

Ing. DAVIDE GRANDIS

MezzadrlIngegneria S.r.l.

Via Mulinetto n.35 - 44100 Ferrara

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

REGIONE EMILIA ROMAGNA COMUNE DI FERRARA



viale della Fiera, 11 Ferrara



EVENTI SISMICI MAGGIO 2012

INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO SISMICO CONTROLLATO AL 60%

PADIGLIONE 6

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

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_Vulnerabilità_Padiglione6



IL TECNICO:

Ing. Davide Grandis

COLLABORATORE:

Ing. Matteo Vincenzi

INDICE

PREMESSA.....	3
1. DESCRIZIONE GENERALE DEL COMPLESSO FIERISTICO	16
1.1 UBICAZIONE.....	16
1.2 CARATTERISTICHE GENERALI DEL COMPLESSO	16
2. DESCRIZIONE DEL FABBRICATO IN OGGETTO	19
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO E CARATTERISTICHE MATERIALI	23
3.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	23
3.2 MATERIALI	23
3.2.1 Calcestruzzo (CIRCOLARE §C8.7.2 e NTC 2008 §11.2)	23
3.2.2 Acciaio per cemento armato (CIRCOLARE §C8.7.2 e NTC 2008 § 4.1.2.1.1.3)	25
3.2.3 Acciaio da carpenteria (NTC 2008 § 4.2 e § 11.3.4)	27
4. AZIONI SULLE COSTRUZIONI.....	29
4.2 PESI PROPRI DEI MATERIALI STRUTTURALI (NTC 2008 § 3.1.2)	29
4.3 AZIONE DELLA NEVE (NTC 2008 § 3.4)	30
5. AZIONE SISMICA (NTC 2008 § 3.2)	32
5.1 REGOLARITA' (NTC 2008 § 7.2.2)	32
5.2 VITA NOMINALE (NTC 2008 § 2.4.1).....	34
5.3 CLASSE D'USO (NTC 2008 § 2.4.2).....	34
5.4 PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 § 2.4.3)	34
5.5 CRITERI DI PROGETTAZIONE (NTC 2008 § 7.2.1)	34
5.6 TIPOLOGIA STRUTTURALE (NTC 2008 § 7.4.3.1 e § 7.4.3.2)	35
5.7 STATI LIMITE E PROBABILITA' DI SUPERAMENTO (NTC 2008 § 3.2.1)	37
5.8 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO (NTC 2008 § 3.2.2).....	38
5.9 DESCRIZIONE DEL MOTO SISMICO (NTC 2008 § 3.2.3.1).....	39
6. COMBINAZIONE DELLE AZIONI (NTC 2008 §2.5.3).....	44
6.2 STATO LIMITE ULTIMO (SLU)	44
6.3 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI.....	45
6.4 RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITA' SPAZIALE DEL MOTO (NTC 2008 § 7.3.5)	46
7. MODELLAZIONE DEL FABBRICATO	47
8. ANALISI DINAMICA LINEARE (NTC 2008 §7.3.3.1).....	51

8.2	DETERMINAZIONE DEI MODI PRINCIPALE DI VIBRARE	52
9	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO.....	55
9.2	VERIFICA DEI PILASTRI	55
9.2.1	Verifica a pressoflessione (NTC 2008 § 4.1.2.1.2.4)	55
9.2.2	Verifica a taglio (NTC 2008 § 4.1.2.1.3.2).....	57
9.3	VERIFICA DEL MARTELLAMENTO	60
10	VERIFICA DEI TELAI METALLICI DI FACCIATA.....	62
11	CONSIDERAZIONI GENERALI	69
11.2	LIMITI DELLA MODELLAZIONE.....	69
11.3	CONSIDERAZIONI SULL'INFINITA RIGIDEZZA DEL SOLAIO DI PIANO	70
12	RIASSUNTO CONCLUSIVO DELLE ANALISI SVOLTE	71
	ALLEGATO A – TABULATI DI VERIFICA	72
	VERIFICA A PRESSOFLESSIONE DEVIATA	72
	VERIFICA A TAGLIO	80
	ALLEGATO B – TABULATI MODELLAZIONE FEM.....	85

PREMESSA

Alla luce delle continue evoluzioni subite dal quadro legislativo nazionale e regionale a seguito degli eventi sismici manifestatisi nel maggio 2012:

- **Ordinanza** Presidenza del Consiglio dei Ministri – Dipartimento della Protezione Civile N. 0002 in data 2.06.2012
- **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**

si rende necessario riportare alcune analisi svolte in via preliminare, nel rispetto dell'Art. 3 comma 10 della Legge 1° Agosto 2012 N.122.

Il comma appena richiamato contempla le seguenti disposizioni:

“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.

Occorre osservare che attualmente NON risultano disponibili MAPPE DI SCUOTIMENTO nella loro stesura ufficiale e definitiva ma soltanto studi preliminari ed indicativi da parte dell'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) consultabili direttamente dallo specifico sito internet (link: <http://shakemap.rm.ingv.it/shake/index.html>) con la seguente premessa e considerazione:

“Le mappe di scuotimento - ShakeMap - presentate in questo sito web sono calcolate solo a fini di ricerca e danno esclusivamente stime indicative dello scuotimento sofferto. Esse sono calcolate automaticamente dai dati strumentali registrati dalle stazioni sismiche ed aggiornate

man mano che nuovi dati diventano disponibili. Le mappe non hanno alcun valore ufficiale e l'INGV declina ogni responsabilità da un uso improprio delle informazioni in esse riprodotte."

INGV ha dedicato un ampio spazio nel proprio sito web destinato alle mappe di scuotimento relative alle sequenze sismiche in Emilia Romagna avvenute a maggio 2012 e alla legge n.122 del 01.08.2012. In particolare, INGV dichiara: "La Legge 1 agosto 2012, n. 122 - Conversione in legge, con modificazioni, del decreto-legge 6 giugno 2012, n. 74, recante interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici che hanno interessato il territorio delle province di Bologna, Modena, Ferrara, Mantova, Reggio Emilia e Rovigo, il 20 e il 29 maggio 2012 (12G0148) - riporta all'art. 3 le norme da adottare per la "Ricostruzione e riparazione delle abitazioni private e di immobili ad uso non abitativo; contributi a favore delle imprese; disposizioni di semplificazione procedimentale". Al comma 10 del suddetto articolo, si fa riferimento alle mappe di scuotimento. In merito ed in seguito alle numerose richieste giunte al riguardo, si ritiene di dover chiarire che il ruolo dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia è limitato alla realizzazione e al rilascio delle mappe di scuotimento (<http://shakemap.rm.ingv.it>); **INGV non ha pertanto alcun ruolo ufficiale per fornire chiarimenti o interpretazioni sul contenuto delle Norme e sugli aspetti applicativi delle stesse.** In base ai quesiti giunti a INGV dal momento della pubblicazione su Internet delle prime bozze delle Norme da adottare per ottenere la certificazione di agibilità sismica a seguito dei fenomeni sismici in Emilia, si propone nel seguito un elenco delle principali richieste di chiarimento con le relative risposte. Questo elenco sarà integrato con ulteriori quesiti di interesse generale. Approfondimenti sull'applicazione delle Norme possono essere richiesti alle autorità competenti."

I dati riportati nelle "tabelle" fornite dall'INGV risultano inoltre particolarmente lacunosi per l'evento sismico del 20 maggio 2012 per l'assenza di stazioni di rilevamento disposte sull'area colpita. In particolare per i comuni in prossimità della città di Ferrara, tale condizione limita particolarmente gli studi e le analisi, non risultando disponibili valori propri dell'evento di maggiore intensità. Inoltre, non si può verificare il grado di attendibilità dei valori di accelerazione calcolati: "Una volta acquisito il valore massimo tra le tre componenti del movimento del terreno registrato dalle stazioni sismiche, lo scuotimento tra una stazione e l'altra viene stimato tramite delle relazioni empiriche che lo mettono in relazione con la magnitudo e la distanza epicentrale o dalla faglia. Il movimento del terreno può variare molto anche a piccole distanze, a causa di condizioni geologiche locali che spesso non sono note. Quindi le mappe di scuotimento qui riportate sono solo approssimate."

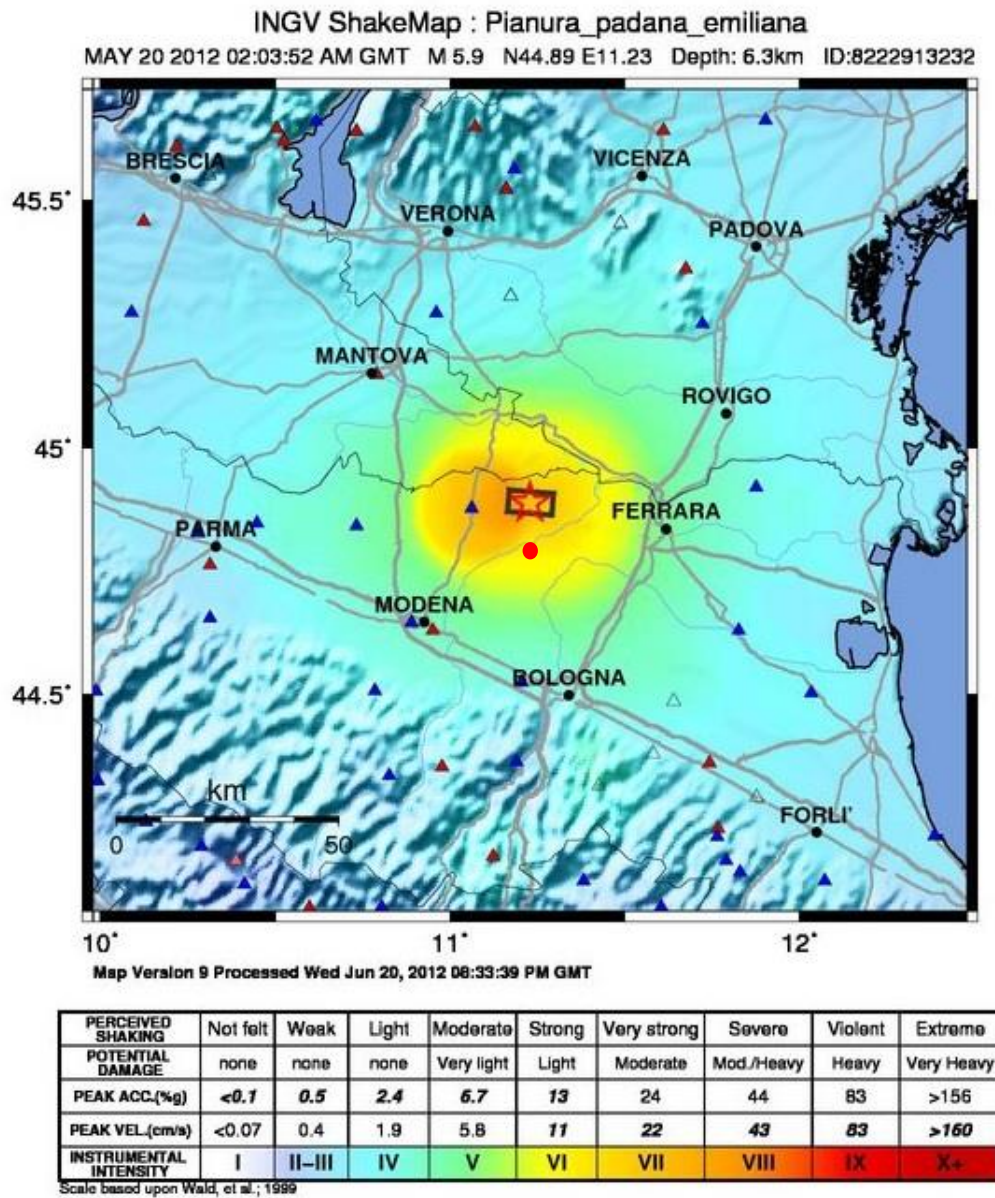


Figura 1: Mappa di scuotimento relativa all'evento sismico del 20/05/2012. Il punto rosso rappresenta il sito in oggetto.

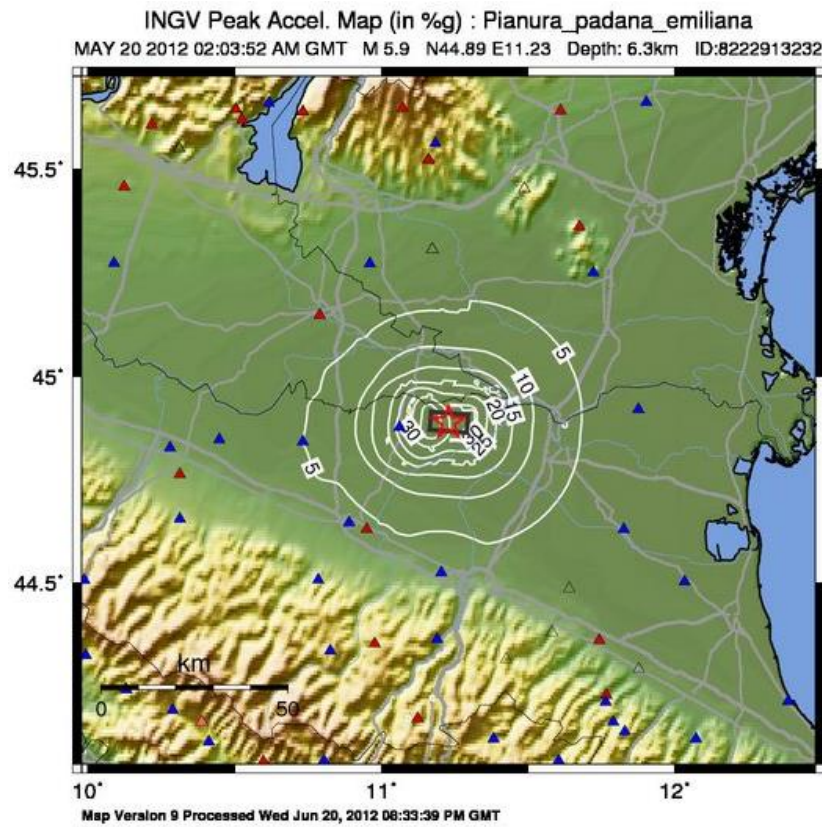


Figura 2: Mappa di PGA (Peak Ground Acceleration) relativa all'evento sismico del 20/05/2012.

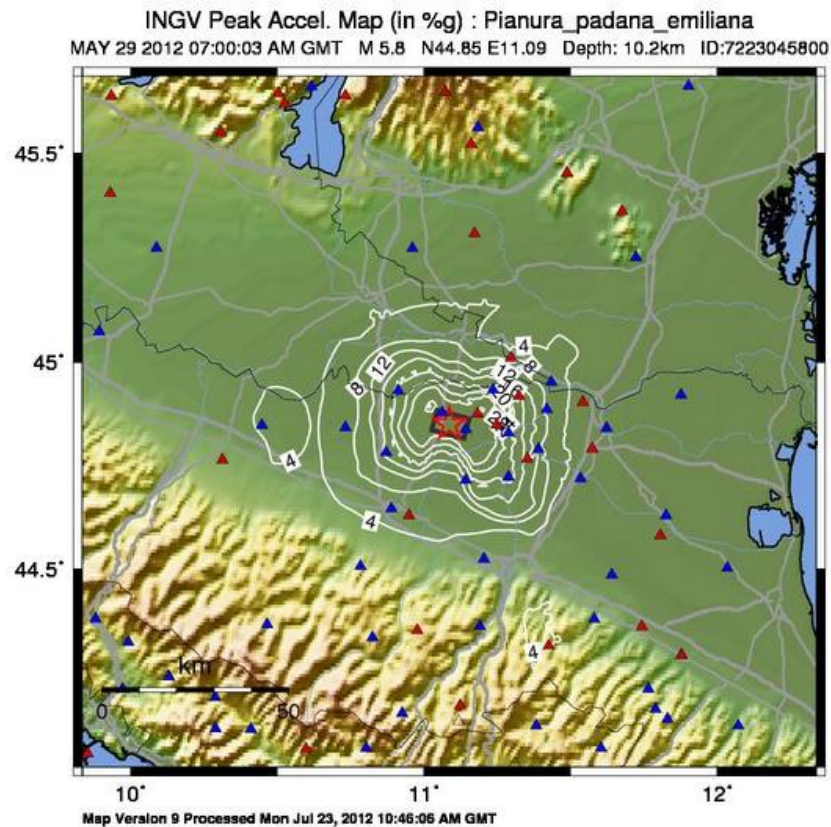


Figura 3: Mappa di PGA (Peak Ground Acceleration) relativa all'evento sismico del 29/05/2012.

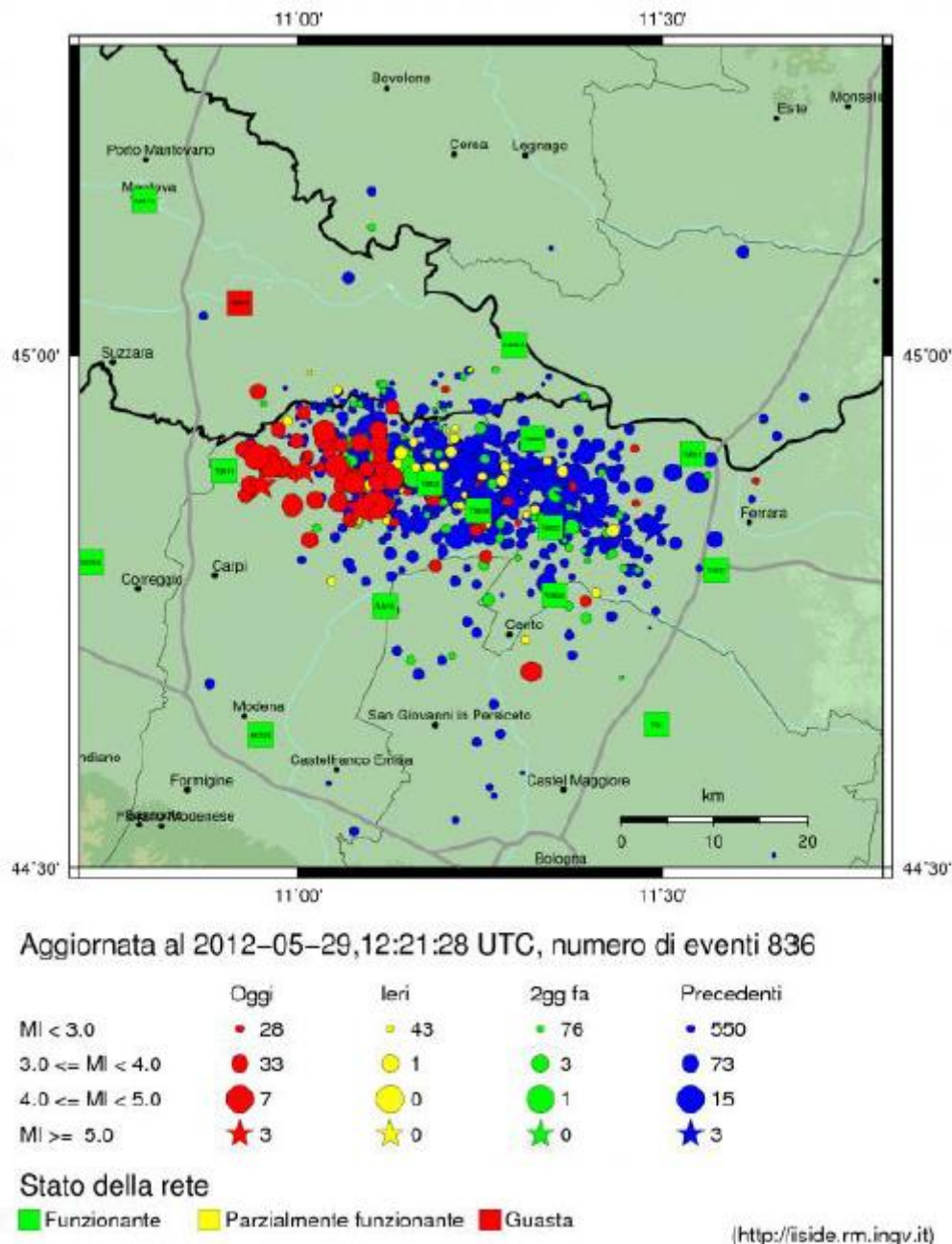


Figura 4: Mapa epicentrale per la sequenza sismica in Emilia dal 16/05/2012 al 29/05/2012

Ad oggi, i dati forniti da INGV sono stati aggiornati varie volte, ma i valori numerici relativi all'accelerazione subita dalle varie zone e rilevata strumentalmente sono rimasti invariati.

In particolare INGV riporta la seguente dichiarazione: "A seguito della Legge 1 agosto 2012, n. 122, gli aggiornamenti degli eventi dell'Emilia sono temporaneamente sospesi per evitare cambiamenti durante il periodo di applicazione della legge stessa".

Pur sapendo che le indicazioni fornite dalla legge fanno riferimento ai documenti prodotti da INGV, per un esame più completo ed approfondito sono state esaminate anche le mappe di

scuotimento, redatte da altri istituti nazionali (Eucentre, Reluis) di elevata professionalità specifica del settore.

Comunicato: aggiornamento del 29/05/2012 ore 08:14 UTC.

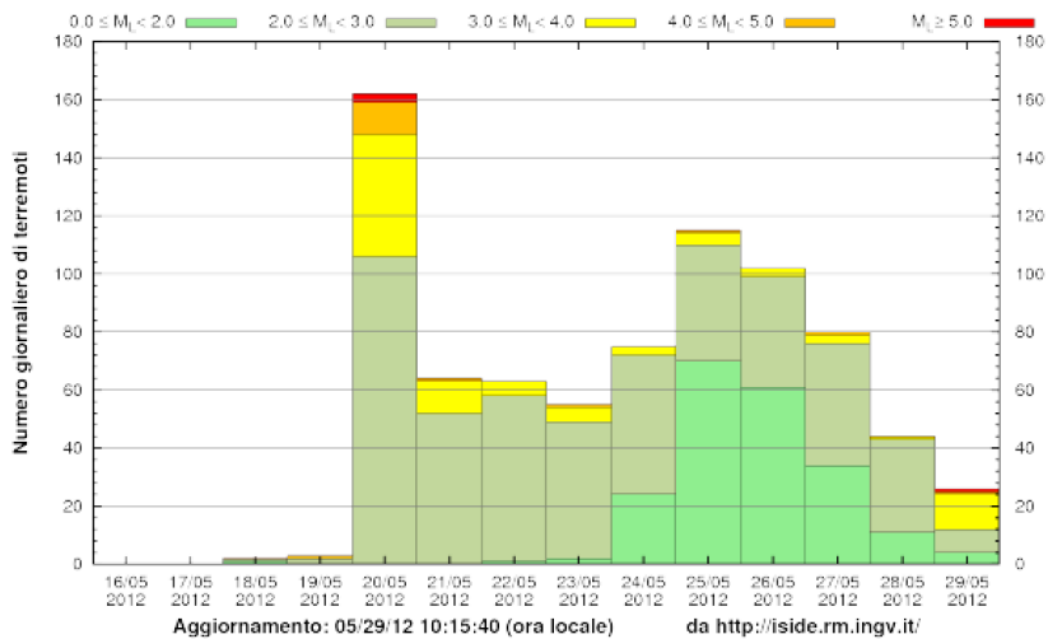


Figura 5: eventi sismici dal 16.05.2012 al 29.05.2012

Map of recorded PGA (g) - RAN

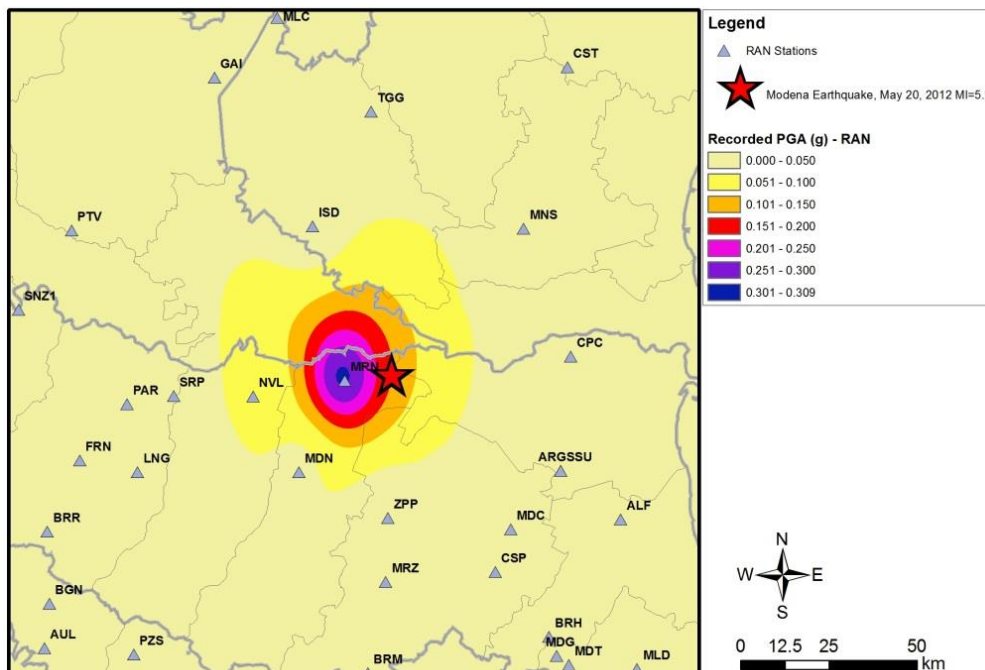


Figura 6: Mappa di scuotimento dell'evento sismico del 20/05/2012 (Eucentre).

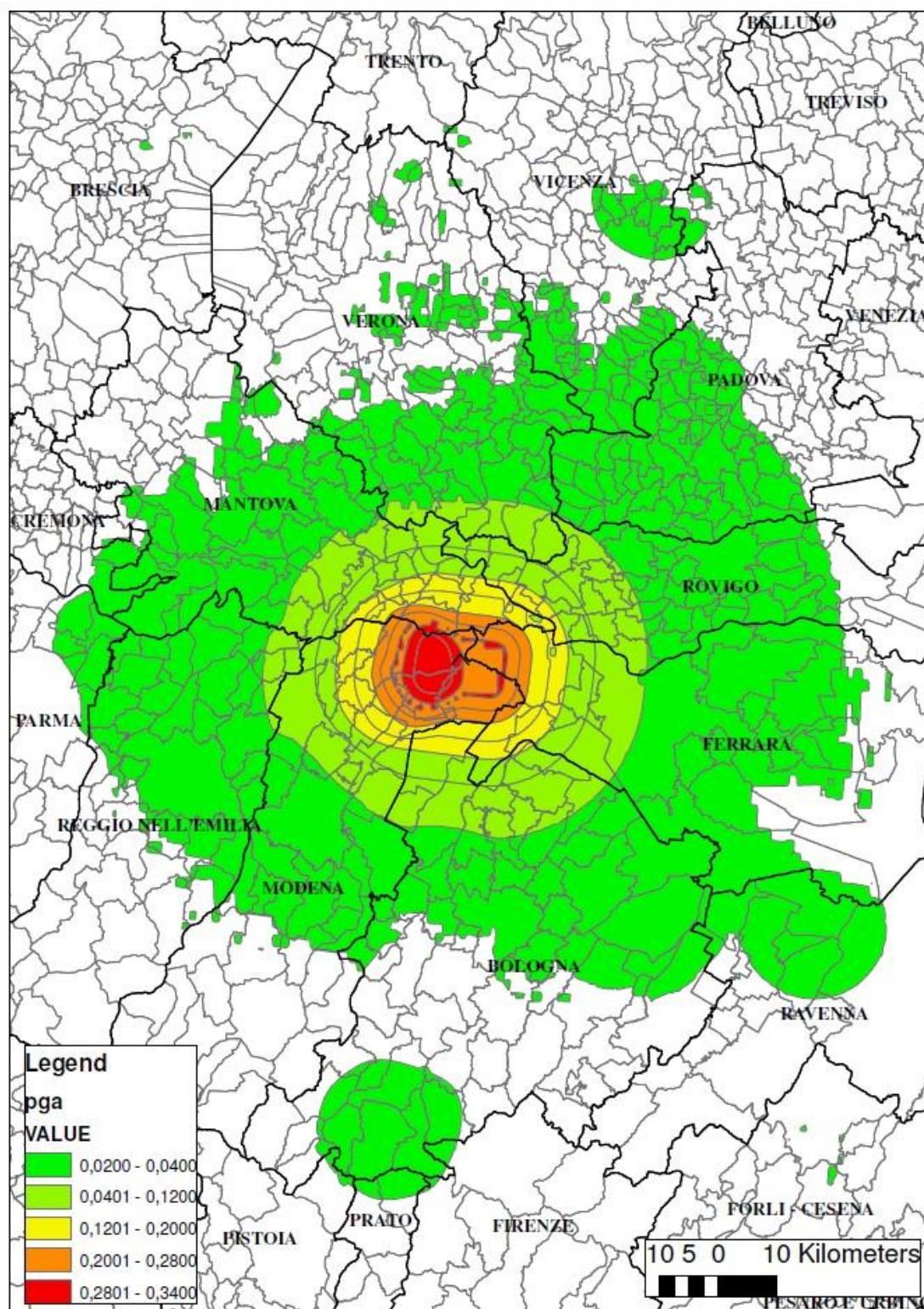


Figura 7: Mappa di scuotimento dell'evento sismico del 20/05/2012 (RELUIS).

Si riporta inoltre una caratterizzazione delle accelerazioni subite dal territorio in esame, redatta recentemente dalla Regione Emilia Romagna.

Sono state ricavate, al variare del sito, le aree in cui l'accelerazione spettrale subita dalla costruzione in esame è maggiore del 70% dell'accelerazione spettrale elastica per il progetto di una nuova costruzione.

La superficie individuata nella figura seguente è qui definita *superficie di possibile esclusione* (SPE) dall'obbligo di valutazione della sicurezza ai sensi delle NTC08; il poligono che delimita la SPE è definito *poligono di possibile esclusione* (PPE).

Giova chiarire che, definita una classe d'uso (ovvero un periodo di ritorno dell'azione T_r , in questo specifico caso), ad essa è associata una singola superficie di possibile esclusione che, per la procedura adottata, è indipendente dal periodo proprio T della costruzione. Alle diverse classi d'uso sono associate diverse superfici di possibile esclusione: è, cioè, definita una superficie di esclusione per ciascuna classe d'uso.

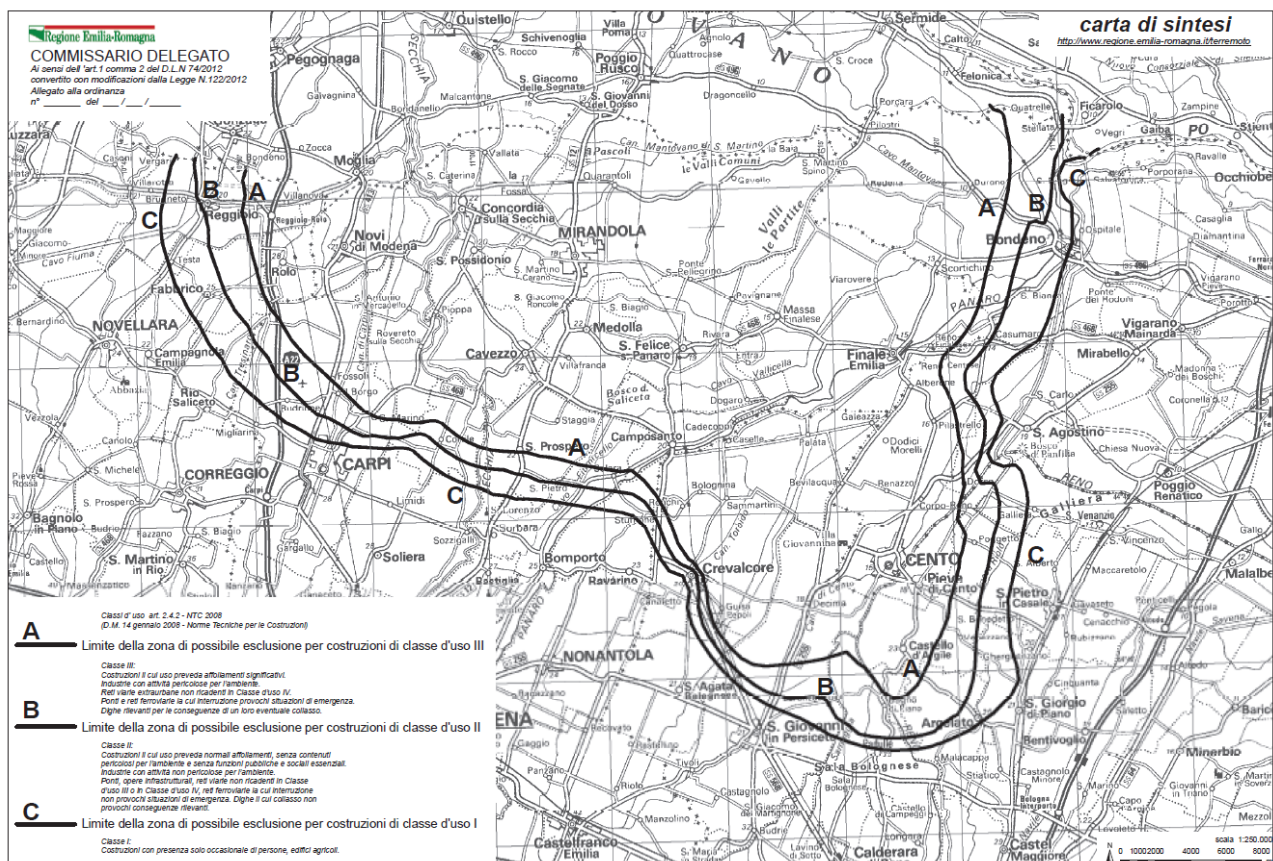


Figura 8: Superficie di possibile esclusione.

Dunque la pianta di Figura 8 mostra quali sono le zone in cui è stato superato il 70 % dell'accelerazione spettrale elastica per il progetto di una costruzione nuova. Si può osservare

graficamente che l'area di Ferrara risulta essere al di fuori dell'area in cui è stato superato il 70% dell'azione sismica.

A supporto di ciò, analizziamo i dati riportati nelle Figure 1, 6, 7.

I dati che emergono da tali analisi portano ad identificare i seguenti livelli di accelerazione per l'area di Ferrara:

INGV: $a_g = 0,024g$

Eucentre: $a_g = 0,0 \div 0,05g$

Reluis: $a_g = 0,02 \div 0,04g$

Tutti i valori paiono confrontabili fra loro e presentano un'accelerazione di soglia bassa.

Il riferimento fornito da INGV pare perciò in gran parte confermato anche dagli altri istituti.

Nella necessità di dover inquadrare la risposta sismica delle strutture di seguito presentate, pur con i limiti nella disponibilità di informazioni tecnico-scientifiche complete e pienamente attendibili appena dichiarati sono di seguito riportate alcune verifiche svolte in modo ragionato sulla base degli "unici" parametri attualmente disponibili

In particolare si riportano le analisi svolte nel confronto dei seguenti parametri:

- Confronto diretto fra l'accelerazione di picco prevista dalla norma (NTC 2008) e l'accelerazione rilevata sul posto dalla/e stazione/i più significative
- Confronto del valore spettrale di picco calcolato secondo i dettami della normativa attualmente vigente (NTC 2008) con il valor di picco derivante dall'applicazione dei parametri rilevati sul posto durante l'evento
- Confronto fra l'accelerazione spettrale della struttura desunta dall'analisi con lo spettro di norma e l'accelerazione spettrale interpolata in corrispondenza del periodo proprio della struttura per l'area colpita dall'evento sismico.

Sulla base dei (limitati) dati forniti dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, si riporta un confronto diretto tra la massima accelerazione imposta da normativa e quella rilevata dall'INGV durante gli eventi sismici ed un confronto spettrale, sfruttando tali accelerazioni.

Confronto tra le massime accelerazioni del terreno

Tale confronto è diretto, in quanto si confrontano direttamente il valore di a_g fornito dalla Norma vigente ed il valore di a_g desunto dai dati forniti da INGV.

a_g NTC	a_g INGV	a_g INGV / a_g NTC
g	g	%
0.170	0.030	17.6

Tabella 1

Per il calcolo di a_g dalle stazioni dell'INGV, si sottolinea che sono state utilizzati i dati delle stazioni di Ferrara (FER0), Ferrara località Chiesuol del Fosso (T0820), Sant'Agostino (SAG0) e Bondeno (BON0).

In merito a tale confronto diretto, si sottolinea che *“il valore di scuotimento delle mappe rappresenta il movimento del terreno risultante dalla stima fatta con la procedura ShakeMap, la quale include anche correzioni approssimate degli effetti di sito”* mentre *“il valore di a_g presente nel Decreto del 14 Gennaio 2008 è invece relativo ad una stima probabilistica aspettata (accelerazione massima al suolo con una certa probabilità di eccedenza in un certo numero di anni) e riferita a suoli rigidi”*.

- Confronto tra le massime accelerazioni spettrali (plateau)

Tale confronto viene effettuato tra i valori massimi delle accelerazioni spettrali (il “plateau”) desumibili dai diagrammi dell'accelerazione elastica, dipendenti solo dalle caratteristiche del sito e non dalla tipologia di struttura.

$S_{e,max}$ NTC	$S_{e,max}$ INGV	$S_{e,max}$ INGV / $S_{e,max}$ NTC
g	g	%
0.759	0.139	18.3

Tabella 2

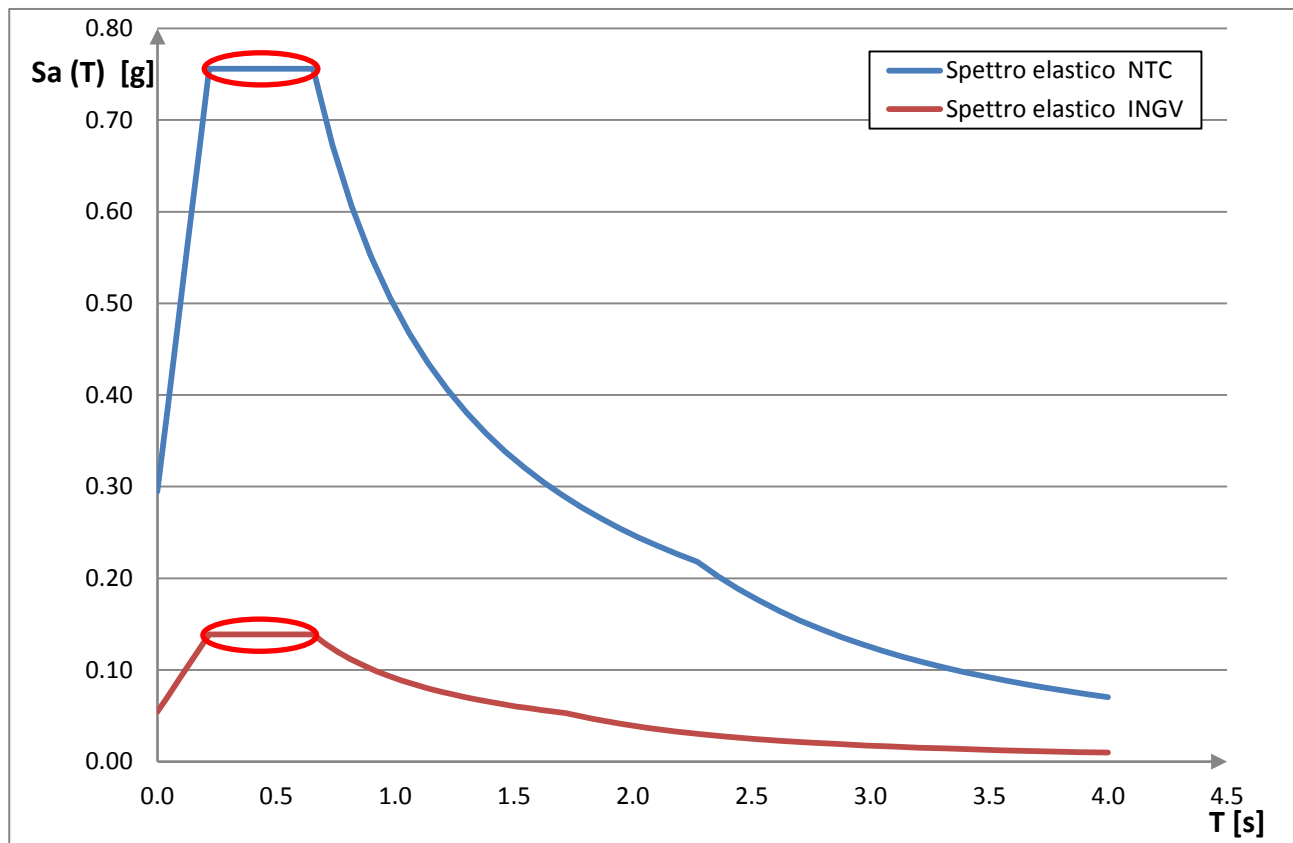


Figura 9: Confronto tra le massime accelerazioni spettrali.

- Confronto tra le accelerazioni spettrali in funzione del periodo T

Dato il periodo di vibrare proprio della struttura, ricavato secondo le analisi eseguite nel seguito della relazione, è possibile effettuare un confronto tra il valore dell'accelerazione fornita dall'NTC 2008 e dell'accelerazione fornita dall'INGV, ricavabili dai diagrammi accelerazione spettrale – periodo, in corrispondenza del valore del periodo della struttura.

T	NTC			INGV			$S_e(T) \text{ INGV} / S_e(T) \text{ NTC}$
	T	$S_e \text{ NTC}$	$S_e(T) \text{ NTC}$	T	$S_e \text{ INGV}$	$S_e(T) \text{ INGV}$	
s	s	g	g	s	g	g	%
1.29	1.221	0.406	0.384	1.241	0.073	0.070	18.3
	1.302	0.380		1.294	0.070		

Tabella 3

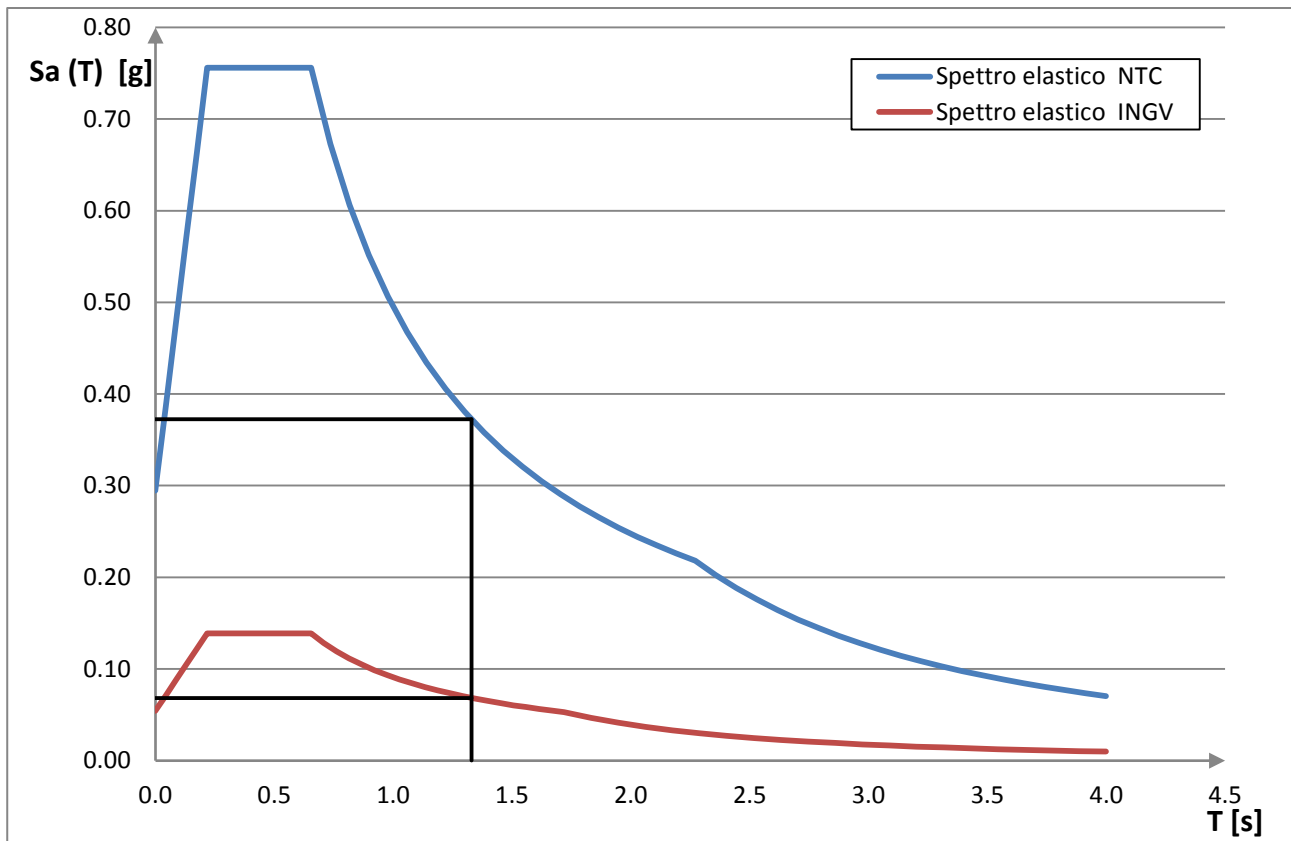


Figura 10: Confronto tra le accelerazioni spettrali in funzione del periodo T.

- Confronto tra PSA data dall'INGV e l'accelerazione spettrale di progetto da NTC 2008

L'INGV ha fornito i valori dell'accelerazione spettrale in corrispondenza di tre valori del periodo, in particolare 0,3s, 1s e 3s, ed è stato possibile ricostruire una curva confrontabile con lo spettro da Norma. In confronto è stato effettuato tra i valori dell'accelerazione in corrispondenza del periodo della struttura.

T	T	S_d NTC	$S_d(T)$ NTC	PSA: 0.3 s	PSA: 1.0 s	PSA: 3 s	PSA (T)	PSA(T) INGV / $S_d(T)$ NTC
s	s	g	g	g	g	g	g	%
1.29	1.221	0.27	0.256	0.094	0.028	0.012	0.026	10.1
	1.302	0.254						

Tabella 4

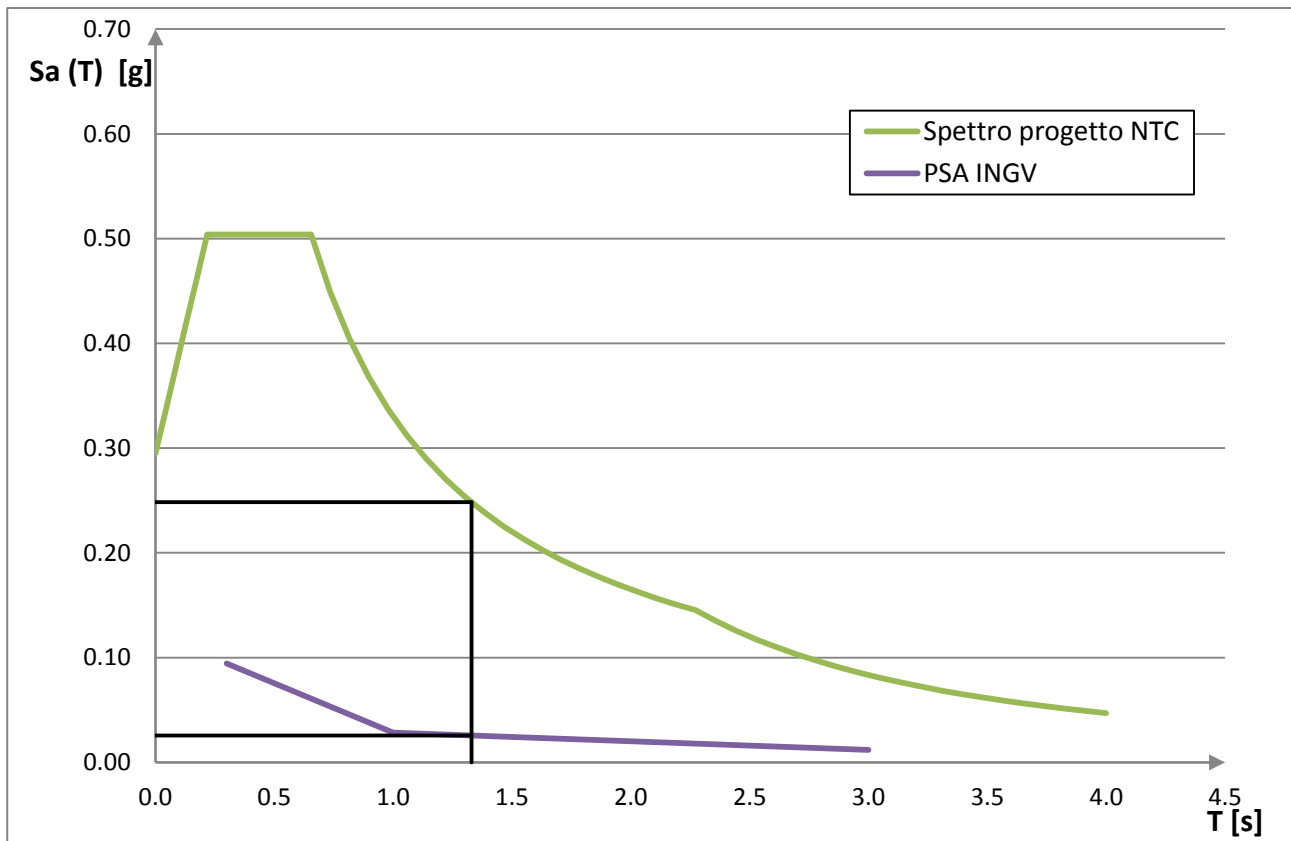


Figura 11: Confronto tra PSA data da INGV e l'accelerazione spettrale di progetto da NTC 2008

L'analisi svolta conferma che nel sito in oggetto, come evidenziato dalla Figura 8, che l'accelerazione spettrale a seguito degli eventi sismici di Maggio 2012, NON ha superato il 70% dell'accelerazione prevista dalle NTC 2008 per un nuovo edificio avente le medesime caratteristiche.

A seguito di tale sollecitazione sismica, inferiore al 70% di quella prevista dalle cogenti NTC, come indicato nella Legge 1° Agosto 2012 N.122 "...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...".

Tale valutazione è oggetto della presente relazione tecnica e verrà esplicitata nei capitoli a seguire.

1. DESCRIZIONE GENERALE DEL COMPLESSO FIERISTICO

1.1 UBICAZIONE

Regione: Emilia Romagna

Provincia: Ferrara

Comune: Ferrara

Indirizzo: via della Fiera, 11

CAP: 44124

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

1.2 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 12 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.

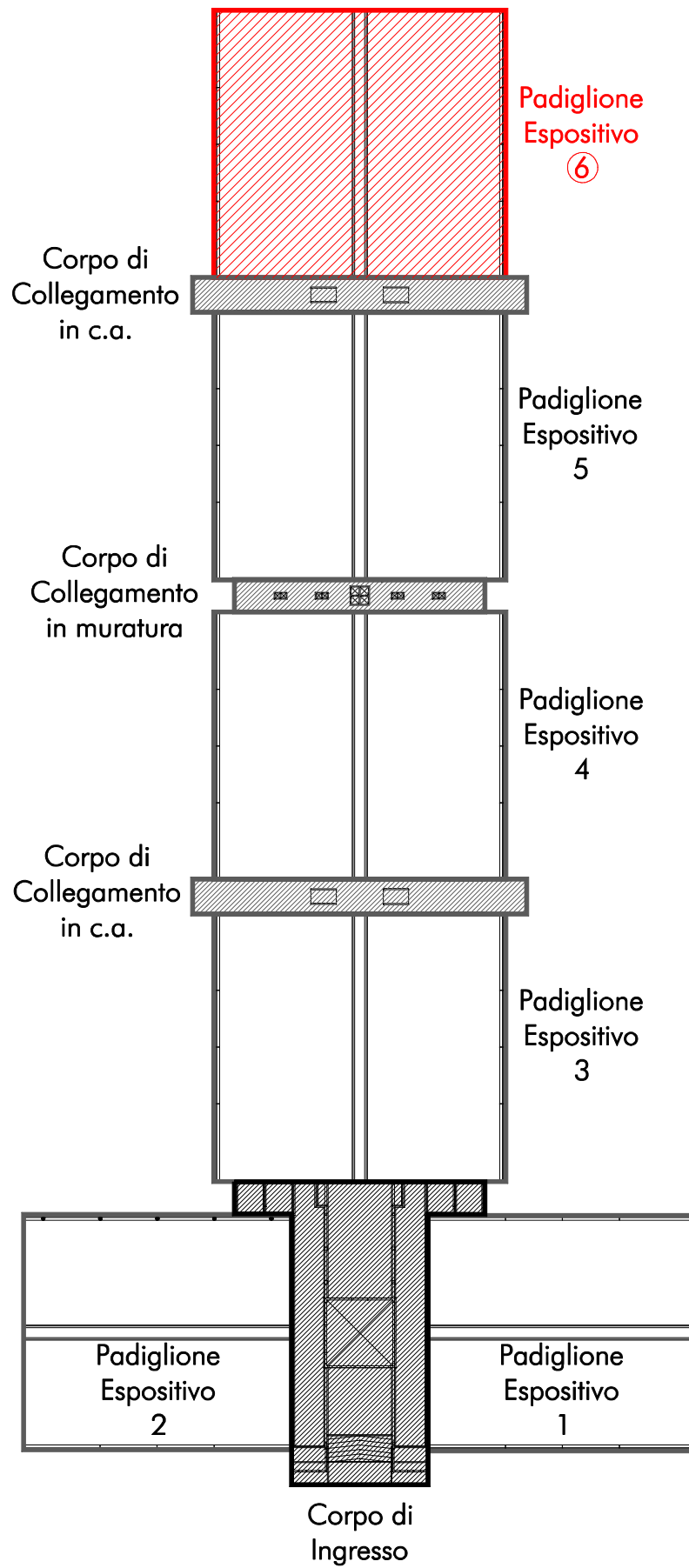


Figura 12: Planimetria generale del complesso.

2. DESCRIZIONE DEL FABBRICATO IN OGGETTO

Con riferimento al complesso fieristico descritto nel capitolo precedente, oggetto della presente Relazione di Vulnerabilità sismica è il **Padiglione 6**.

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

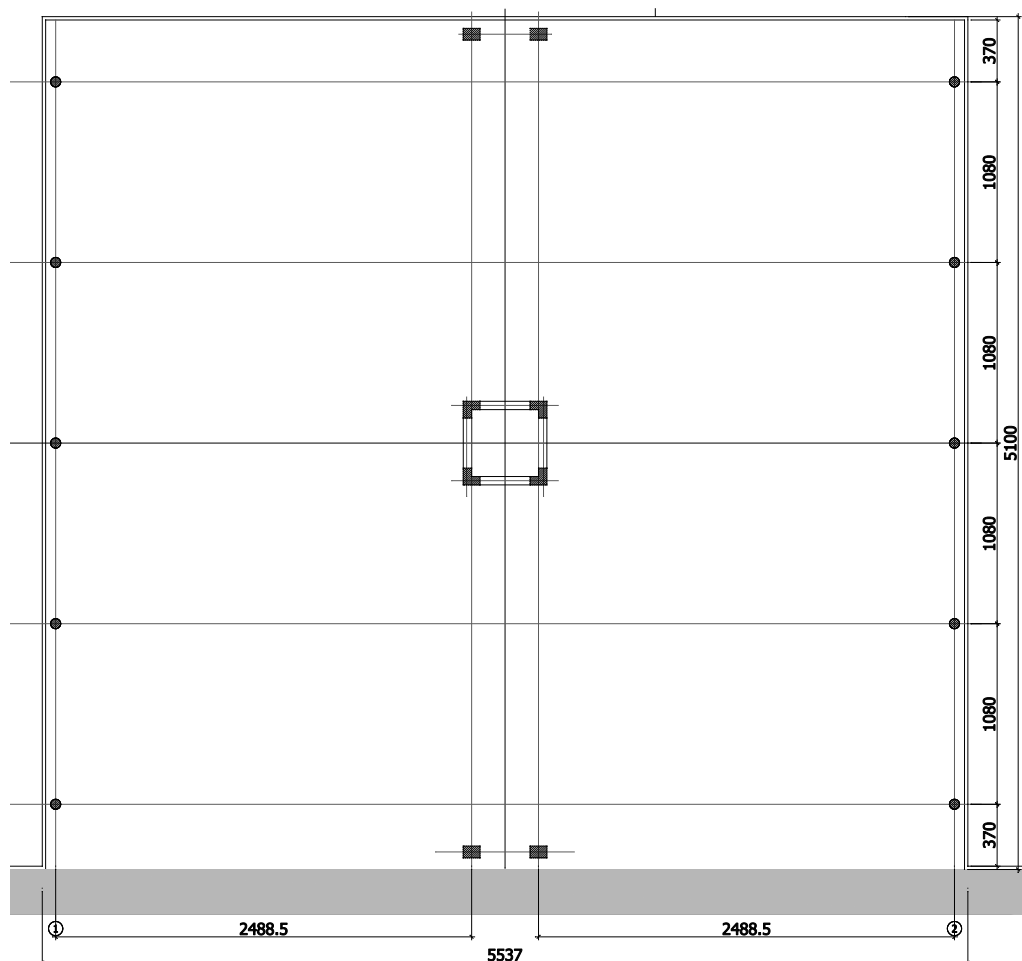


Figura 13: Pianta del fabbricato.

Dimensioni eventuali rientri o sporgenze: Nessuna.

Presenza di edifici adiacenti – Giunti strutturali

Il fabbricato risulta essere in adiacenza al corpo di ingresso ed al corpo di collegamento in c.a., costituiti entrambi 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 14. 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 15.

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, avente 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.

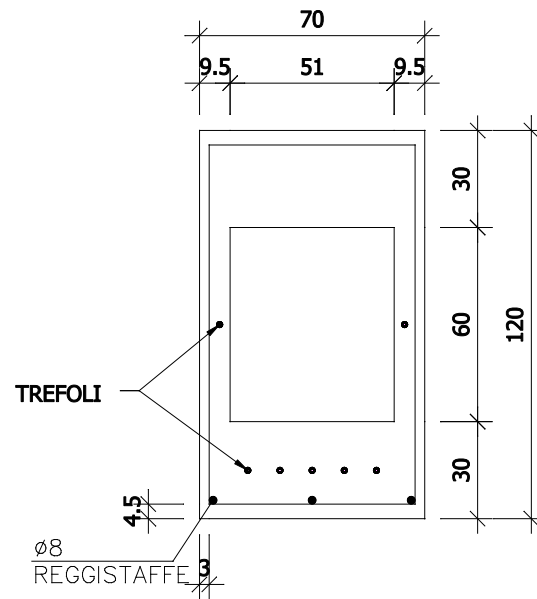


Figura 14: Sezione Trave di bordo.

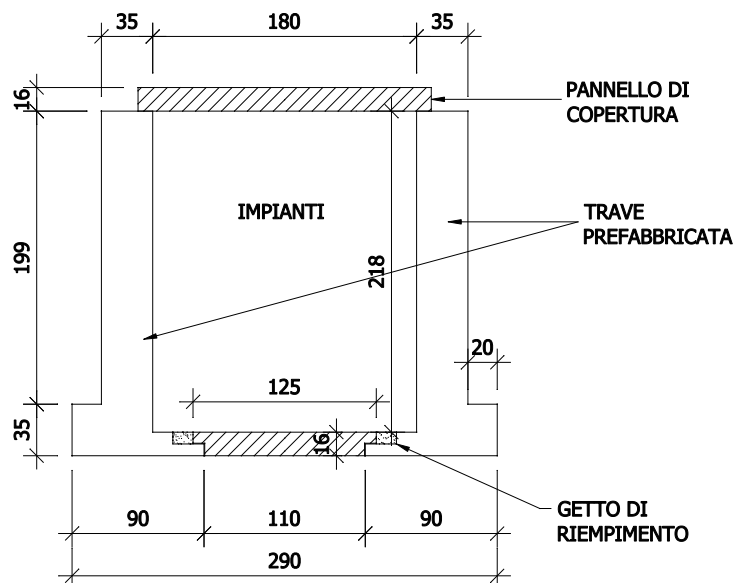


Figura 15: Sezione travi centrali con cunicolo per il passaggio degli impianti.

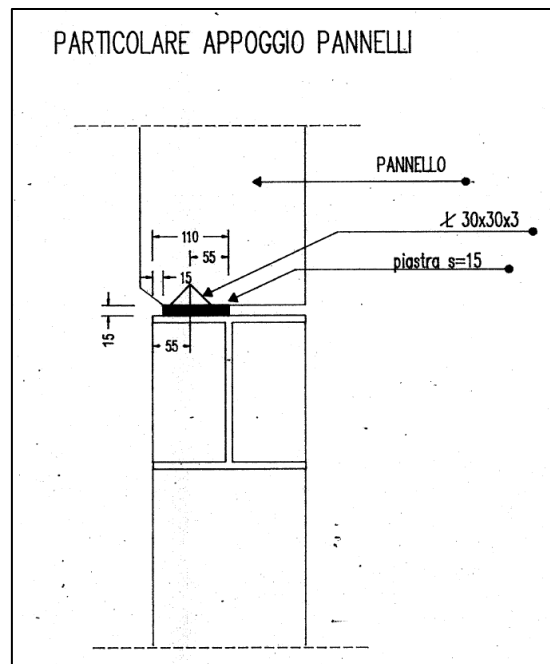


Figura 16: Particolare vincolo pannelli di bordo.

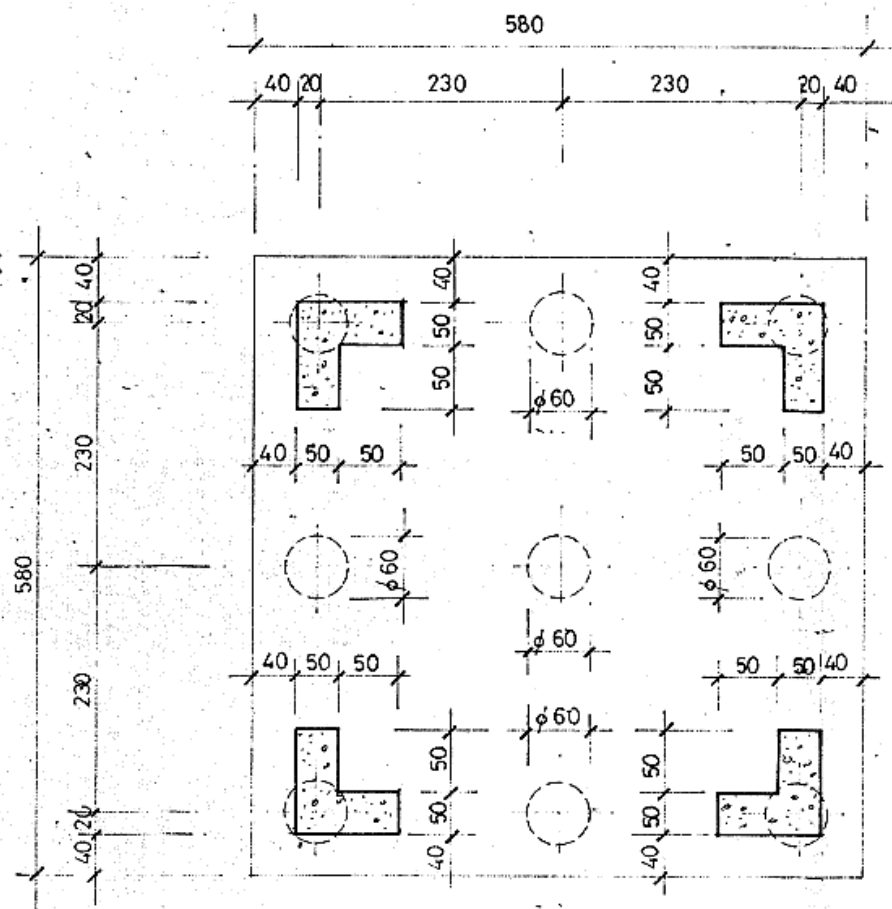


Figura 17: Particolare pali di fondazione in corrispondenza del "camino" centrale.

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO E CARATTERISTICHE MATERIALI

3.1 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

3.2 MATERIALI

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.

3.2.1 Calcestruzzo (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.

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

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 5: 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:

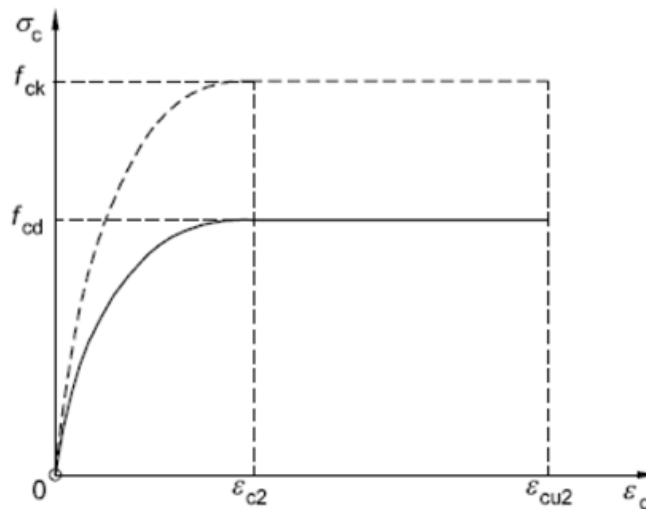


Figura 18: diagramma parabola-rettangolo

3.2.2 Acciaio per cemento armato (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:

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

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
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5 \%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12 \text{ mm}$	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 6

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 $k = (f_t / f_y)_k$.

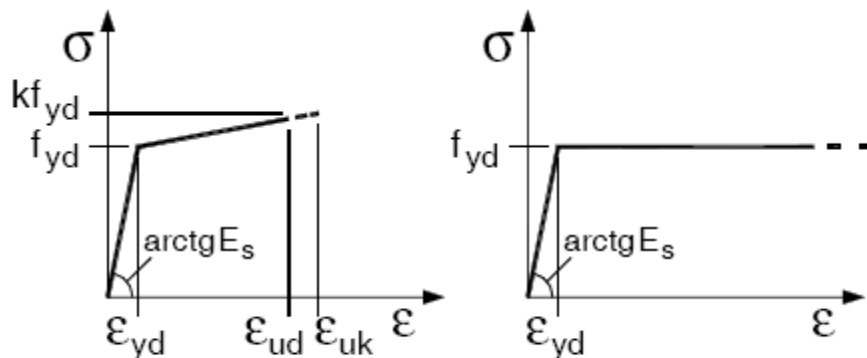


Figura 19: modelli σ - ε per l'acciaio

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**.

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

3.2.3 Acciaio da carpenteria (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)	$\gamma_{M2} = 1,25$

4 AZIONI SULLE COSTRUZIONI

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

In Figura 20 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 20: 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 15, 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 21: Analisi dei carichi in copertura.

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

4.3 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 7: valori di C_E per diverse classi di topografia

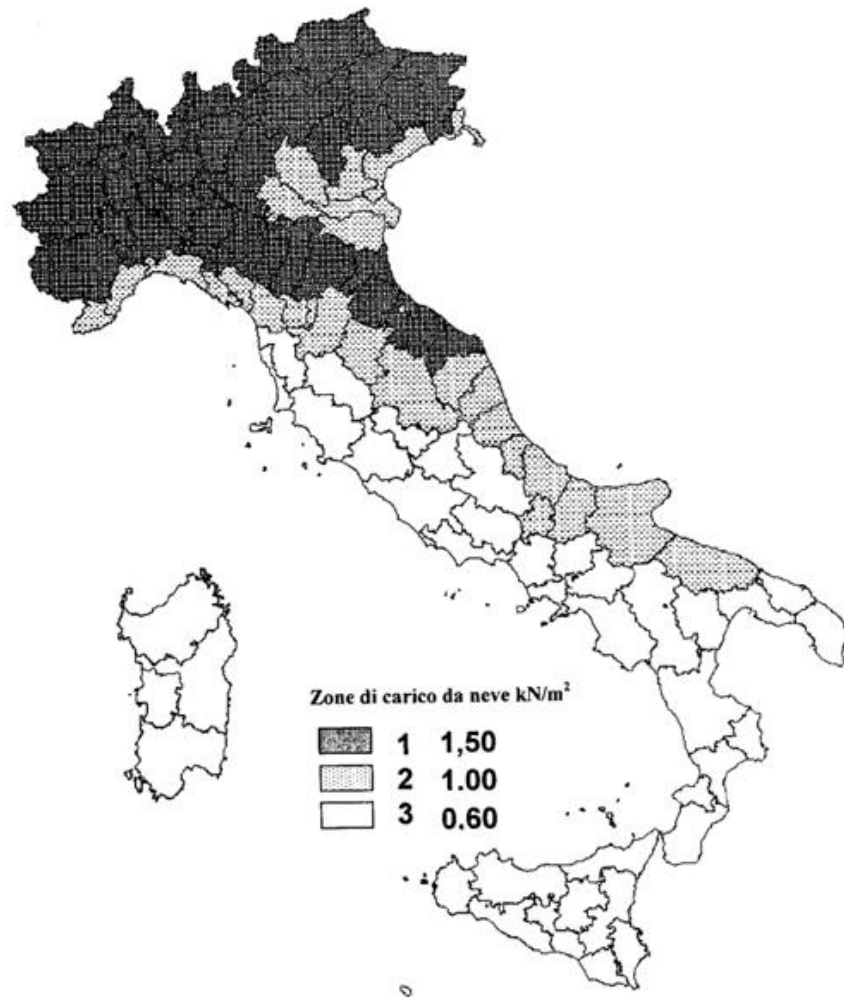


Figura 22: Zone di carico da neve

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 8: valori del coefficiente di forma

Il carico della neve risulta quindi essere pari a:

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

5 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.

5.1 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.

5.2 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*).

5.3 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.

5.4 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 9: valori del coefficiente d'uso C_U .

Si ottiene $V_R = 75$ anni

5.5 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".

5.6 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 10: 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 paria 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.

5.7 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 11: 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).

5.8 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 12: 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 $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 13: categorie topografiche

5.9 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 14: 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 15: Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Spettri di risposta SLV

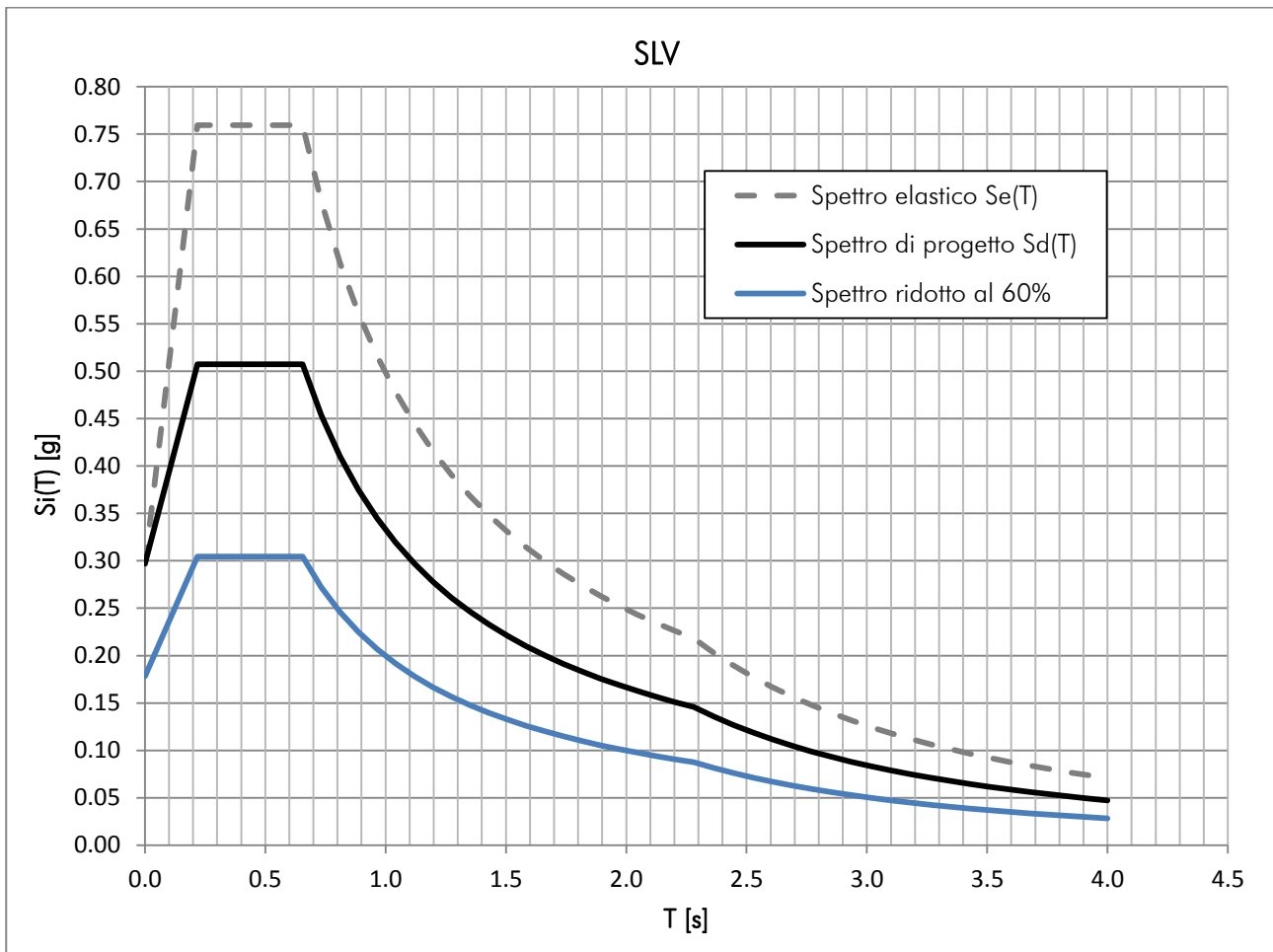


Figura 23: Spettro di risposta SLV

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 16: Parametri spettro SLV.

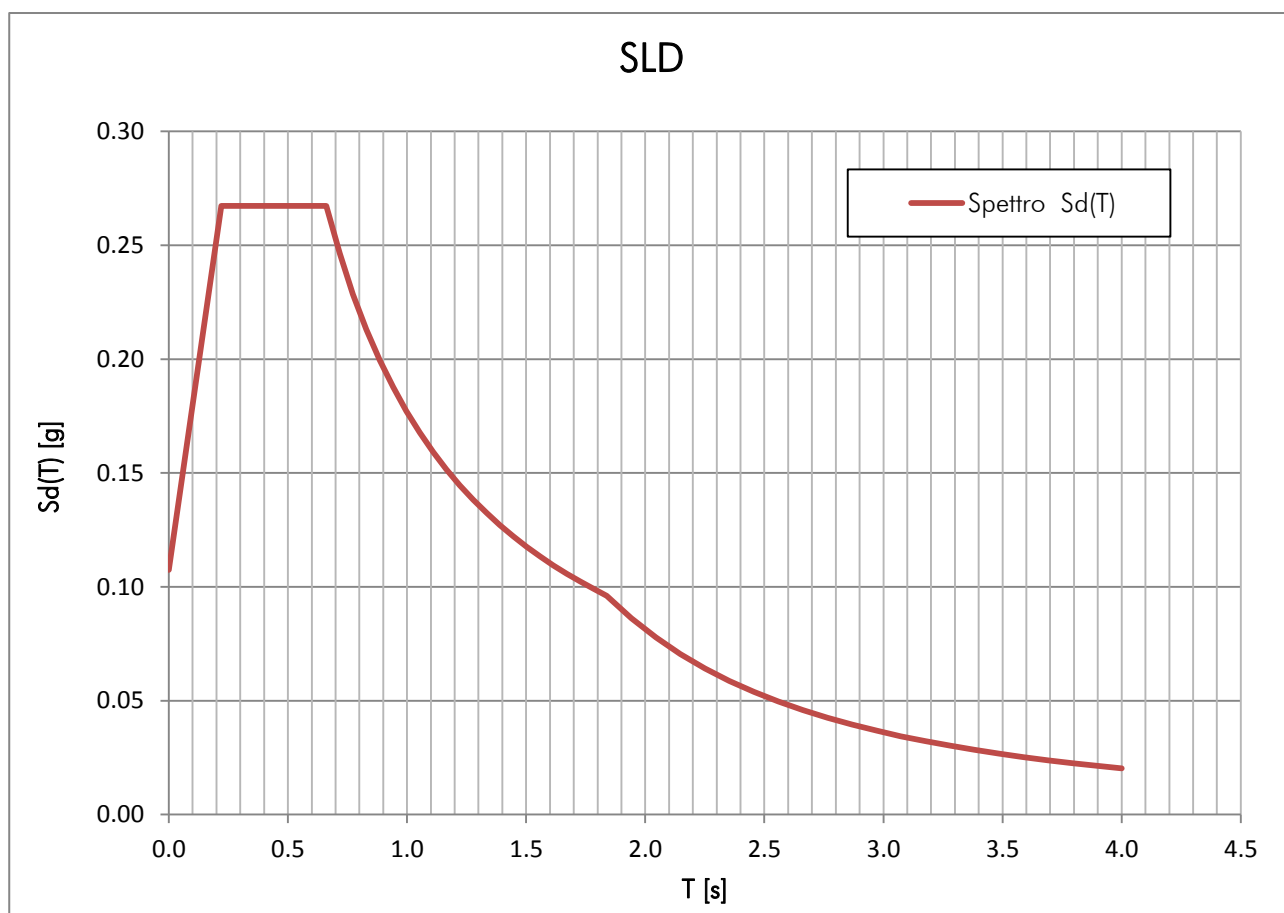


Figura 24: Spettro di risposta SLD.

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 17: Parametri spettro SLD

6 COMBINAZIONE DELLE AZIONI (NTC 2008 §2.5.3)

6.2 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 18: 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 19: coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

6.3 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 20

6.4 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.


7 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 purchè le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza.

Al fine di verificare gli elementi resistenti della struttura, ne 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 pi greco si è deciso di modellare il tegolo mediante due beam incerniate alle travi che simulano le due anime, al cui estradosso sono state collegati rigidamenti degli elementi plate che rappresentano l’ala superiore del tegolo.

Il sistema di riferimento globale (GCS) è riportato in Figura 26.

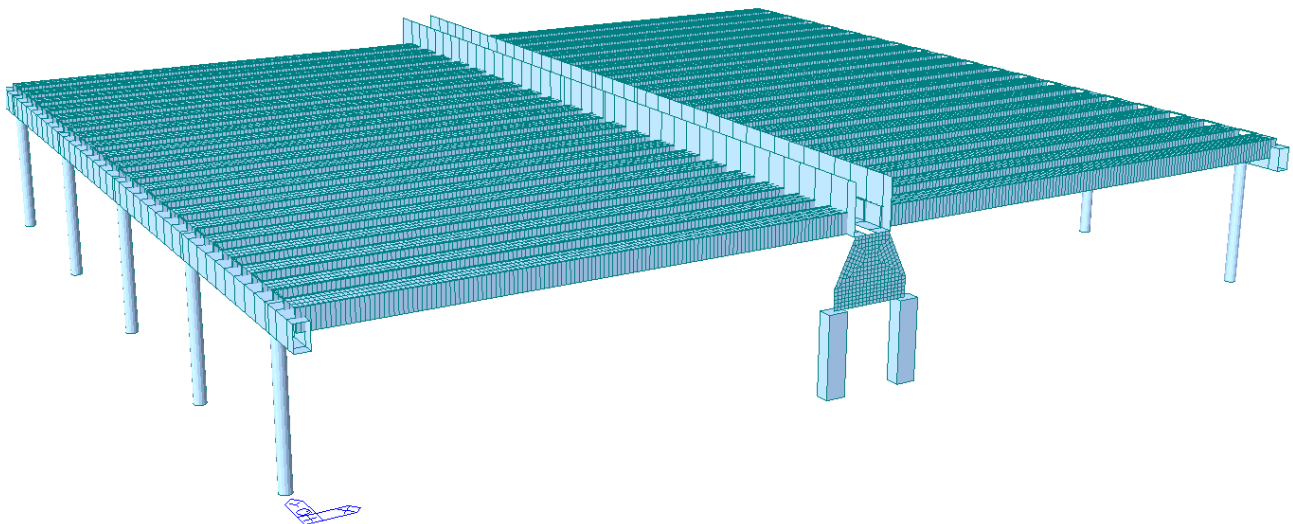


Figura 25: Vista 3D del modello globale del fabbricato. Vista prospettica.

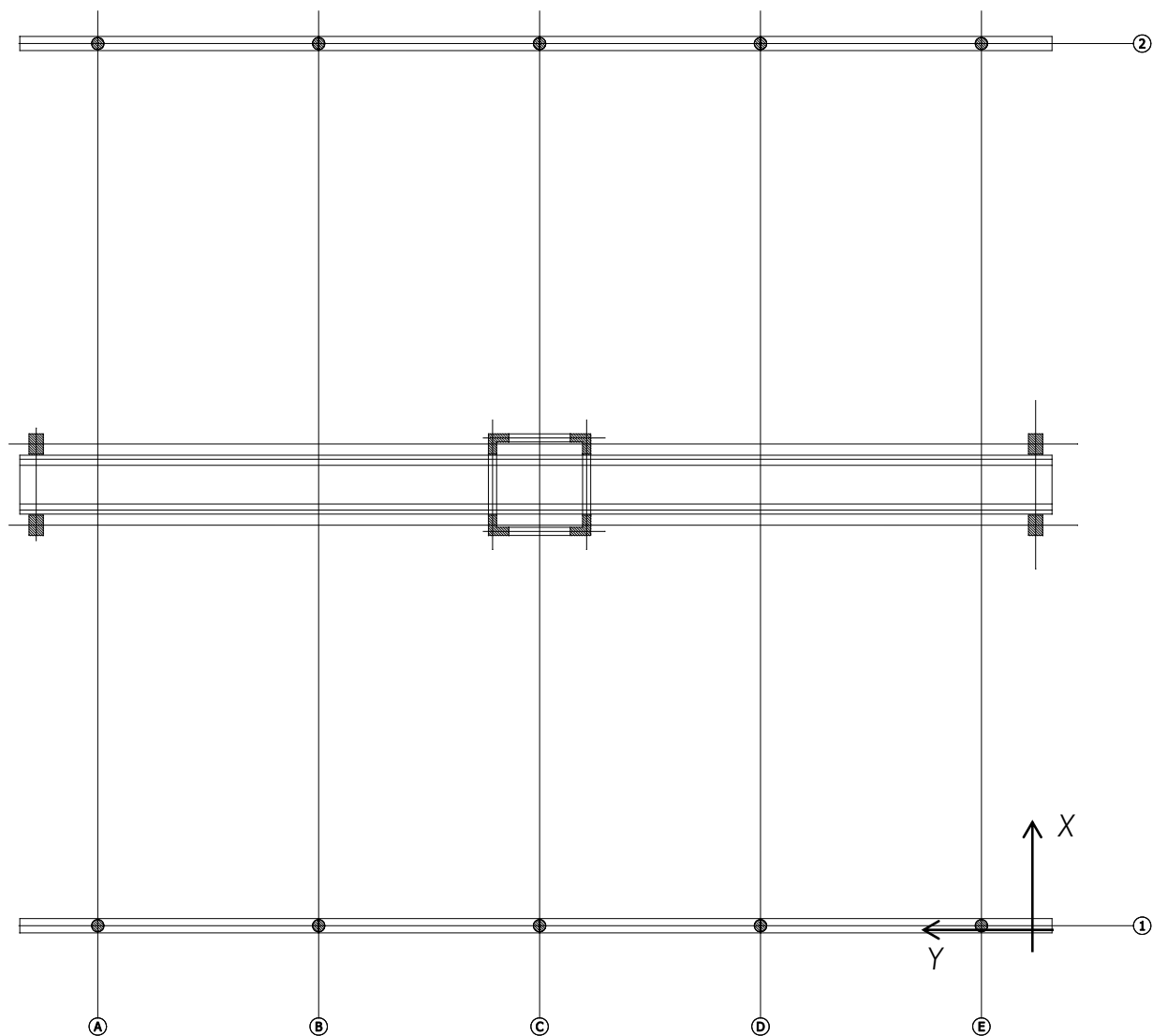


Figura 26: GCS adottato.

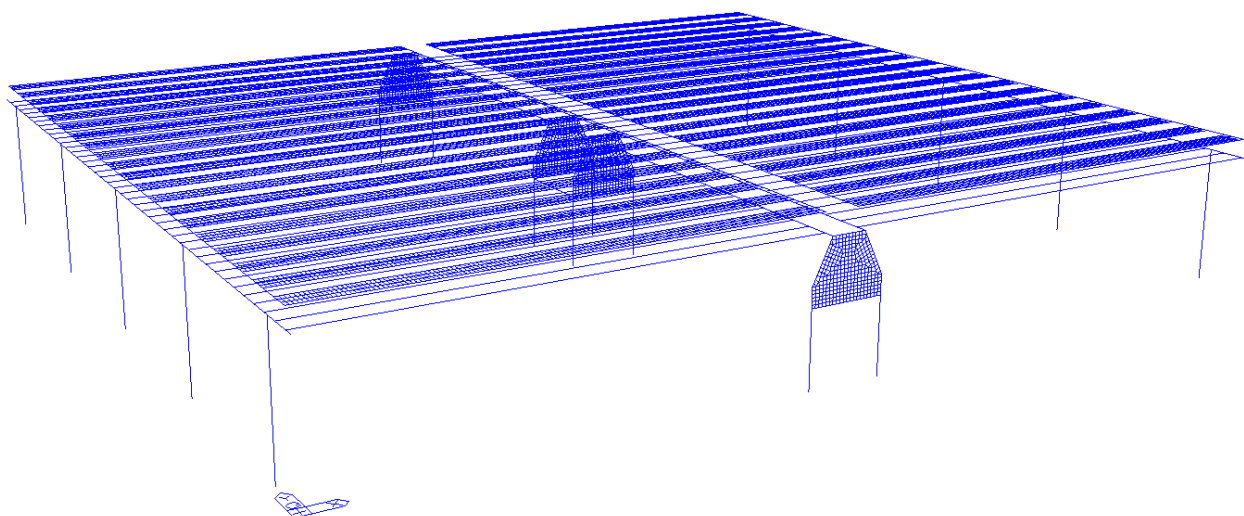


Figura 27: Modello globale. Vista "fil di ferro".

In Figura 27 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 rigidità dell’ala superiore degli elementi pi greco, 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.

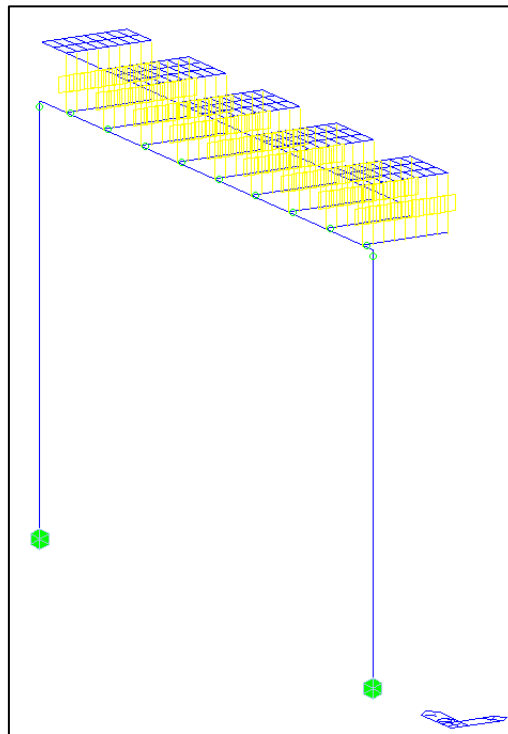


Figura 28: Particolare modellazione elementi di copertura.

In Figura 28 si osserva, inoltre, il vincolo a cerniera (cerchio verde) utilizzato per svincolare i pilastri e le anime dei tegoli dalle travi.

8 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.

8.2 DETERMINAZIONE DEI MODI PRINCIPALE DI VIBRARE

L'analisi modale ha investigato i primi 50 modi di vibrare della struttura, arrivando ad una percentuale di massa attivata di circa il 100%, 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 26.

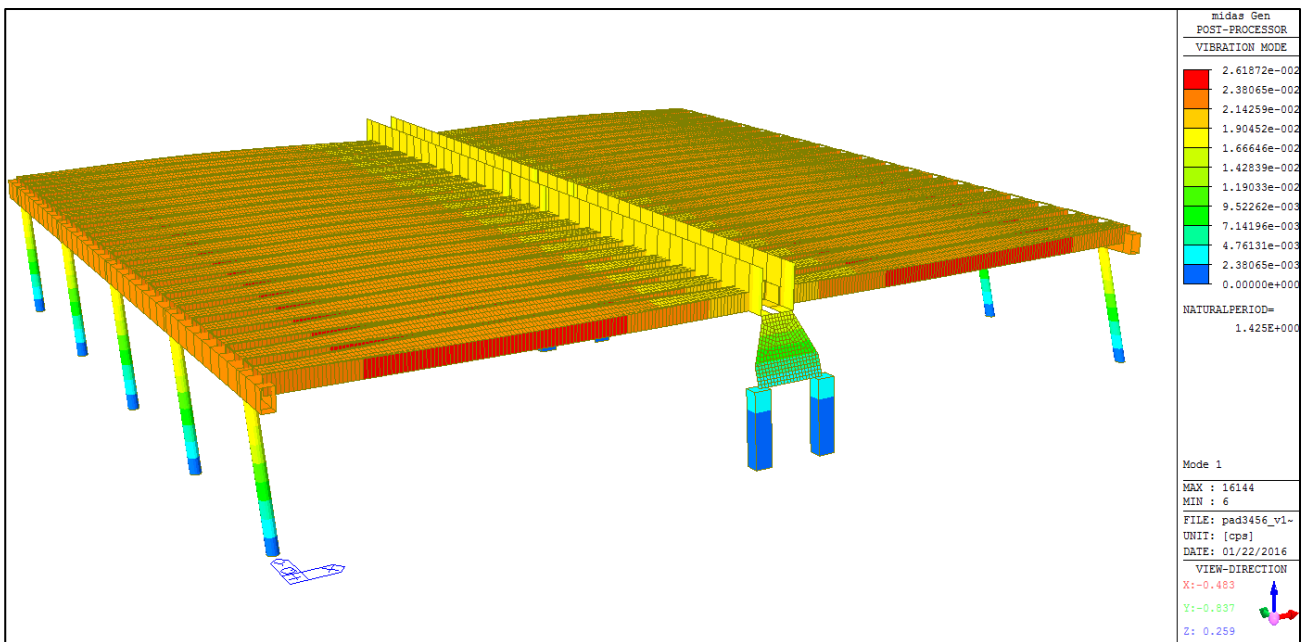
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		ROTN-Z	
	Mass(%)	Sum(%)	Mass(%)	Sum(%)	Mass(%)	Sum(%)
1	0.00	0.00	96.46	96.46	0.00	0.00
2	0.09	0.09	0.00	96.46	68.94	68.94
3	81.50	81.59	0.00	96.46	0.08	69.02
4	0.08	81.67	0.02	96.48	0.00	69.02
...
7	4.03	85.7	0.00	96.48	0.12	69.14

Tabella 21: Principali modi di vibrare della struttura.

Il periodo principale di vibrazione della struttura è di 1.425s, corrispondente al primo modo di vibrare, modo globale in direzione Y.

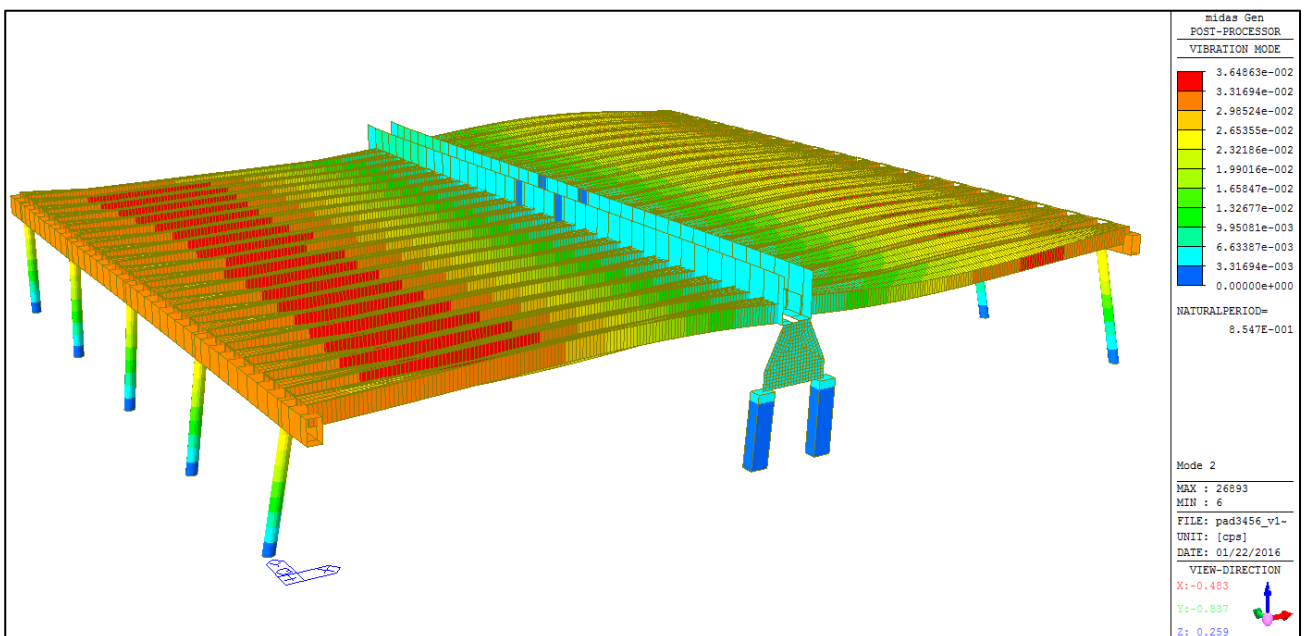
La rigidità del coperto, anche non considerando i tegoli connessi fra di loro, conferisce alla struttura una certa regolarità in termini di modi di vibrare, evidenziata dai risultati dell'analisi modale.

E' interessante osservare come a fronte di un comportamento regolare nel suo complesso, in termini di modi di vibrare, la diversa rigidità del piano di copertura nelle due direzioni conferisce al fabbricato un periodo principale di vibrazione alto, pari a 1.425s, dovuto al moto in direzione Y, direzione in cui la copertura non è rigida. Si nota, Figura 31, come il terzo modo di vibrare, in direzione X direzione in cui il piano di copertura risulta essere rigido in quanto i tegolo sono sollecitati in direzione assiale, il periodo di vibrazione cali significativamente.



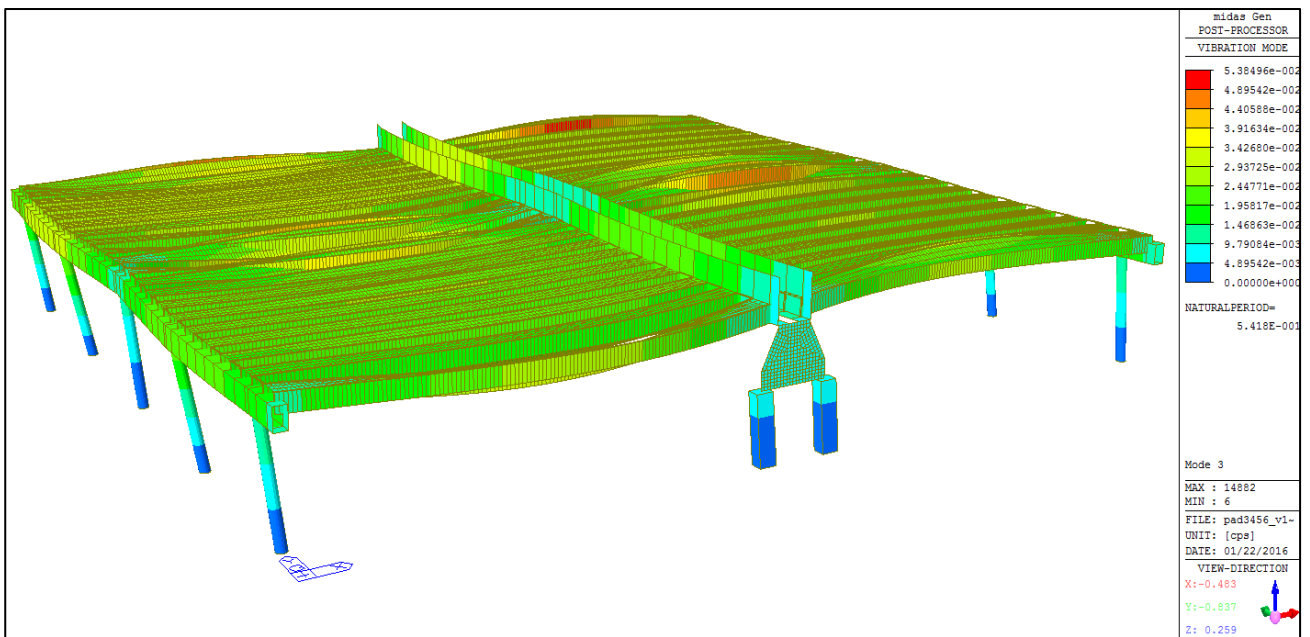
$$T = 1.425s \quad M_{DY}(\%) = 96.46$$

Figura 29: Deformata di modo 1



$$T = 0.855s \quad M_{RZ}(\%) = 68.94$$

Figura 30: Deformata di modo 2



$$T = 0.542s \quad M_{dx}(\%) = 81.50$$

Figura 31: Deformata di modo 3

9 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:

$$E_d \leq R_d$$

9.2 VERIFICA DEI PILASTRI

9.2.1 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 lo schema riassuntivo dei Fattori di Sicurezza ottenuti.

FS MASSIMO	FS MEDIO	FS MINIMO
0.27	0.19	0.09

Tabella 22: Quadro riassuntivo delle verifiche a pressoflessione dei pilastri.

In Figura 32 e Figura 33 si riportano gli involuপি dei momenti flettenti ricavati dalla modellazione.

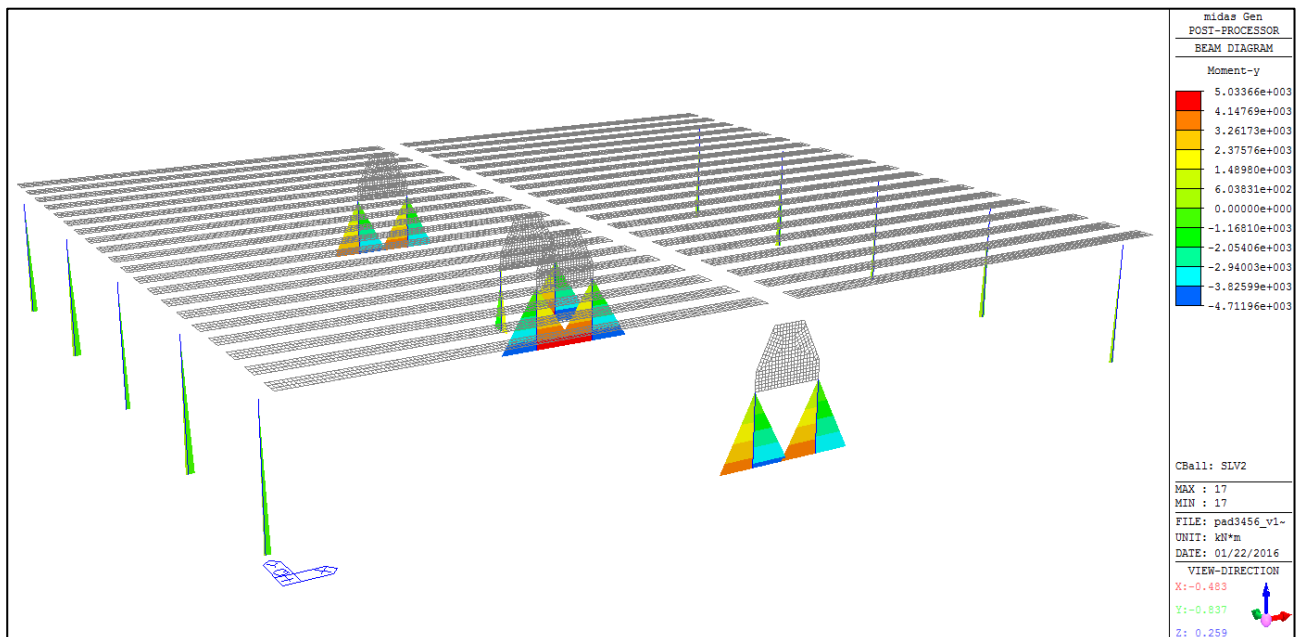


Figura 32: Involuppo M_y .

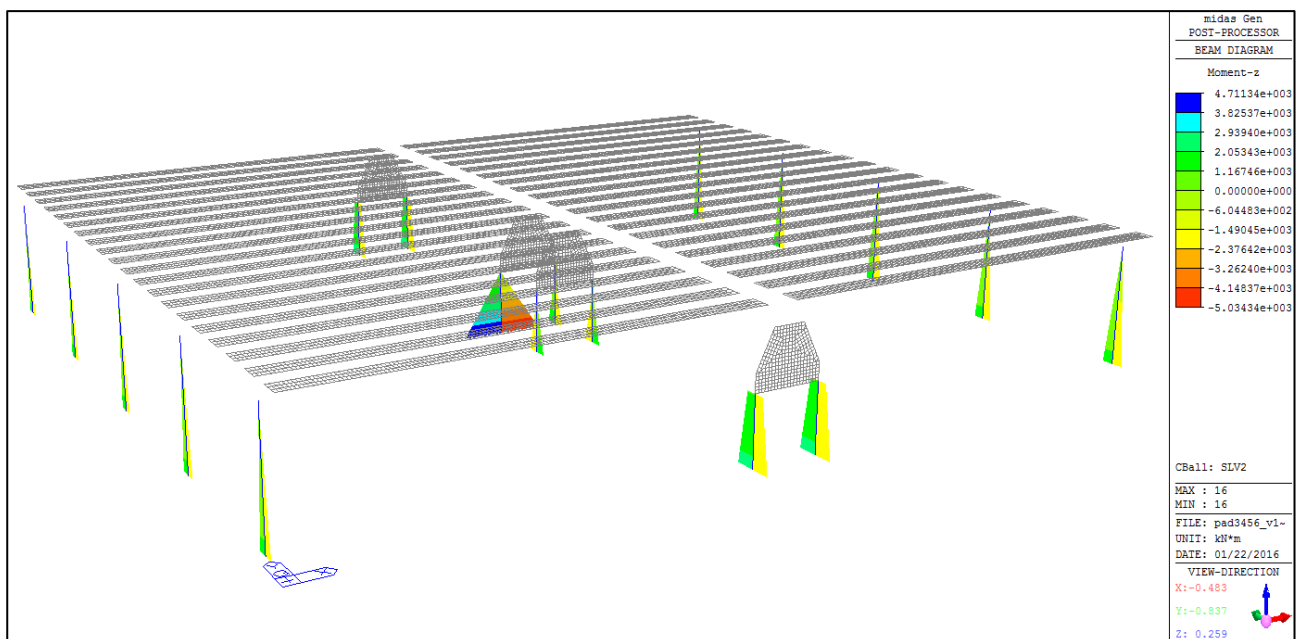


Figura 33: Involuppo M_z .

In ALLEGATO A si riportano i tabulati di calcolo.

Si ottiene il valore minimo per alcuni elementi strutturali pari al 9%, pertanto il requisito di sicurezza minimo pari al 60%, come richiesto dalla legge n.122, non è rispettato.

9.2.2 Verifica a taglio (NTC 2008 § 4.1.2.1.3.2)

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:

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

VERIFICA PILASTRI CIRCOLARI

Quanto sopra esposto è stato utilizzato come verifica dei pilastri rettangolari e dei pilastri ad L presenti nel “camino” centrale del fabbricato.

Per quanto riguarda i pilastri circolari è doveroso fare alcune considerazioni.

I pilastri circolari, come già detto, 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 ed esplicitata nell’Allegato A, 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:

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

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);

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ 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.

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.

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

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)

Si ottengono i seguenti valori per tutti i pilastri in oggetto:

FS MASSIMO	FS MEDIO	FS MINIMO
1.00	0.56	0.09

Tabella 23: Quadro riassuntivo delle verifiche a taglio dei pilastri.

In ALLEGATO A si riportano i tabulati di calcolo.

Si ottiene il valore minimo per alcuni elementi strutturali pari al 9%, pertanto il requisito di sicurezza minimo pari al 60%, come richiesto dalla legge n.122, non è rispettato.

9.3 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 tali fabbricati 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 (1.425s) è maggiore di T_C (0.660s). Dunque $\mu_d = 1.5$.

Lo spostamento in direzione Y, verso il fabbricato adiacente è pari a:

$$d_{EY} = \pm 1.5 \cdot 12 = 18 \text{ cm}$$

Tale spostamento fa riferimento alle travi di bordo, dove vi è un giunto strutturale di 4cm.

Pertanto **la verifica non è soddisfatta**.

Si sottolinea che durante gli eventi sismici del Maggio 2012 alcuni corpi hanno subito danni proprio per l'urto fra le diverse strutture adiacenti.

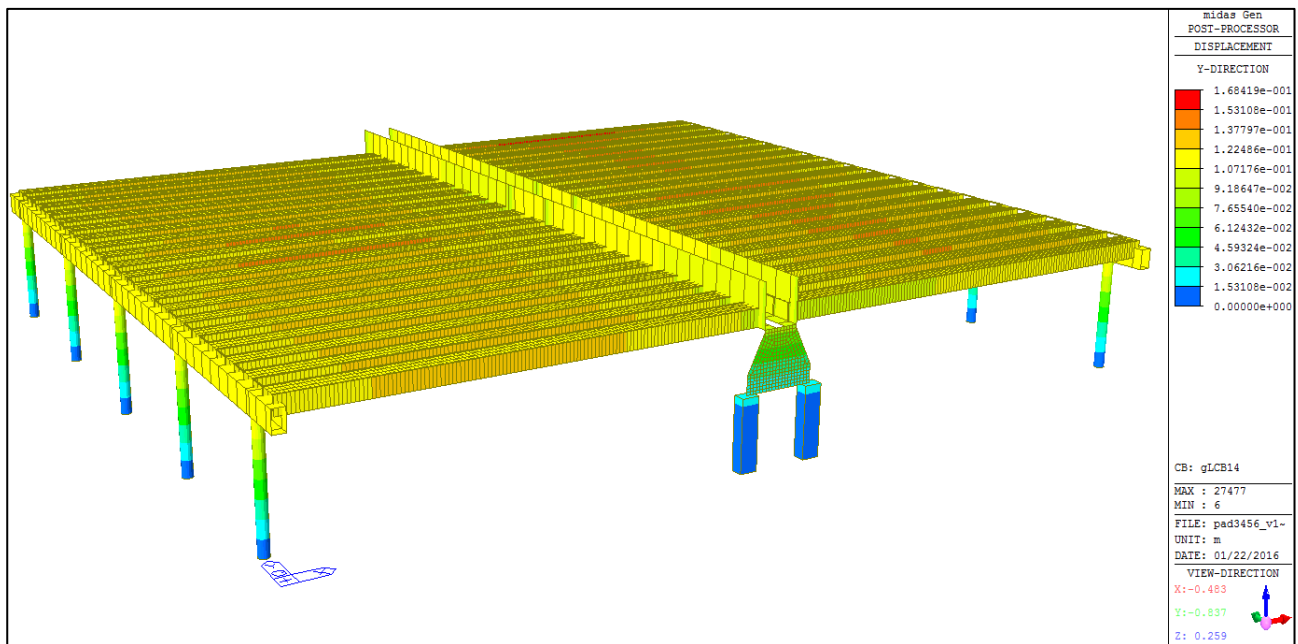


Figura 34: Vista dello spostamento in combinazione $E_y + 0.3E_x$. Vista dei soli spostamenti in direzione Y.

10 VERIFICA DEI TELAI METALLICI DI FACCIATA

Le vetrate presenti su tre dei quattro lati del padiglione, risultano essere realizzate mediante dei telai metallici distaccati dalla struttura principale del corpo di fabbrica ed in appoggio sulla trave di fondazione di collegamento fra i plinti di fondazione.

Tali telai metallici, oltre a realizzare le aperture nelle quali si ricavano le vetrate di prospetto sono utilizzati per sostenere i pannelli verticali di tamponamento che si impostano ad una quota di circa 380cm dal piano di calpestio interno. In Figura 35 si riporta il prospetto del telaio metallico di facciata.

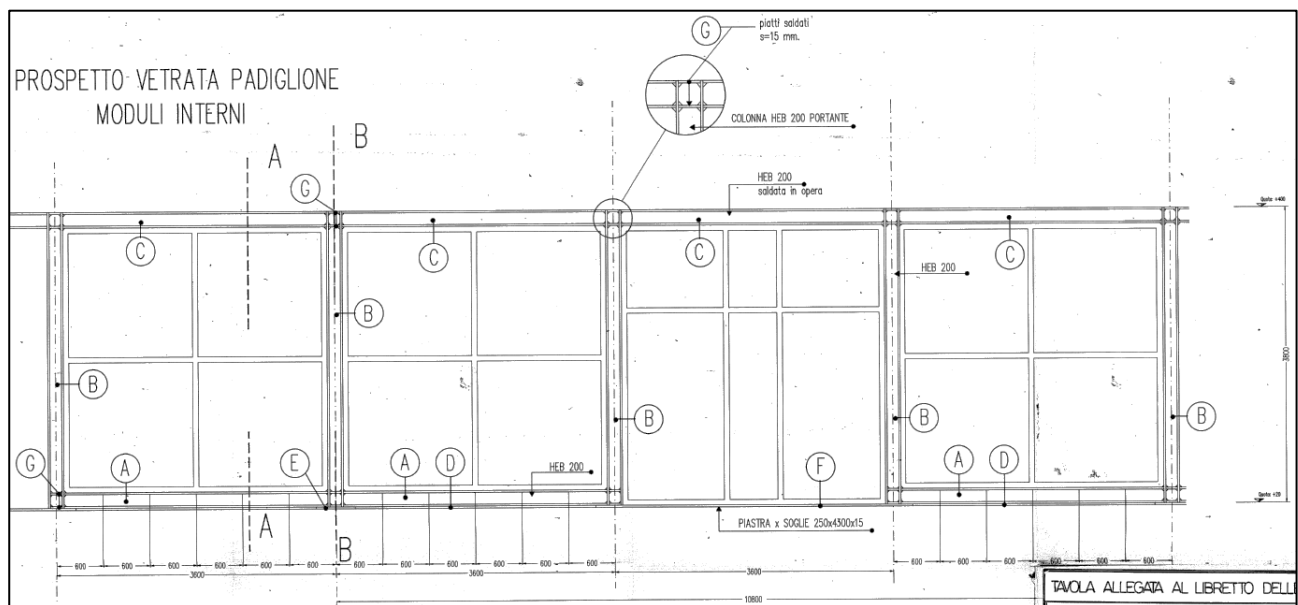


Figura 35: Prospetto del telaio metallico di facciata.

Come si osserva dalla Figura 35 il telaio metallico è composto da moduli di 3600mm, in modo tale che fra due colonne consecutive vi siano tre moduli. Nel modulo centrale è sempre presente una porta che funge da uscita di sicurezza del padiglione.

Il telaio è composto da profili HEB200 saldati in opera a formare un telaio chiuso da un traverso inferiore ed un traverso superiore.

Di seguito si riporta l'analisi dei carichi dei pannelli di tamponamento in calcestruzzo verticali.

ANALISI DEI CARICHI PANNELLI IN CLS			
Pannello in c.a.	G_{2K}	300	Kg/m^2
Controfodera interna coibentata	G_{2K}	30	Kg/m^2

Si ha un totale di $330kg/m^2$.

Dal carico a metro quadro dei pannelli si ricava il carico a metro lineare agente sul portale in acciaio moltiplicando tale valore per l'altezza dei pannelli, pari a circa 480cm. Si ottiene un carico pari a 15.84kN/m.

Considerando l'azione sismica di progetto descritta nel precedente Capitolo 5, è stata eseguita l'analisi modale di un telaio metallico di facciata. In Figura 36 si riporta il modello FEM realizzato in ambiente MidasGEN.

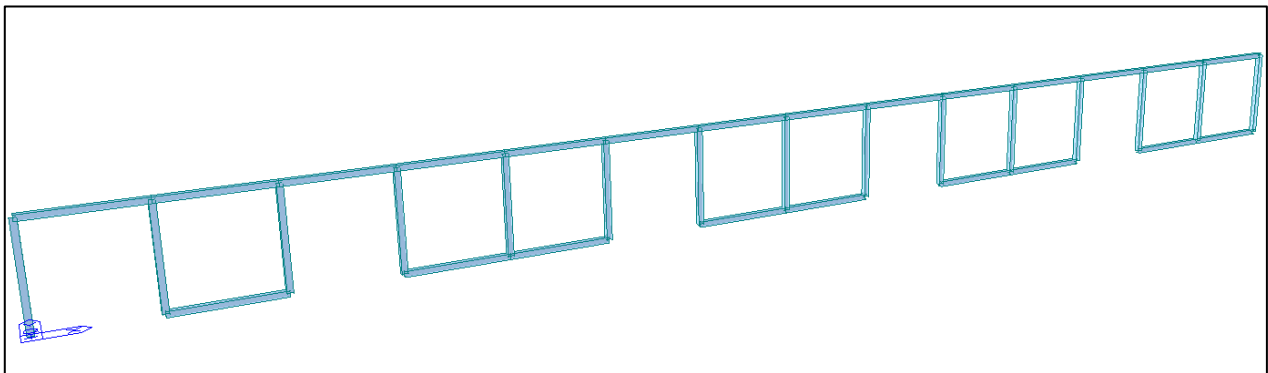


Figura 36: Modellazione FEM 3D di uno dei telaio metallici di facciata. Vista Prospettica.

In termini di sollecitazioni sugli elementi principali, in condizioni di SLV si ottengono i seguenti risultati.

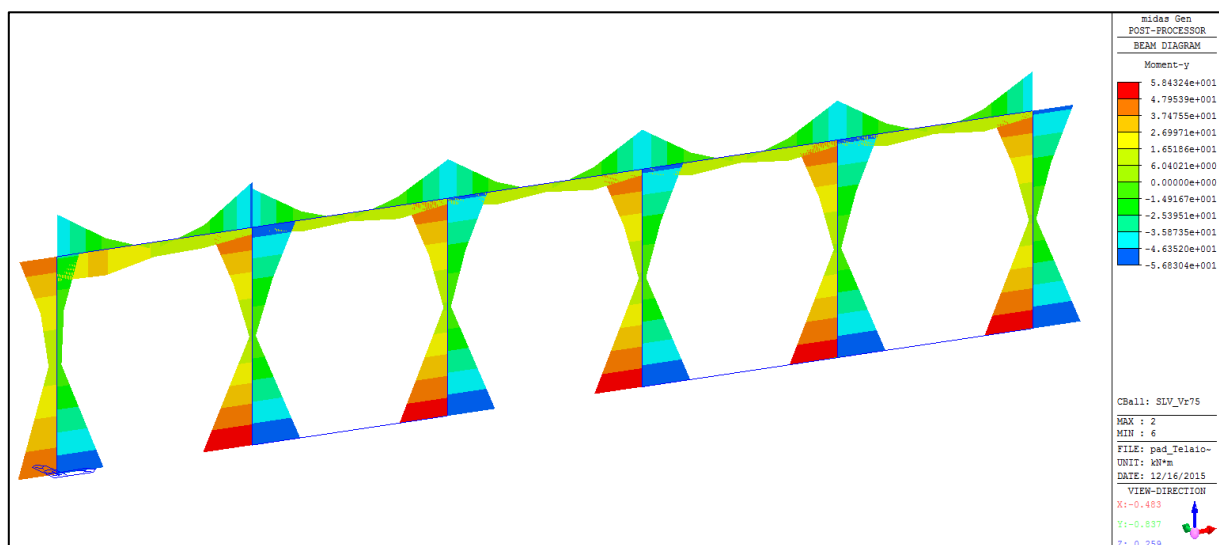


Figura 37: Involuppo dei momenti flettenti nel piano dell'anima dei profili. My

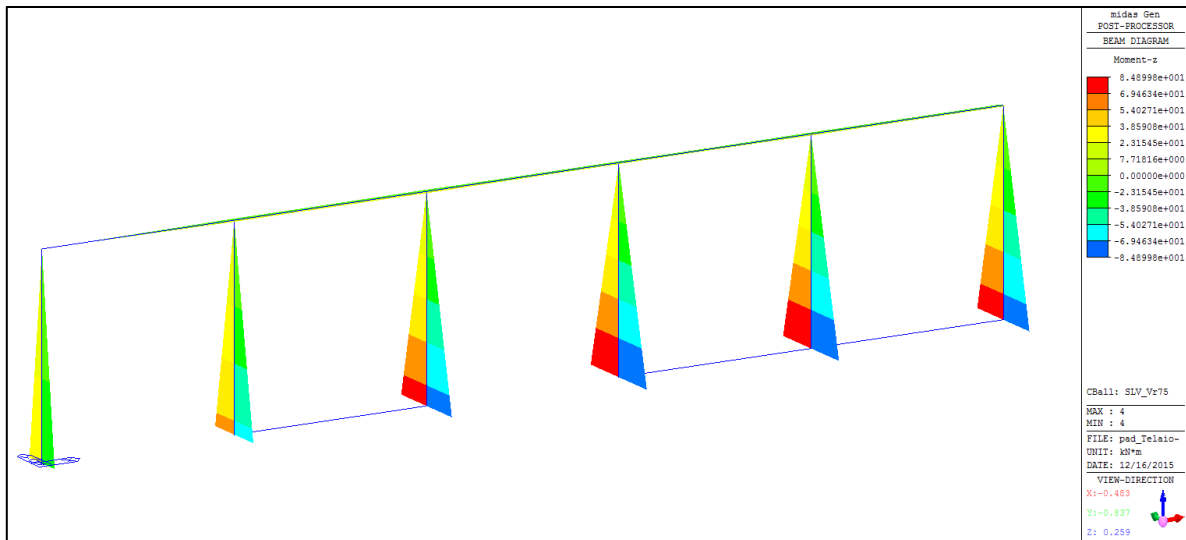


Figura 38: Involuppo dei momenti flettenti fuori dal piano dell'anima dei profili. M_z

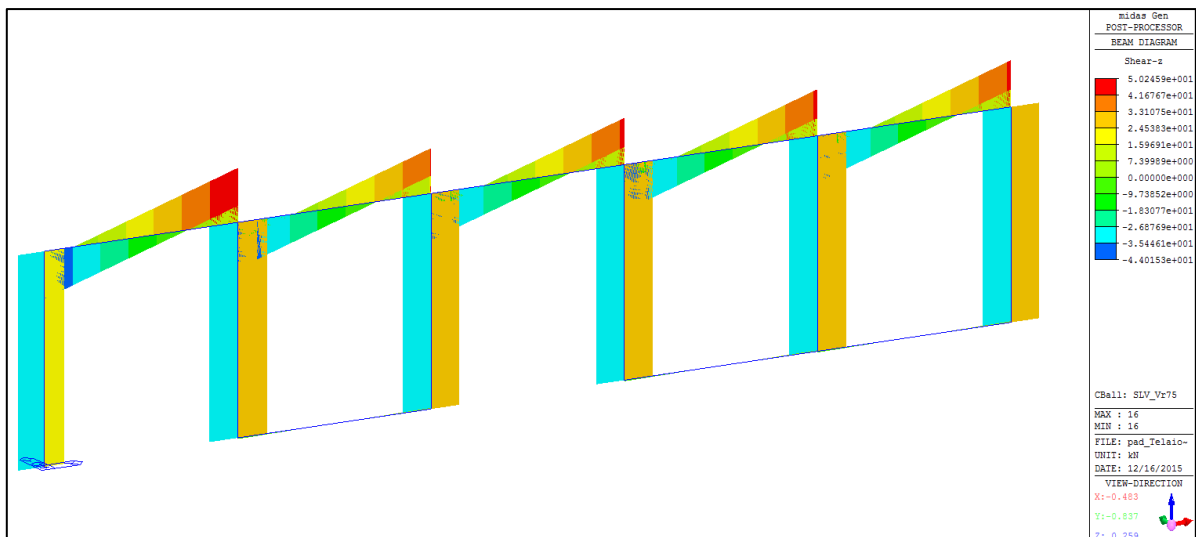


Figura 39: Involuppo del taglio nel piano dell'anima dei profili. V_z

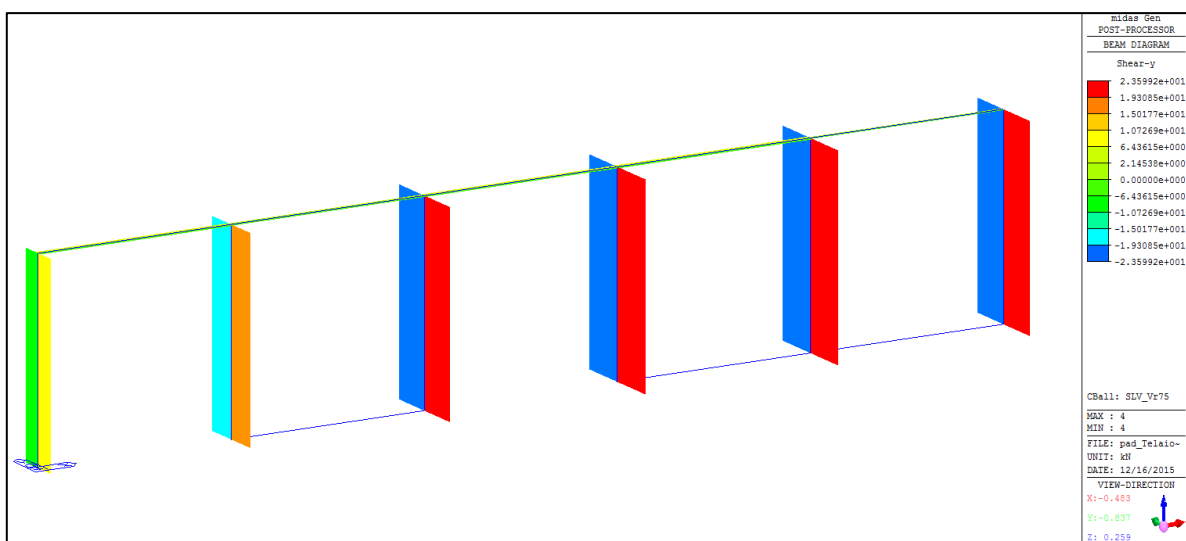


Figura 40: Involuppo del taglio fuori dal piano dell'anima dei profili. V_y

Di seguito, in via semplificata data la geometria della struttura, che prevede uguali profili sia per le travi che per i pilastri, e date le sollecitazioni sopra riportate, si ritiene opportuno verificare unicamente i pilastri, in quanto a parità di sezione resistente sono gli elementi più sollecitati sia in termini numerici, che in termini di tipologia di sollecitazione, in quanto risultano essere soggetti a pressoflessione biassiale.

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE BIASSIALE

Si riporta la verifica a pressoflessione della sezione maggiormente sollecitata e rappresentativa del telaio metallico di facciata.

La verifica a pressoflessione di un profilo metallico si conduce come indicato nel capitolo 4.2.4.1.2 delle NTC 2008. In particolare, si ha che per sezioni generiche di classe 1 e 2, la verifica può essere condotta cautelativamente controllando che:

$$\frac{1}{\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right) + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)} > 1$$

Dove:

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso flessione nel piano dell' anima, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n) / (1-0,5 a) \leq M_{pl,y,Rd} \quad (4.2.34)$$

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso flessione nel piano delle ali, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \quad \text{per } n \leq a, \quad (4.2.35)$$

$$\text{o } M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad \text{per } n > a, \quad (4.2.36)$$

essendo $M_{pl,y,Rd}$ il momento resistente plastico a flessione semplice nel piano dell'anima,
 $M_{pl,z,Rd}$ il momento resistente plastico a flessione semplice nel piano delle ali,

e posto:

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \quad (4.2.37)$$

$$a = (A - 2 b t_f) / A \leq 0,5 \quad (4.2.38)$$

dove:

A è l'area lorda della sezione,

b è la larghezza delle ali,

t_f è lo spessore delle ali.

Si considerano i due casi peggiori, ovvero le casistiche che massimizzano il momento flettente in direzione Y (momento nel piano dell'anima) ed in direzione Z (momento fuori dal piano).

Massimo Momento My

$$M_{y,Ed} = 57 \text{ kN}$$

$$M_{z,Ed} = 24 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 62 \text{ kN}$$

$$M_{N,y,Rd} = 143.80 \text{ kN}$$

$$M_{N,z,Rd} = 68.44 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right) + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}}\right)} = 3.57 > 1$$

La verifica è soddisfatta

Massimo Momento Mz

$$M_{y,Ed} = 18 \text{ kN}$$

$$M_{z,Ed} = 77 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 60 \text{ kN}$$

$$M_{N,y,Rd} = 143.80 \text{ kN}$$

$$M_{N,z,Rd} = 68.44 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right) + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}}\right)} = 0.78 < 1$$

La verifica è soddisfatta al 60% dell'azione sismica

VERIFICA A TAGLIO

La verifica a taglio si esegue come indicato al Capitolo 4.2.4.1.2 delle NTC 2008. La verifica si ritiene soddisfatta se:

$$\frac{V_{c,Rd}}{V_{Ed}} > 1$$

Il taglio resistente si calcola come segue:

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

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

per profilati a C o ad U caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + r) t_f; \quad (4.2.20)$$

per profilati ad I e ad H caricati nel piano delle ali si può assumere

$$A_v = A - \sum (h_w t_w); \quad (4.2.21)$$

Taglio massimo T_z (nel piano dell'anima)

$$V_{z,Ed} = 30 \text{ kN}$$

$$V_{c,z,Rd} = 775.3 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{c,z,Rd}}{V_{z,Ed}} \simeq 26 \gg 1$$

La verifica è soddisfatta

Taglio massimo T_y (nel piano delle ali)

$$V_{y,Ed} = 22 \text{ kN}$$

$$V_{c,y,Rd} = 320 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{c,y,Rd}}{V_{y,Ed}} \simeq 15 \gg 1$$

La verifica è soddisfatta

Si ritiene opportuno sottolineare il particolare del vincolo di appoggio dei pannelli prefabbricati di facciata. Come riportato nella Figura seguente, i pannelli risultano essere vincolati alla base mediante un semplice giunto in appoggio ottenuto mediante un profilo ad L30x30x3 saldato sul telaio metallico di facciata e che in modo approssimativo si va ad innestare nella scanalatura del pannello prefabbricato.

In corrispondenza di tale vincolo, lo spessore di calcestruzzo risulta essere ridotto a 30mm per la realizzazione dell'incavo ed il contatto fra le parti avviene solo per punti e risulta basato unicamente dalla corrispondenza fra le diverse geometrie fra l'elemento "maschio" ed il riscontro "femmina" con materiali costruttivi diversi e perciò di scarsa precisione di contatto.

Tale vincolo costituisce una importante carenza del fabbricato, poiché non garantisce il contatto pannello-telaio perimetrale nel caso dell'azione sismica, che combina sollecitazioni orizzontali e verticali dovuti al moto sismico.

Tale carenza risulta essere difficilmente quantificabile in modo matematico ma costituisce un notevole limite nel garantire in posizione gli elementi che, qualora sollecitati ad azione sismica, garantiscono il loro vincolo unicamente per attrito con perdita di stabilità in seguito alle accelerazioni sismiche.

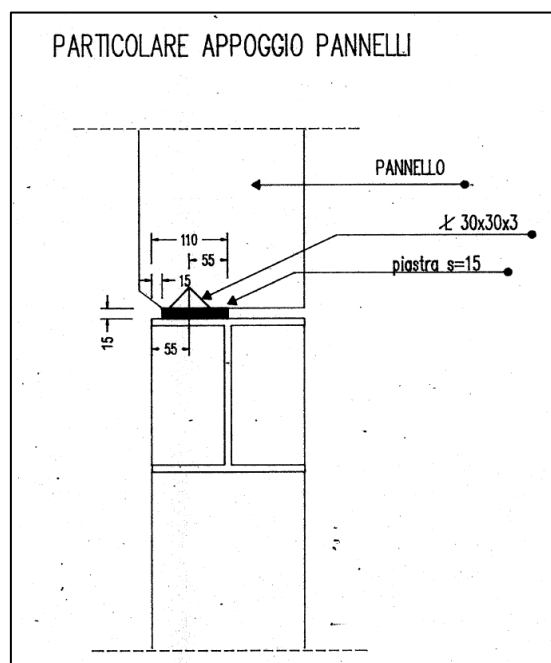


Figura 41: Particolare vincolo pannelli di bordo.

11 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.

11.2 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 con risvolti molto gravosi dal punto di vista computazionale, a fronte di 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.

11.3 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.

12 RIASSUNTO CONCLUSIVO DELLE ANALISI SVOLTE

Le analisi sismiche effettuate sulle strutture prefabbricate del complesso mostrano l'incapacità del fabbricato a rispondere all'azione sismica richiesta da normativa; il capannone non arriva ad un coefficiente di sicurezza sismico pari al 60%; in particolare, si mostrano i livelli di sicurezza a pressoflessione e taglio dei pilastri ed i limiti al martellamento dettati dagli ampi spostamenti orizzontali possibili. Si ritiene opportuno evidenziare tale ultimo parametro, poiché risulta presente con "grave" influenza sul complesso strutturale fieristico.

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

Tabella 24: coefficienti di sicurezza

E' opportuno sottolineare quanto già esplicitato al capitolo 10, 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.

Pertanto il coefficiente di sicurezza minimo risulta essere pari a $FS = 9\%$.

Secondo l'art. 3 comma 10 della legge n. 122 del 01.08.2012 il capannone dovrà essere adeguato sismicamente fino al raggiungimento del livello di sicurezza minimo pari al 60% entro 4 anni.



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

ALLEGATO A – TABULATI DI VERIFICA

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE DEVIATA

Di seguito si riportano le verifiche a pressoflessione ed a taglio eseguite per ogni pilastro.

Le sezioni resistenti dei pilastri sono

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno 31 [cm]
Raggio interno 23 [cm]
N° barre uguali 9
Diametro barre 1.6 [cm]
Copri ferro (baric.) 3 [cm]

N° barre 0 Zoom

Tipo Sezione
☐ Rettang.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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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

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

PILASTRO TIPO 1:

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

Armato con 9 ϕ 16 e spirale ϕ 3

Titolo : _____

Sezione rettangolare

N° Vertici 4 Zoom N° barre 12 Zoom

Tipo Sezione
☐ Rettang.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n
N_{Ed} 0 [kN]
M_{Ed} 0 [kNm]
M_{yEd} 0 [kNm]

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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

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

M_{xRd} 856.6 [kNm]
M_{yRd} -501.8 [kNm]
σ_c -28.08 N/mm²
σ_s 311 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 10.85 ‰
d 85.45 cm
x 20.84 x/d 0.2439
δ 0.7448
☐ Precompresso

PILASTRO TIPO 2: 100x70

Armato con 12 ϕ 20 e staffe ϕ 8 / 20

Titolo : _____

Sezione rettangolare

N° Vertici 6 Zoom N° barre 12 Zoom

Tipo Sezione
☐ Rettang.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n
N_{Ed} 0 [kN]
M_{Ed} 0 [kNm]
M_{yEd} 0 [kNm]

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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

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

PILASTRO TIPO 3: ad L 100x100x50

Armato con 12 ϕ 20 e staffe ϕ 8 / 20

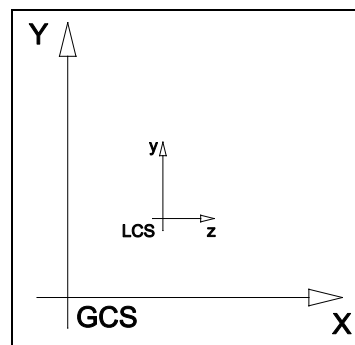
La verifica a pressoflessione è stata eseguita calcolando il Fattore di Sicurezza come segue:

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

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

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

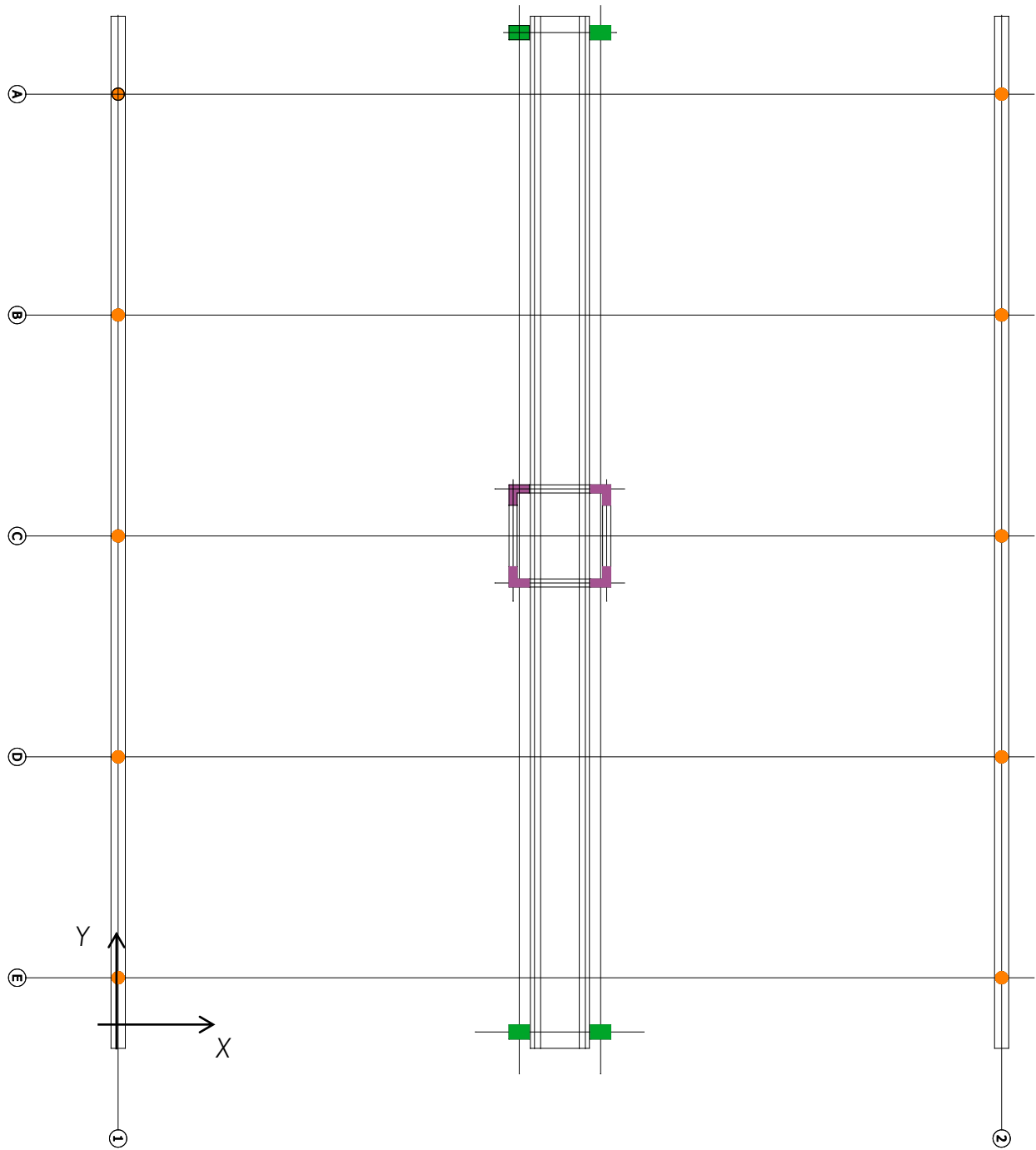
Il sistema di riferimento locale dei singoli elementi (LCS) rispetto al sistema di riferimento globale del modello (GCS) è riportato in Figura.



Il calcolo di FS come sopra definito è stato effettuato mediante l'utilizzo del programma "Verifica C.A. SLU" del Prof. Piero Gelfi, di comprovata validità.

Come si osserva dalle sezioni resistenti dei pilastri sopra riportate, 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%.



VERIFICA A PRESSOFLESSIONE								
	Pilastro	TIPO	Ned	Medy	Medz	FS	VERIFICA	Fsmin
			[kN]	[kNm]	[kNm]	[-]		[-]
PILASTRI CIRCOLARI PHI60	E1	PHI60	-658.06	123.13	-422.49	0.68	VERIFICATO	0.24
			-662.46	127.52	353.18	0.80	VERIFICATO	
			-823.94	-494.12	-354.47	0.54	NON VERIFICATO	
			-828.34	-489.73	421.2	0.52	NON VERIFICATO	
			-710.99	-98.03	-1303.64	0.24	NON VERIFICATO	
			-760.75	-283.21	-1283.23	0.24	NON VERIFICATO	
			-725.64	-83.39	1281.94	0.24	NON VERIFICATO	
			-775.41	-268.57	1302.35	0.24	NON VERIFICATO	
	D1	PHI60	-1143.83	242.01	-422.56	0.77	VERIFICATO	0.27
			-1142.40	244.37	353.26	0.88	VERIFICATO	
			-1045.72	-627.22	-354.46	0.50	NON VERIFICATO	
			-1044.29	-624.86	421.35	0.48	NON VERIFICATO	
			-1111.16	-64.98	-1303.85	0.28	NON VERIFICATO	
			-1081.73	-325.75	-1283.42	0.28	NON VERIFICATO	
			-1106.39	-57.1	1282.22	0.29	NON VERIFICATO	
			-1076.96	-317.87	1302.65	0.27	NON VERIFICATO	
	C1	PHI60	-820.26	45.44	-422.79	0.78	VERIFICATO	0.26
			-821.45	44.83	353.07	0.93	VERIFICATO	
			-1108.16	-439.13	-354.64	0.66	VERIFICATO	
			-1109.36	-439.74	421.21	0.61	VERIFICATO	
			-919.63	-123.46	-1304.11	0.26	NON VERIFICATO	
			-1006.00	-268.83	-1283.66	0.27	NON VERIFICATO	
			-923.62	-125.47	1282.09	0.27	NON VERIFICATO	
			-1009.99	-270.84	1302.53	0.27	NON VERIFICATO	
	B1	PHI60	-1146.92	287.71	-354.67	0.82	VERIFICATO	0.27
			-1148.46	281.69	421.12	0.74	VERIFICATO	
			-1055.16	-664.45	-422.82	0.46	NON VERIFICATO	
			-1056.71	-670.47	352.98	0.48	NON VERIFICATO	
			-1113.00	-38.52	-1283.61	0.29	NON VERIFICATO	
			-1085.48	-324.17	-1304.06	0.27	NON VERIFICATO	
			-1118.15	-58.59	1302.36	0.29	NON VERIFICATO	

			-1090.62	-344.24	1281.91	0.28	NON VERIFICATO	
	A1	PHI60	-625.08	199.27	-354.61	0.72	VERIFICATO	0.23
			-620.44	190.79	421	0.63	VERIFICATO	
			-773.00	-553.59	-422.87	0.46	NON VERIFICATO	
			-768.35	-562.06	352.74	0.48	NON VERIFICATO	
			-682.27	-54.35	-1283.38	0.24	NON VERIFICATO	
			-726.64	-280.2	-1303.85	0.23	NON VERIFICATO	
			-666.79	-82.59	1301.98	0.23	NON VERIFICATO	
			-711.17	-308.45	1281.51	0.24	NON VERIFICATO	
	E2	PHI60	-819.30	492.77	-422.76	0.51	NON VERIFICATO	0.24
			-823.76	488.34	353.56	0.55	NON VERIFICATO	
			-653.24	-121.67	-354.87	0.80	VERIFICATO	
			-657.70	-126.09	421.45	0.68	VERIFICATO	
			-755.99	282.88	-1304.7	0.24	NON VERIFICATO	
			-706.17	98.55	-1284.33	0.24	NON VERIFICATO	
			-770.83	268.12	1283.03	0.25	NON VERIFICATO	
			-721.01	83.79	1303.4	0.24	NON VERIFICATO	
	D2	PHI60	-1054.93	625.67	-422.8	0.48	NON VERIFICATO	0.27
			-1053.39	623.23	353.66	0.51	NON VERIFICATO	
			-1154.05	-240.11	-354.84	0.88	VERIFICATO	
			-1152.52	-242.55	421.63	0.78	VERIFICATO	
			-1091.41	325.48	-1304.89	0.27	NON VERIFICATO	
			-1121.15	65.75	-1284.5	0.29	NON VERIFICATO	
			-1086.29	317.37	1283.32	0.28	NON VERIFICATO	
			-1116.03	57.64	1303.71	0.29	NON VERIFICATO	
	C2	PHI60	-1098.84	438.16	-423.05	0.61	VERIFICATO	0.26
			-1100.07	438.76	353.45	1.92	VERIFICATO	
			-809.55	-44.25	-355.02	0.92	VERIFICATO	
			-810.78	-43.64	421.48	0.78	VERIFICATO	
			-996.16	268.61	-1305.16	0.27	NON VERIFICATO	
			-909.38	123.89	-1284.75	0.27	NON VERIFICATO	
			-1000.25	270.63	1283.18	0.27	NON VERIFICATO	
			-913.46	125.91	1303.59	0.26	NON VERIFICATO	
	B2	PHI60	-1064.34	664.5	-423.08	0.46	NON VERIFICATO	0.27

PILASTRI 70x100			-1066.02	670.66	353.36	0.48	NON VERIFICATO	
			-1157.17	-287.69	-355.04	0.82	VERIFICATO	
			-1158.85	-281.53	421.4	0.75	VERIFICATO	
			-1094.87	324.04	-1305.11	0.27	NON VERIFICATO	
			-1122.72	38.38	-1284.7	0.29	NON VERIFICATO	
			-1100.47	344.59	1283.01	0.28	NON VERIFICATO	
			-1128.32	58.93	1303.43	0.29	NON VERIFICATO	
			-768.74	552.98	-423.14	0.46	NON VERIFICATO	
			-764.05	561.49	353.11	0.48	NON VERIFICATO	
			-619.87	-198.53	-354.97	0.72	VERIFICATO	
	A2	PHI60	-615.18	-190.02	421.29	0.63	VERIFICATO	0.23
			-722.11	280.03	-1304.91	0.23	NON VERIFICATO	
			-677.45	54.57	-1284.46	0.24	NON VERIFICATO	
			-706.47	308.39	1282.6	0.23	NON VERIFICATO	
			-661.81	82.94	1303.05	0.23	NON VERIFICATO	
			267.29	3802.38	-597.45	0.11	NON VERIFICATO	
			273.91	3805.38	736.41	0.12	NON VERIFICATO	
			-2933.37	-4072.48	-735.04	0.41	NON VERIFICATO	
	PILASTRI 70x100	70x100	-2926.75	-4069.48	598.82	0.42	NON VERIFICATO	0.11
			-860.66	1042.68	-2201.78	0.30	NON VERIFICATO	
			-1820.86	-1319.78	-2243.06	0.39	NON VERIFICATO	
			-838.60	1052.68	2244.43	0.29	NON VERIFICATO	
			-1798.80	-1309.78	2203.15	0.40	NON VERIFICATO	
			-2933.84	4073.31	-734.9	0.41	NON VERIFICATO	
			-2926.99	4070.22	598.92	0.42	NON VERIFICATO	
			266.98	-3801.56	-597.43	0.12	NON VERIFICATO	
		70x100	273.83	-3804.66	736.39	0.11	NON VERIFICATO	0.11
			-1821.55	1320.72	-2242.91	0.39	NON VERIFICATO	
			-861.31	-1041.74	-2201.67	0.30	NON VERIFICATO	
			-1798.70	1310.4	2203.16	0.40	NON VERIFICATO	
			-838.46	-1052.06	2244.4	0.29	NON VERIFICATO	
			299.57	3766.14	-602.03	0.12	NON VERIFICATO	
			292.91	3763.7	732.97	0.11	NON VERIFICATO	
		70x100	-2862.44	-4021.5	-731.3	0.41	NON VERIFICATO	0.11

PILASTRI AD L CENTRALI			-2869.10	-4023.94	603.7	0.42	NON VERIFICATO	
			-799.37	1043.32	-2204.77	0.29	NON VERIFICATO	
			-1747.97	-1292.97	-2243.55	0.38	NON VERIFICATO	
			-821.56	1035.17	2245.22	0.29	NON VERIFICATO	
			-1770.16	-1301.12	2206.44	0.40	NON VERIFICATO	
		70x100	-2862.76	4022.03	-730.99	0.41	NON VERIFICATO	0.11
			-2869.52	4024.51	603.97	0.41	NON VERIFICATO	
			299.63	-3765.62	-602.42	0.12	NON VERIFICATO	
			292.87	-3763.15	732.54	0.11	NON VERIFICATO	
			-1748.03	1293.47	-2243.44	0.38	NON VERIFICATO	
			-799.32	-1042.83	-2204.87	0.29	NON VERIFICATO	
			-1770.58	1301.72	2206.42	0.40	NON VERIFICATO	
			-821.86	-1034.58	2244.99	0.29	NON VERIFICATO	
		L	524.69	-4594	390.49	0.09	NON VERIFICATO	0.09
			-61.28	-4578.61	-524.43	0.12	NON VERIFICATO	
			-3256.21	4898.49	511.36	0.22	NON VERIFICATO	
			-3842.17	4913.88	-403.55	0.25	NON VERIFICATO	
			-115.00	-1289.58	1500.19	0.38	NON VERIFICATO	
			-1249.27	1558.17	1536.45	0.30	NON VERIFICATO	
			-2068.21	-1238.29	-1549.51	0.75	VERIFICATO	
			-3202.48	1609.46	-1513.25	0.91	VERIFICATO	
		L	31.73	402.83	4695.9	0.12	NON VERIFICATO	0.10
			617.73	-512.08	4711.34	0.10	NON VERIFICATO	
			-3964.62	523.68	-5034.34	0.42	NON VERIFICATO	
			-3378.62	-391.23	-5018.9	0.39	NON VERIFICATO	
			-2050.67	1512.53	1272.31	0.80	VERIFICATO	
			-3249.57	1548.78	-1646.76	0.84	VERIFICATO	
			-97.32	-1537.18	1323.77	0.22	NON VERIFICATO	
			-1296.22	-1500.93	-1595.31	0.61	VERIFICATO	
		L	-3964.55	5033.66	-523.48	0.42	NON VERIFICATO	0.10
			-3378.60	5018.3	391.37	0.38	NON VERIFICATO	
			32.16	-4696.6	-402.96	0.11	NON VERIFICATO	
			618.12	-4711.96	511.89	0.10	NON VERIFICATO	
			-3249.31	1645.98	-1548.63	0.90	VERIFICATO	

			-2050.30	-1273.09	-1512.47	0.39	NON VERIFICATO	
			-1296.14	1594.79	1500.88	0.55	NON VERIFICATO	
			-97.12	-1324.29	1537.04	0.35	NON VERIFICATO	
			-3255.98	4897.69	511.15	0.38	NON VERIFICATO	
			-3841.92	4913.08	-403.7	0.25	NON VERIFICATO	
			525.05	-4594.8	390.62	0.10	NON VERIFICATO	
			-60.89	-4579.41	-524.23	0.12	NON VERIFICATO	
		L	-1249.02	1557.37	1536.29	0.58	NON VERIFICATO	0.10
			-114.71	-1290.38	1500.13	0.23	NON VERIFICATO	
			-3202.16	1608.66	-1513.21	0.85	VERIFICATO	
			-2067.85	-1239.09	-1549.37	0.80	VERIFICATO	

VERIFICA A TAGLIO

Di seguito si riportano le verifiche con dei pilastri circolari, eseguite come esplicitato al Capitolo 9.2.2.

VERIFICA A TAGLIO DEI PILASTRI CIRCOLARI									
	Pilastro	TIPO	Ned	Vedy	Vedz	V _{Rd}	FS	VERIFICA	F _{smin}
			[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]		[-]
PILASTRI CIRCOLARI PHI60	E1	PHI60	-658.06	-57.48	16.75	169.1	2.28	VERIFICATO	0.86
			-662.46	48.05	17.35	169.6	2.59	VERIFICATO	
			-823.94	-48.23	-67.23	190.3	1.65	VERIFICATO	
			-828.34	57.31	-66.63	190.9	1.54	VERIFICATO	
			-710.99	-177.37	-13.34	175.9	0.92	VERIFICATO	
			-760.75	-174.59	-38.53	182.2	0.86	VERIFICATO	
			-725.64	174.41	-11.35	177.7	0.96	VERIFICATO	
			-775.41	177.19	-36.54	184.1	0.86	VERIFICATO	
	D1	PHI60	-1143.83	-57.49	32.93	220.4	2.44	VERIFICATO	1.00
			-1142.40	48.06	33.25	220.4	2.71	VERIFICATO	
			-1045.72	-48.23	-85.34	218.8	1.64	VERIFICATO	
			-1044.29	57.33	-85.01	218.6	1.54	VERIFICATO	
			-1111.16	-177.39	-8.84	220.4	1.18	VERIFICATO	
			-1081.73	-174.61	-44.32	220.4	1.01	VERIFICATO	
			-1106.39	174.45	-7.77	220.4	1.21	VERIFICATO	
			-1076.96	177.23	-43.25	220.4	1.00	VERIFICATO	
	C1	PHI60	-820.26	-57.52	6.18	189.9	2.98	VERIFICATO	1.00
			-821.45	48.04	6.10	190.0	3.51	VERIFICATO	
			-1108.16	-48.25	-59.75	220.4	2.04	VERIFICATO	
			-1109.36	57.31	-59.83	220.4	1.88	VERIFICATO	
			-919.63	-177.43	-16.80	202.6	1.04	VERIFICATO	
			-1006.00	-174.65	-36.58	213.7	1.01	VERIFICATO	
			-923.62	174.43	-17.07	203.1	1.06	VERIFICATO	
			-1009.99	177.22	-36.85	214.2	1.00	VERIFICATO	
	B1	PHI60	-1146.92	-48.25	39.14	220.4	2.52	VERIFICATO	0.99
			-1148.46	57.29	38.32	220.4	2.31	VERIFICATO	
			-1055.16	-57.53	-90.40	220.0	1.49	VERIFICATO	

			-1056.71	48.02	-91.22	220.2	1.58	VERIFICATO	
			-1113.00	-174.64	-5.24	220.4	1.23	VERIFICATO	
			-1085.48	-177.42	-44.10	220.4	0.99	VERIFICATO	
			-1118.15	177.19	-7.97	220.4	1.19	VERIFICATO	
			-1090.62	174.41	-46.84	220.4	1.00	VERIFICATO	
	A1	PHI60	-625.08	-48.25	27.11	164.8	2.19	VERIFICATO	0.81
			-620.44	57.28	25.96	164.2	1.97	VERIFICATO	
			-773.00	-57.53	-75.32	183.8	1.38	VERIFICATO	
			-768.35	47.99	-76.47	183.2	1.47	VERIFICATO	
			-682.27	-174.61	-7.39	172.2	0.95	VERIFICATO	
			-726.64	-177.40	-38.12	177.9	0.83	VERIFICATO	
			-666.79	177.14	-11.24	170.2	0.90	VERIFICATO	
			-711.17	174.35	-41.97	175.9	0.81	VERIFICATO	
	E2	PHI60	-819.30	-57.52	67.04	189.7	1.52	VERIFICATO	0.84
			-823.76	48.10	66.44	190.3	1.66	VERIFICATO	
			-653.24	-48.28	-16.55	168.4	2.60	VERIFICATO	
			-657.70	57.34	-17.16	169.0	2.27	VERIFICATO	
			-755.99	-177.51	38.49	181.6	0.84	VERIFICATO	
			-706.17	-174.74	13.41	175.2	0.93	VERIFICATO	
			-770.83	174.56	36.48	183.5	0.87	VERIFICATO	
			-721.01	177.33	11.40	177.1	0.94	VERIFICATO	
	D2	PHI60	-1054.93	-57.52	85.12	219.9	1.54	VERIFICATO	0.99
			-1053.39	48.12	84.79	219.7	1.65	VERIFICATO	
			-1154.05	-48.28	-32.67	220.4	2.72	VERIFICATO	
			-1152.52	57.36	-33.00	220.4	2.44	VERIFICATO	
			-1091.41	-177.54	44.28	220.4	0.99	VERIFICATO	
			-1121.15	-174.76	8.95	220.4	1.20	VERIFICATO	
			-1086.29	174.60	43.18	220.4	1.01	VERIFICATO	
			-1116.03	177.38	7.84	220.4	1.19	VERIFICATO	
	C2	PHI60	-1098.84	-57.56	59.61	220.4	1.88	VERIFICATO	0.99
			-1100.07	48.09	59.70	220.4	2.04	VERIFICATO	
			-809.55	-48.30	-6.02	188.5	3.47	VERIFICATO	
			-810.78	57.34	-5.94	188.6	2.98	VERIFICATO	
			-996.16	-177.57	36.55	212.4	0.99	VERIFICATO	

			-909.38	-174.80	16.86	201.3	1.05	VERIFICATO	
			-1000.25	174.58	36.82	212.9	1.01	VERIFICATO	
			-913.46	177.36	17.13	201.8	1.04	VERIFICATO	
	B2	PHI60	-1064.34	-57.56	90.41	220.4	1.49	VERIFICATO	0.99
			-1066.02	48.08	91.25	220.4	1.58	VERIFICATO	
			-1157.17	-48.30	-39.14	220.4	2.52	VERIFICATO	
			-1158.85	57.33	-38.30	220.4	2.30	VERIFICATO	
			-1094.87	-177.57	44.09	220.4	0.99	VERIFICATO	
			-1122.72	-174.79	5.22	220.4	1.22	VERIFICATO	
			-1100.47	174.56	46.88	220.4	1.00	VERIFICATO	
			-1128.32	177.34	8.02	220.4	1.19	VERIFICATO	
	A2	PHI60	-768.74	-57.57	75.24	183.3	1.38	VERIFICATO	0.81
			-764.05	48.04	76.39	182.7	1.47	VERIFICATO	
			-619.87	-48.29	-27.01	164.2	2.18	VERIFICATO	
			-615.18	57.32	-25.85	163.6	1.97	VERIFICATO	
			-722.11	-177.54	38.10	177.3	0.82	VERIFICATO	
			-677.45	-174.76	7.42	171.6	0.94	VERIFICATO	
			-706.47	174.50	41.96	175.3	0.81	VERIFICATO	
			-661.81	177.29	11.28	169.5	0.90	VERIFICATO	

Di seguito si riportano le verifiche eseguite sui pilastri della zona centrale, rettangolari 70x100 (colore verde) e ad L (colore viola).

Si precisa che per i pilastri rettangolari l'area resistente a taglio è:

$$A_{swy} = 201.06 \text{ mm}^2$$

$$A_{swz} = 100.53 \text{ mm}^2$$

Mentre per i pilastri ad L si ha:


$$A_{swy} = A_{swz} = 100.53 \text{ mm}^2$$

VERIFICA A TAGLIO PILASTRI ZONA CENTRALE										
	Pil.	TIPO	Ned	Vedy	Vedz	VRdy	VRdz	VERIFICA	FS	FSmin
			[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]		[-]	[-]
PILASTRI 70x100	70x100	70x100	267.29	-61.42	935.70	188.89	136.74	NON VERIFICATO	0.14	0.12
			273.91	98.82	936.45	187.95	136.06	NON VERIFICATO	0.13	
			-2933.37	-98.67	-1016.23	187.02	135.38	NON VERIFICATO	0.12	
			-2926.75	61.58	-1015.48	186.10	134.71	NON VERIFICATO	0.13	
			-860.66	-261.42	251.65	185.19	134.05	NON VERIFICATO	0.30	
			-1820.86	-272.59	-333.93	184.29	133.40	NON VERIFICATO	0.25	
			-838.60	272.74	254.14	183.39	132.75	NON VERIFICATO	0.29	
			-1798.80	261.57	-331.43	182.50	132.11	NON VERIFICATO	0.25	
	70x100	70x100	-2933.84	-98.65	1016.45	181.63	131.48	NON VERIFICATO	0.12	0.12
			-2926.99	61.59	1015.67	180.76	130.85	NON VERIFICATO	0.12	
			266.98	-61.40	-935.49	179.90	130.22	NON VERIFICATO	0.13	
			273.83	98.83	-936.26	179.04	129.61	NON VERIFICATO	0.13	
			-1821.55	-272.56	334.18	178.20	129.00	NON VERIFICATO	0.24	
			-861.31	-261.38	-251.40	177.36	128.39	NON VERIFICATO	0.29	
			-1798.70	261.57	331.59	176.54	127.79	NON VERIFICATO	0.25	
			-838.46	272.74	-253.99	175.71	127.20	NON VERIFICATO	0.28	
	70x100	70x100	299.57	-62.70	926.44	174.90	126.61	NON VERIFICATO	0.13	0.12
			292.91	97.86	925.83	174.09	126.02	NON VERIFICATO	0.13	
			-2862.44	-97.65	-1002.81	173.30	125.45	NON VERIFICATO	0.12	
			-2869.10	62.91	-1003.42	172.50	124.87	NON VERIFICATO	0.12	
			-799.37	-262.25	251.92	171.72	124.31	NON VERIFICATO	0.28	
			-1747.97	-272.74	-326.85	170.94	123.74	NON VERIFICATO	0.24	
			-821.56	272.95	249.88	170.17	123.19	NON VERIFICATO	0.28	
			-1770.16	262.46	-328.90	169.41	122.63	NON VERIFICATO	0.24	
	70x100	70x100	-2862.76	-97.62	1002.95	168.65	122.09	NON VERIFICATO	0.11	0.11
			-2869.52	62.93	1003.57	167.90	121.54	NON VERIFICATO	0.12	
			299.63	-62.75	-926.31	167.16	121.00	NON VERIFICATO	0.12	
			292.87	97.80	-925.69	166.43	120.47	NON VERIFICATO	0.12	
			-1748.03	-272.73	326.99	165.70	119.94	NON VERIFICATO	0.23	
			-799.32	-262.26	-251.79	164.97	119.42	NON VERIFICATO	0.27	

PILASTRI AD L CENTRALI			-1770.58	262.44	329.06	164.25	118.90	NON VERIFICATO	0.23	
			-821.86	272.90	-249.72	163.54	118.39	NON VERIFICATO	0.26	
	L		524.69	106.05	-1129.62	136.74	136.74	NON VERIFICATO	0.11	0.10
			-61.28	-164.17	-1124.80	136.06	136.06	NON VERIFICATO	0.11	
			-3256.21	153.19	1220.91	135.38	135.38	NON VERIFICATO	0.10	
			-3842.17	-117.03	1225.72	134.71	134.71	NON VERIFICATO	0.10	
			-115.00	437.80	-312.55	134.05	134.05	NON VERIFICATO	0.18	
			-1249.27	451.95	392.60	133.40	133.40	NON VERIFICATO	0.16	
			-2068.21	-462.93	-296.50	132.75	132.75	NON VERIFICATO	0.17	
			-3202.48	-448.79	408.66	132.11	132.11	NON VERIFICATO	0.15	
	L		31.73	1158.63	116.72	131.48	131.48	NON VERIFICATO	0.10	0.09
			617.73	1163.46	-153.50	130.85	130.85	NON VERIFICATO	0.10	
			-3964.62	-1260.61	163.82	130.22	130.22	NON VERIFICATO	0.09	
			-3378.62	-1255.78	-106.40	129.61	129.61	NON VERIFICATO	0.10	
			-2050.67	306.26	448.47	129.00	129.00	NON VERIFICATO	0.17	
			-3249.57	-419.51	462.60	128.39	128.39	NON VERIFICATO	0.15	
			-97.32	322.36	-452.28	127.79	127.79	NON VERIFICATO	0.16	
			-1296.22	-403.41	-438.15	127.20	127.20	NON VERIFICATO	0.15	
	L		-3964.55	-163.76	1260.43	126.61	126.61	NON VERIFICATO	0.09	0.09
			-3378.60	106.44	1255.62	126.02	126.02	NON VERIFICATO	0.09	
			32.16	-116.75	-1158.83	125.45	125.45	NON VERIFICATO	0.10	
			618.12	153.45	-1163.64	124.87	124.87	NON VERIFICATO	0.09	
			-3249.31	-462.54	419.30	124.31	124.31	NON VERIFICATO	0.14	
			-2050.30	-448.44	-306.48	123.74	123.74	NON VERIFICATO	0.16	
			-1296.14	438.13	403.27	123.19	123.19	NON VERIFICATO	0.15	
			-97.12	452.23	-322.51	122.63	122.63	NON VERIFICATO	0.16	
	L		-3255.98	-153.12	-1220.69	122.09	122.09	NON VERIFICATO	0.09	0.09
			-3841.92	117.08	-1225.50	121.54	121.54	NON VERIFICATO	0.09	
			525.05	-106.09	1129.85	121.00	121.00	NON VERIFICATO	0.10	
			-60.89	164.11	1125.03	120.47	120.47	NON VERIFICATO	0.09	
			-1249.02	-451.89	-392.38	119.94	119.94	NON VERIFICATO	0.14	
			-114.71	-437.78	312.78	119.42	119.42	NON VERIFICATO	0.16	
			-3202.16	448.77	-408.44	118.90	118.90	NON VERIFICATO	0.14	
			-2067.85	462.88	296.72	118.39	118.39	NON VERIFICATO	0.16	

ALLEGATO B – TABULATI MODELLAZIONE FEM

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author		File Name	pad3456_v1_tab.mdl

*** PROJECT INFORMATION

Project Name :
Date : 2016/1/22

*** CONTROL DATA

Panel Zone Effect : Do not Calculate
Unit System : KN, M
Definition of Frame
- X Direction of Frame : Unbraced I Sway
- Y Direction of Frame : Unbraced I Sway
- Design Type : 3-D
Design Code
- Steel : Eurocode3:05
- Concrete : Eurocode2:04
- SRC : SSRC79

*** LOAD CASE DATA

NO	NAME	TYPE	SELF WEIGHT	FACTOR	DESCRIPTION
			X	Y	Z

1	PP	D	0.000	0.000	-1.000
2	G1k	D	0.000	0.000	0.000
3	G2k	D	0.000	0.000	0.000
4	Qk	S	0.000	0.000	0.000

*** MATERIAL PROPERTY DATA

	NO	NAME	TYPE	MODULUS OF	SHEAR	THERMAL	POISSON	
WEIGHT				ELASTICITY	MODULUS	COEFF.	RATIO	D
ENSITY								
	1	C25/30	CONC	3.148e+007	1.311e+007	5.556e-006	0.2	
25	2	FITTIZIO	USER	0.0001	5e-005	0	0	
0								


NO	NAME	TYPE	STRENGTH OF DESIGN MATERIAL			
			STEEL	CONCRETE	MAIN REBAR	SUB REBAR
1	C25/30	CONC	-	2.5e+004	4e+005	4e+005

*** SUPPORT / SPECIFIED DISPLACEMENT / POINT SPRING SUPPORT

** SUPPORT / SPECIFIED DISPLACEMENT

NODE	SUPPORT DDRRR	SPECIFIED DISPLACEMENT					
		Dx	Dy	Dz	Rx	Ry	Rz
1	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
3	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
4	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
5	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

PROJECT TITLE :

	Company	Client
	Author	File Name
		pad3456_v1_tab.mdl

7	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
8	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
9	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
11	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
12	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
13	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
14	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
15	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
16	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
41	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
44	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

*** SECTION PROPERTY DATA


NO	NAME	SHAPE	H	B	tw	tfl	r1
1	P_D60	SR	0.6	0	0	0	0
2	P_100x70	SB	1	0.7	0	0	0
3	P_100x100~	L	1	1	0.5	0.5	0
4	TR_bordo	B	1.2	0.7	0.095	0.3	0
5	TR_centra~	UDT	2.5	0.55	0	0.35	0
6	TR_centra~	UDT	2.5	0	0.55	0.35	0
7	TR_50x105	SB	1.05	0.5	0	0	0
8	Tegolo	GEN	0	0	0	0	0
9	animaPIGR~	SB	1	0.08	0	0	0
10	FITTIZIO	SB	0.045	0.045	0	0	0

NO	NAME	STIFFNESS SCALE FACTOR							Boundary Group	
		A	Asy	Asz	Ix	Iy	Iz	W		
1	P_D60									
2	P_100x70									
3	P_100x100~									
4	TR_bordo									
5	TR_centra~									
6	TR_centra~									
7	TR_50x105									
8	Tegolo									
9	animaPIGR~									
10	FITTIZIO									

NO	NAME	AREA	MOMENT OF INERTIA			SHAPE FACTOR	
		[SRC:EQIV.]	Ix	Iy	Iz	k-Y	k-Z
1	P_D60	0.2827	0.01272	0.006362	0.006362	0.9	0.9
2	P_100x70	0.7	0.06492	0.05833	0.02858	0.8333	0.8333
3	P_100x100~	0.75	0.05116	0.05729	0.05729	0.5556	0.5556
4	TR_bordo	0.534	0.05161	0.09162	0.02767	0.7865	0.427
5	TR_centra~	1.067	0.04436	0.64	0.04574	0.2459	0.8197
6	TR_centra~	1.067	0.04436	0.64	0.04574	0.2459	0.8197
7	TR_50x105	0.525	0.03068	0.04823	0.01094	0.8333	0.8333
8	Tegolo	0.3368	0.001142	0.1171	0.0357	0.6289	0.2212
9	animaPIGR~	0.08	0.0001621	0.006667	4.267e-005	0.8333	0.8333
10	FITTIZIO	0.002025	5.767e-007	3.417e-007	3.417e-007	0.8333	0.8333

NO	NAME	SECTION MODULUS Sy		SECTION MODULUS Sz	
		I or CONC.	J or STEEL	I or CONC.	J or STEEL
1	P_D60	0.02121	0.02121	0.02121	0.02121
2	P_100x70	0.1167	0.1167	0.08167	0.08167
3	P_100x100~	0.09821	0.09821	0.09821	0.09821
4	TR_bordo	0.1527	0.1527	0.07905	0.07905

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author		File Name	pad3456_v1_tab.mdl

5	TR_centra~	0.4433	0.4433	0.07104	0.07104
6	TR_centra~	0.4433	0.4433	0.07104	0.07104
7	TR_50x105	0.09187	0.09187	0.04375	0.04375
9	animaPIGR~	0.01333	0.01333	0.001067	0.001067
10	FITTIZIO	1.519e-005	1.519e-005	1.519e-005	1.519e-005

*** LOAD DATA

; Self Weight, Nodal Load, Specified Displacement, Beam Load, Floor Load, Finishing Material Load,

System Temperature, Nodal Temperature, Element Temperature, Beam Section Temperature, Wind Load, Static Seismic Load, Time History Analysis Data


** FLOOR LOAD TYPE DATA

NAME	LOADCASE NAME	LOAD	SUB-BEAM WEIGHT
ROOF	G1k	-1.25	Do not consider
	G2k	-3.2	Do not consider
	Qk	-0.8	Do not consider

** FLOOR LOAD DATA

LOAD TYPE	DISTRIBUTION	DIR.	PROJ	NUMBER	SUB-BEAM ANGLE	UNIT-W	NODE LIST
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	20411 21038 20622 20203
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	24191 24818 24402 23983
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	4031 4658 4242 3823
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	7811 8438 8022 7603
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	11591 12218 11802 11383
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	16001 16628 16212 15793
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	3399 4028 3612 2777
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	19781 20408 19992 19573
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	23561 24188 23772 23353
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	27341 27968 27552 27133
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	7181 7808 7392 6973
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	10961 11588 11172 10753
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	14741 15368 14952 14533
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	19151 19778 19362 18943
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	22931 23558 23142 22723
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	26711 27338 26922 26503
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	6551 7178 6762 6343
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	10331 10958 10542 10123
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	14111 14738 14322 13903
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	18521 19148 18732 18313
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	22301 22928 22512 22093
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	26081 26708 26293 26292
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	25873
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	5921 6548 6132 5713
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	9701 10328 9912 9493
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	13481 14108 13692 13273
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	17891 18518 18102 17683
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	21671 22298 21882 21463
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	25451 26078 25662 25243
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	5291 5918 5502 5083
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	9071 9698 9282 8863
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	12851 13478 13062 12643
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	17261 17888 17472 17053
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	21041 21668 21252 20833
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	24821 25448 25032 24613
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	4661 5288 4872 4453
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	8441 9068 8652 8233
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	12221 12848 12432 12013
ROOF	One Way	GZ	NO	0	0	0	16631 17258 16842 16423

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author		File Name	pad3456_v1_tab.mdl

[LOAD CASE : PP]

** SELF WEIGHT DATA

; X=0, Y=0, Z=-1


[LOAD CASE : G2k]

** BEAM LOAD DATA


MEMBER P4	TYPE	DIR.	PROJ.	D1	P1	D2	P2	D3	P3	D4

2571	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0
0										
2572	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0
0										
2573	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0
0										
2574	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0
0										
2575	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0
0										
2576	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0
0										
2577	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0
0										
2579	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0
0										
3101	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0
0										
3314	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0
0										
3627	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0
0										
3842	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0
0										
4155	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0
0										
4370	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0
0										
4683	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0
0										
4898	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0
0										
5211	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0
0										
5428	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0
0										
5741	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0
0										
5956	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0
0										
6269	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0
0										
6484	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0
0										
6797	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0
0										
7012	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0
0										
7325	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0
0										
7540	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0
0										

PROJECT TITLE :

	Company						Client				
	Author						File Name	pad3456_v1_tab.mdl			
7853	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	0
0											
8068	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	0
0											
8381	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	0
0											
8596	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	0
0											
8909	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	0
0											
9124	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	0
0											
9437	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	0
0											
9652	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	0
0											
9965	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	0
0											
10182	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	0
0											
10495	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	0
0											
10710	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	0
0											
11023	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	0
0											
11238	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	0
0											
11551	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	0
0											
11766	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	0
0											
12079	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	0
0											
12294	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	0
0											
12607	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	0
0											
12824	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	0
0											
13138	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	0
0											
13140	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	0
0											
13662	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	0
0											
13664	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	0
0											
14186	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	0
0											
14188	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	0
0											
14710	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	0
0											
14712	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	0
0											
15234	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	0
0											
15236	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	0
0											
15758	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	0
0											
15760	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	0
0											
16282	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	0
0											
16284	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	0
0											
16806	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	0

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author		File Name	pad3456_v1_tab.mdl

0											
16808	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	
0											
17330	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	
0											
17332	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	
0											
17854	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	
0											
17856	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	
0											
18378	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	
0											
18380	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	
0											
18902	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	
0											
18904	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	
0											
19426	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	
0											
19428	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	
0											
19950	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	
0											
19952	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	
0											
20474	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	
0											
20476	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	
0											
20998	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	
0											
21000	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	
0											
21522	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	
0											
21524	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	
0											
22046	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	
0											
22048	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	
0											
22570	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	
0											
22572	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	
0											
23094	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	
0											
23096	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.2	1	-6.2	0	0	0	
0											


[LOAD CASE : Qk]

** BEAM LOAD DATA

MEMBER P4	TYPE	DIR.	PROJ.	D1	P1	D2	P2	D3	P3	D4


2571	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0
0										
2572	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0
0										
2573	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0
0										
2574	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0

PROJECT TITLE :


	Company		Client	
	Author		File Name	pad3456_v1_tab.mdl

0											
2575	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
2576	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
2577	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
2579	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
3101	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
3314	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
3627	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
3842	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
4155	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
4370	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
4683	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
4898	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
5211	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
5428	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
5741	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
5956	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
6269	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
6484	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
6797	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
7012	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
7325	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
7540	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
7853	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
8068	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
8381	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
8596	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
8909	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
9124	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
9437	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
9652	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
9965	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
10182	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
10495	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
10710	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											

PROJECT TITLE :

	Company						Client				
	Author						File Name	pad3456_v1_tab.mdl			
110230	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
112380	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
115510	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
117660	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
120790	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
122940	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
126070	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
128240	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
131380	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
131400	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
136620	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
136640	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
141860	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
141880	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
147100	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
147120	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
152340	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
152360	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
157580	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
157600	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
162820	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
162840	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
168060	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
168080	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
173300	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
173320	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
178540	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
178560	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
183780	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
183800	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
189020	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
189040	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
194260	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
194280	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
199500	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0

PROJECT TITLE :

	Company			Client		
	Author			File Name	pad3456_v1_tab.mdl	

0											
19952	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
20474	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
20476	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
20998	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
21000	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
21522	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
21524	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
22046	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
22048	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
22570	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
22572	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
23094	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											
23096	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	
0											

*** RESPONSE SPECTRUM FUNCTION DATA

NAME	FUNCTION	SCALE	GRAVITY	DATA
TYPE				

SLV_Vr75	Normalized Acc.	1	9.806	0:0.297 0.219:0.507 0.656:0.507 0.733:0.454 0.81:0.41

*** RESPONSE SPECTRUM LOAD CASE DATA

NAME	FUNCTION NAME	DIR.	ANGLE	SCALE	PERIOD FACTOR	ACCIDENTAL ECCENTRICITY

EX2	SLV_Vr75	X-Y	0	1	1	-
EY2	SLV_Vr75	X-Y	90	1	1	-

*** LOAD COMBINATION DATA

** GENERAL

NO	NAME	TYPE	ACTIVE	DESCRIPTION

1	SLU	Add	ACTIVE	
2	gLCB10	Add	ACTIVE	
3	gLCB11	Add	ACTIVE	
4	gLCB12	Add	ACTIVE	
5	gLCB13	Add	ACTIVE	
6	gLCB14	Add	ACTIVE	
7	gLCB15	Add	ACTIVE	
8	gLCB16	Add	ACTIVE	
9	gLCB17	Add	ACTIVE	
10	SLV2	Envelope	ACTIVE	
11	SLV_verti~	Add	ACTIVE	