettuate per azioni sismiche.

La resistenza caratteristica $Q_{s,k}$ deve essere fattorizzata utilizzando i coefficienti ξ_i proposti dalla normativa, nel qual caso la portata $Q_{s,cal}$ fosse stata stimata utilizzando correlazioni semi-empiriche di letteratura (caso b-par. 6.4.3.1.1):

$$\text{compressione } R_{c,k,l} = \frac{Q_{s,k}}{\xi_3} = \frac{1930}{1.6} = 1200\text{kN}$$

$$\text{trazione } R_{t,k,l} = \frac{Q_{s,k}}{\xi_3} = \frac{2350}{1.6} = 1468\text{kN}$$

Dove $\xi_3 = 1.6$ è stato scelto in base al numero di indagini eseguite in prossimità della posizione dei pali (numero di prove a disposizione pari a 3).

La resistenza di progetto R_d del palo soggetto a forze di compressione e trazione è stata infine determinata a partire dal calcolo della resistenza caratteristica laterale $R_{k,l}$, nel seguente modo:

$$\text{compressione } R_d = \left(\frac{R_{c,k,l}}{\gamma_{R,l}} \right) = \frac{1200}{1.15} = 1043\text{kN}$$

$$\text{trazione } R_d = \left(\frac{R_{t,k,l}}{\gamma_{R,l}} \right) = \frac{1468}{1.25} = 1170\text{kN}$$

Dove $\gamma_{R,l} = 1.15$ per i pali trivellati soggetti a sforzo di compressione e $\gamma_{R,l} = 1.25$ per i pali trivellati soggetti a sforzo di trazione.

.

Il valore R_d di compressione e trazione deve essere confrontato con il massimo del carico trasmesso al palo dalla fondazione, N_d :

$$N_{ed,tot} = 740 \text{ kN} < R_d = 1043 \text{ kN} \quad \text{La verifica è soddisfatta}$$

Il valore R_d di trazione deve essere confrontato con il massimo del carico trasmesso al palo dalla fondazione, N_d :

$$N_{ed,tot} = 550 \text{ kN} < R_d = 1170 \text{ kN} \quad \text{La verifica è soddisfatta}$$

E' da osservare che non è possibile affermare che la punta del palo sia effettivamente ancorata in un banco di sabbia, come definito nelle tavole di progetto a disposizione, in quanto le prove penetrometriche terminano alla quota di -30m da piano campagna: per tale ragione il carico di punta non è mai considerato nel calcolo della capacità portante del palo, come di solito avviene generalmente per il calcolo dei pali trivellati.

Nel calcolo non è stato considerato infine considerato il contributo dato dal plinto di fondazione che collega i due pali trivellati.

11.3 VERIFICA NUOVA CONNESSIONE COLONNA-TRAVE

La verifica della connessione trave-colonna verrà eseguita considerando la massa corrispondente al nodo in condizioni di SLV eccitata dalla forzante sismica ed applicata come carico statico al collegamento.

L'azione sismica agente su tali elementi si può determinare, a favore di sicurezza, mediante un'analisi statica lineare, considerando l'accelerazione massima di picco dello spettro di progetto (spettro al 60%) moltiplicata per il carico che compete a ciascun nodo per area di influenza.

$$S_d(T_B < T < T_C) = 0.304g$$

$$A_{inf} = 10.8 \cdot (25/2) \cong 135 \text{ m}^2$$

$$F_{MAX} = [(3.5 + 3 + 0.2) \cdot 135 + 13.35 \cdot 10.8] \cdot 0.304 \cong 320 \text{ kN}$$

Il collegamento è realizzato con 4 barre filettate passanti M27 classe 8.8 sulla trave prefabbricata di bordo e 12 barre M24 connesse alla colonna circolare.

VERIFICA BARRE FILETTATE PASSANTI TRAVE (N°4 M27)

Le barre filettate passanti sono soggette a sforzo di taglio. La resistenza del collegamento è definita dal contatto acciaio-calcestruzzo. La resistenza del calcestruzzo, con riferimento a rotture di tipo fragile, è pari a 18.72 MPa, come riportato nel precedente capitolo 5.2. Si precisa che la superficie di contatto barra-calcestruzzo è determinata dalle sole pareti verticali della trave "a cassone" aventi larghezza di 95mm ciascuna.

Con una forza massima globale di 320kN, si ha una tensione sulla superficie di contatto barra/trave di:

$$\sigma_{max} = \frac{F_{MAX}/4}{A} = \frac{F_{MAX}/4}{B_{tr} \cdot (\pi \cdot r_b)} = \frac{80E + 3}{190 \cdot (\pi \cdot 13.5)} \cong 10 \text{ MPa} < f_{cd,FRAGILE}$$

La verifica è soddisfatta

VERIFICA BARRE FILETTATE COLONNA (N°12 M24)

Con una forza massima globale di 320kN, si ha uno sforzo di taglio sulla singola barra inghisata pari a 27kN.

La resistenza a taglio della barra è pari a:

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 135 \text{ kN} \gg F_{v,Ed}$$

Tale calcolo è comunque a favore di sicurezza, in quanto la connessione risulta essere a completo contatto con la colonna in calcestruzzo e di fatto, prima di mobilitare la resistenza a taglio dei bulloni si dovrebbe avere una rottura a lato calcestruzzo sull'interfaccia capitello-colonna. Considerando la resistenza di calcolo del calcestruzzo per la crisi fragile, pari a 18.72MPa ed ipotizzando una lunghezza dell'arco di contatto capitello-colonna pari a 470mm (corrispondente ad un angolo di 45°) si ottiene una superficie di contatto pari a 3200cm², ottenendo una tensione di contatto di 0.95 MPa molto inferiore alla resistenza per crisi fragile del calcestruzzo.

11.4 VERIFICA DEL MARTELLAMENTO

In tali prefabbricati occorre porre particolare attenzione agli spostamenti di piano, verificando il martellamento fra il corpo di fabbrica e l'adiacente fabbricato. Come già anticipato i fabbricati adiacenti sono separati da un giunto strutturale che non è stato studiato e progettato per permettere ai fabbricati di potersi correttamente muovere in ambito dinamico.

Come indicato al capitolo 7.2.2 delle NTC 2008 la distanza fra due costruzioni contigue deve essere verificata in condizioni di SLV al fine di evitare fenomeni di martellamento.

Lo spostamento ricavato dalla modellazione lineare d_{Ee} deve essere amplificato come indicato al capitolo 7.3.3.3 relativo alla Valutazione degli spostamenti mediante analisi lineare dinamica.

Lo spostamento risulta essere pari a:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

Dove:

$$\begin{aligned} \mu_d &= q & \dots T_1 \geq T_C \\ \mu_d &= 1 + (q-1) \frac{T_C}{T_1} & \dots T_1 < T_C \end{aligned}$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

Nel caso in esame, T_1 (0.518s) è minore di T_C (0.660s). Dunque:

$$\mu_d = 1 + (1.5 - 1) \cdot \frac{0.660}{0.518} = 1.64$$

Considerando i due punti principali di contatto fra i due corpi di fabbrica adiacenti, ovvero la trave scatolare di bordo (1) e la trave centrale (2), gli spostamenti da modello sono pari a:

$$d_{EeY,1} = 4.5mm$$

$$d_{EeY,2} = 3mm$$

Si ottengono i seguenti valori di progetto:

$$d_{EY,1} = \pm 1.64 \cdot 4.5 \cong 7.38mm$$

$$d_{EY,2} = \pm 1.64 \cdot 3 \cong 5mm$$

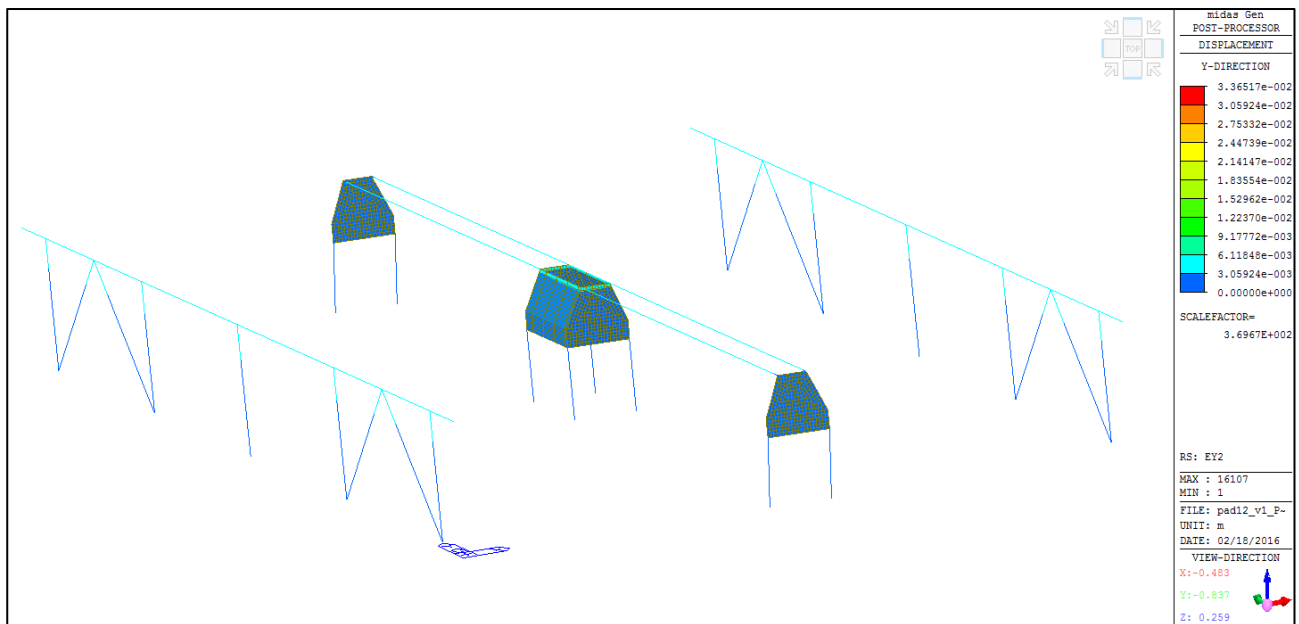


Figura 28: Spostamenti del fabbricato in direzione Y. Combinazione sismica in Y.

Lo spostamento di progetto del corpo di collegamento 3-4 adiacente al padiglione in oggetto, risulta essere pari 4mm. Per una disamina dettagliata del calcolo di progetto di tale spostamento si rimanda alla relazione di calcolo del relativo corpo di collegamento 3-4.

La sommatoria fra lo spostamento del padiglione in oggetto e del corpo adiacente è dunque pari a 12mm in corrispondenza delle travi di bordo (1) e di 9mm in corrispondenza della trave centrale (2). Entrambi inferiori rispetto al giunto strutturale esistente fra i due fabbricati, pertanto la **verifica risulta essere soddisfatta**.

12 CONSIDERAZIONI GENERALI

In conclusione è opportuno elencare una serie di considerazioni utili ad una corretta comprensione delle analisi e dei risultati ottenuti, indicando le ipotesi e le assunzioni fatte, per far comprendere al meglio il percorso seguito.

12.1 LIMITI DELLA MODELLAZIONE

Per una corretta analisi sismica dello stato di fatto, richiesta dalla legge n. 122 del 1° Agosto 2012, è stato scelto di realizzare un'analisi dinamica lineare (analisi modale) operando come disposto al paragrafo 7.3.3.1 dell'NTC 2008 ("Nuove norme tecniche per le costruzioni e circolare esplicativa").

La scelta di operare con tale analisi nasce dalla sua grande affidabilità e dall'inopportunità nell'applicare un'analisi non lineare molto complessa e risvolti gravosi dal punto di vista computazionale, di fronte ad uno studio ove sovente è necessario introdurre numerose semplificazioni.

L'analisi elastica lineare non è in grado di rilevare meccanismi dissipativi all'interno della struttura ma, lo schema tipico utilizzato per la realizzazione dei capannoni è caratterizzato dal fatto che la dissipazione di energia è concentrata quasi solo esclusivamente alla base dei pilastri. Seguendo i dettami della normativa vigente, sono stati trascurati gli effetti dovuti all'azione dell'attrito nei vincoli.

La modellazione agli elementi finiti è stata basata principalmente sull'ipotesi di considerare incernierati gli elementi strutturali orizzontali come travi principali e tegoli di copertura. In funzione delle tipologie di vincolo che presentano prevalentemente gli elementi prefabbricati, nei limitati casi in cui gli elementi strutturali prefabbricati presentano integrazioni con getti in opera o collegamenti estesi, si potrebbero manifestare vincoli leggermente diversi dalle "cerniere pure" nello schema statico in esame. A favore di sicurezza, anche in questi casi, nella modellazione precedentemente impostata non è stato trascurato lo studio con l'assunzione di "pure cerniere" in corrispondenza dei vincoli.

Insiti nello studio e nella modellazione di tutte le strutture con il Metodo agli Elementi Finiti, sono presenti alcune semplificazioni (a favore di sicurezza) legate alla reale dimensione degli elementi strutturali. La rappresentazione matematica di un componente strutturale attraverso un

elemento che nella sua disposizione geometrica non presenta spessore esalta in alcuni casi ed in alcune specifiche sezioni, i valori delle sollecitazioni.

12.2 CONSIDERAZIONI SULL'INFINITA RIGIDEZZA DEL SOLAIO DI PIANO

Al paragrafo 7.2.6 del DM 2008 viene esplicitato che gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in c.a. di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali in acciaio o in legno e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza.

Come già evidenziano nel Capitolo 7 la modellazione del solaio di copertura, in particolare della sua rigidezza e della sua funzione di collegamento fra gli elementi strutturali è stata eseguita mediante elementi *beam* rappresentanti le anime del tegolo pi greco ed elementi *plate* rappresentativi dell'ala estradossale dell'elemento.

Gli elementi *beam* sono stati vincolati alle travi di bordo mediante vincolo a cerniera.

13 RIASSUNTO CONCLUSIVO DELLE ANALISI SVOLTE

Le analisi sismiche effettuate sulla struttura considerando gli interventi di progetto hanno mostrato la capacità del fabbricato di resistere al 60% dell'azione sismica di progetto.

PRESSOFLESSIONE	TAGLIO	MARTELLAMENTO
>60%	>60%	>60%

Tabella 19: coefficienti di sicurezza

Si tiene a precisare la filosofia dell'intervento di miglioramento, che a causa della presenza di un giunto strutturale con il fabbricato adiacente si è concentrata sulla realizzazione di elementi sismoresistenti aventi una certa rigidezza per poter limitare e controllare gli spostamenti del fabbricato ed evitare in questo modo fenomeni di martellamento in condizioni di SLV.



IL TECNICO:
Ing. Davide Grandis
COLLABORATORE:
Ing. Matteo Vincenzi