



COMUNE DI BOVISIO MASCIAGO
Provincia di Monza e della Brianza

APPALTO INTEGRATO DEI LAVORI DI RIQUALIFICAZIONE CENTRO SPORTIVO FRANCO GIORGETTI IN VIA EUROPA RIGENERAZIONE ED EFFICIENTAMENTO ENERGETICO

CUP: D98I21000160001 - CIG: 969096193E



FINANZIATO DALL'UNIONE EUROPEA
NEXT GENERATION EU

Finanziato dal "Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza (PNRR)

Missione 5: Coesione e inclusione

Componente 2 - Infrastrutture sociali, famiglie, comunità e terzo settore

Investimento 2.1 - Investimenti in progetti di rigenerazione urbana, volti a ridurre situazioni di emarginazione e degrado sociale

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO - FASE 2

PROGETTO STRUTTURALE

Codifica elaborato

LG	ID	PR	ELABORATO		AGG	TITOLO ELABORATO	SCALA	DATA
BOV	CSFG	EXE	STR	001	01	RELAZIONE DI CALCOLO, FASCICOLO DEI CALCOLI, SUI MATERIALI	-	01-02-2024

Emissione

AGG	DESCRIZIONE	DATA
00	PRIMA EMISSIONE	01-12-2023
01	AGGIORNAMENTO POST VALIDAZIONE	01-02-2024

APPALTATORE



AR.CO LAVORI SOC. COOP. CONS.

PROGETTISTA:



AEGIS SRL Cantarelli & Partners

Via Rodi 61 - 25124 Brescia

COORDINATORE DEL GRUPPO DI PROGETTAZIONE
Arch. Nicola Cantarelli

PROGETTO ARCHITETTONICO
Arch. Nicola Cantarelli

PROGETTO STRUTTURALE
Ing. Stefano Tortella

PROGETTO IMPIANTI ELETTRICI E SPECIALI
Ing. Marco Cristini

PROGETTO IMPIANTI MECCANICI
Ing. Marco Cristini

PROGETTO ANTINCENDIO
Ing. Marco Cristini

COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI
PROGETTAZIONE Arch. Eugenio Sagliocca

IMPRESA ESECUTRICE



DAMIANI Costruzioni Srl

INDICE

1	DESCRIZIONE DELL'OPERA E DELLO SCHEMA STRUTTURALE	4
2	CRITERI DI VERIFICA	9
3	NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE TECNICA DI RIFERIMENTO	9
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	10
4.1	DURABILITÀ	10
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	12
6	ANALISI DEI CARICHI	14
6.1	GRADO DI SISMICITÀ E MOTO SISMICO	20
6.1.1	EDIFICIO A1 – EDIFICIO A2	20
6.1.2	EDIFICIO A	21
6.2	COMBINAZIONI DI CARICO	23
7	MODELLO DI CALCOLO	25
7.1	EDIFICIO A1	26
7.2	EDIFICIO A2	29
7.3	EDIFICIO A	34
8	PRINCIPALI RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE E VERIFICHE GLOBALI	38
8.1	EDIFICIO A1	38
8.1.1	MODI DI VIBRARE	38
8.1.2	VERIFICHE DELLE NON LINEARITÀ GEOMETRICHE	42
8.1.3	VERIFICHE SLD	44
8.2	EDIFICIO A2	47
8.2.1	MODI DI VIBRARE	47

8.2.2	VERIFICHE DELLE NON LINEARITÀ GEOMETRICHE	51
8.2.3	VERIFICHE SLD	53
8.3	EDIFICIO A	56
8.3.1	MODI DI VIBRARE	56
8.3.2	VERIFICHE DELLE NON LINEARITÀ GEOMETRICHE	61
8.3.3	VERIFICHE SLO	62
8.4	VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI DELL'EDIFICIO – GIUNTO STRUTTURALE	66
8.4.1	EDIFICIO A1	66
8.4.2	EDIFICIO A2	66
8.4.3	EDIFICIO A	67

9 VERIFICHE DEI PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI **68**

9.1	EDIFICIO A1	70
9.1.1	TRAVE DI FONDAZIONE	70
9.1.2	SETTI DI CONTROVENTO	73
9.1.3	PILASTRI	78
9.1.4	TRAVI IN C.A.	85
9.1.5	SOLAIO ALVEOLARE	89
9.2	EDIFICIO A2	90
9.2.1	TRAVE DI FONDAZIONE	90
9.2.2	SETTI DI CONTROVENTO	93
9.2.3	PILASTRI	97
9.2.4	TRAVI IN C.A.	104
9.2.5	SOLAIO ALVEOLARE	108
9.3	EDIFICIO A	109
9.3.1	TRAVE DI FONDAZIONE	109
9.3.2	SETTI DI CONTROVENTO	111
9.3.3	PILASTRI	116
9.3.4	TRAVI IN C.A.	123
9.3.5	SOLAIO ALVEOLARE	127
9.4	VERIFICA A SOLLEVAMENTO E RIBALTAMENTO DEI PANNELLI FOTOVOLTAICI _	128

10 VERIFICA DELLA CORRETTEZZA DEI RISULTATI SECONDO CAP. 10.2 DELLE NTC2018 **129**

10.1	VALIDAZIONE CALCOLO AUTOMATICO DELLA MASSA PARTECIPANTE DELLA STRUTTURA	129
-------------	--	------------

10.1.1	EDIFICIO A2 PARTE 1	129
10.1.2	EDIFICIO A2 PARTE 2	131
10.2	VALIDAZIONE CALCOLO AUTOMATICO DELL'AZIONE ASSIALE DI UN PILASTRO	133
10.2.1	EDIFICIO A PARTE 2	133

1 DESCRIZIONE DELL'OPERA E DELLO SCHEMA STRUTTURALE

Trattasi dei “Lavori di rigenerazioni ed efficientamento energetico del centro sportivo Franco Giorgetti”, sito in via Europa, nel comune di Bovisio Masciago (MB), che prevedono la realizzazione di due nuovi edifici ad uso spogliatoio (denominati Edificio A1 ed Edificio A2) e, a seguito di demolizione dell’edificio attualmente esistente, la realizzazione di un nuovo edificio polifunzionale (denominato Edificio A).

In Figura 1 si individua l’area oggetto di intervento con l’edificio esistente, mentre in Figura 2 il lotto allo stato di progetto.

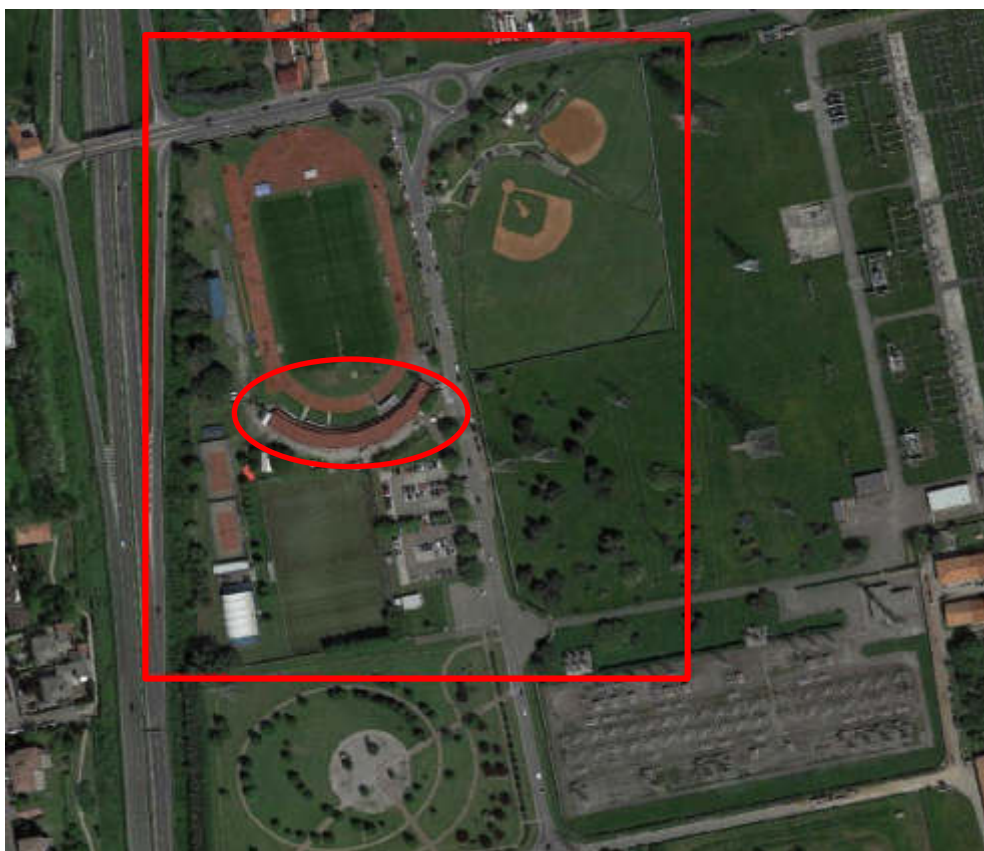


Figura 1 Individuazione dell'area di intervento e dell'edificio esistente

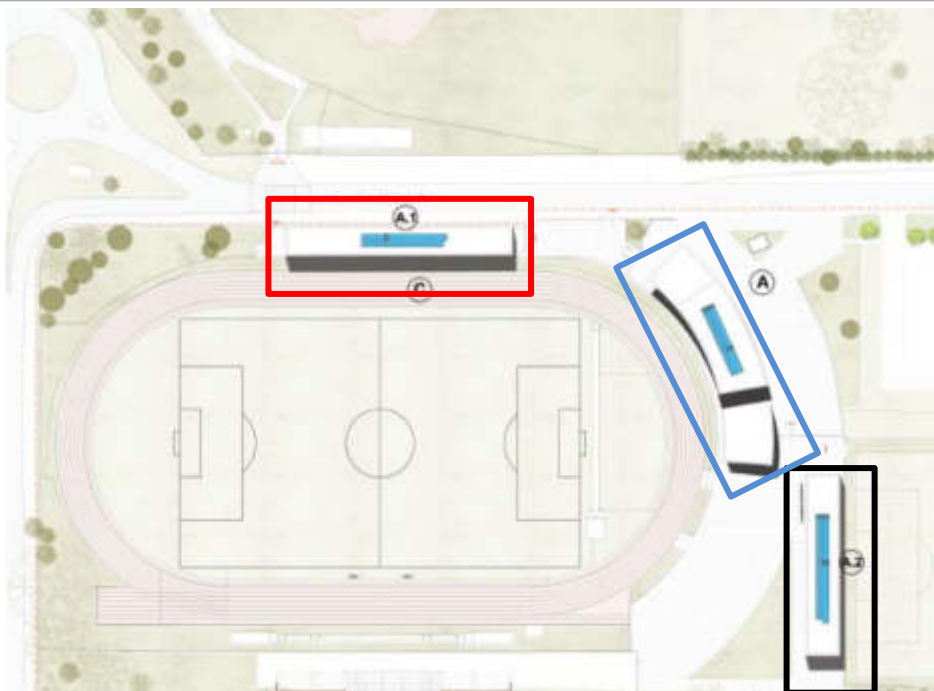


Figura 2 Individuazione dello stato di progetto

Oggetto della presente relazione di calcolo è dunque il calcolo delle strutture portanti a servizio dei nuovi edifici di cui sopra.

Il corpo di fabbrica individuato nel rettangolo rosso in Figura 2 - “**Edificio A1**” - è realizzato in calcestruzzo armato, ed è costituito da un piano fuori terra adibito a spogliatoio, con copertura piana accessibile per sola manutenzione, e privo di piani interrati. Tale fabbricato presenta un ingombro in pianta di circa 365m².

Il secondo corpo di fabbrica individuato nel rettangolo nero in Figura 2 - “**Edificio A2**” - è realizzato in calcestruzzo armato, ed è costituito da un piano fuori terra adibito a spogliatoio, con copertura piana accessibile per sola manutenzione, e privo di piani interrati. Tale fabbricato presenta un ingombro in pianta di circa 349m².

Il terzo corpo di fabbrica individuato nel rettangolo blu in Figura 2 - “**Edificio A**” - è realizzato in calcestruzzo armato, ed è caratterizzato da una geometria curva, con una porzione a un piano fuori terra ed una porzione a due piani fuori terra. La porzione ad un piano è caratterizzata da una copertura praticabile mentre la porzione a due piani è caratterizzata da una copertura non praticabile. Tale fabbricato presenta un ingombro in pianta di circa 765m².

Si veda Figura 2 per individuazione delle aree di cui sopra.

Da un punto di vista strutturale, per tutti i corpi di fabbrica si è ricorsi ad uno schema pendolare, disaccoppiando il contributo resistente ai carichi orizzontali da quello resistente ai carichi verticali. È stato previsto un sistema di setti in calcestruzzo armato con il compito di resistere alle

sollecitazioni sismiche (si vedano tavole strutturali allegate). La resistenza ai carichi verticali invece, è affidata ad un sistema di solai prefabbricati autoportanti tipo alveolare e solai prefabbricati con lastre prefabbricate in polistirene tipo “Airfloor” 24+6 cm, pilastri e setti.

Gli elementi che non contribuiscono alla resistenza al sisma sono definiti “secondari”. Tali elementi, tuttavia, devono essere in grado di assorbire le deformazioni della struttura soggetta all’azione sismica di progetto mantenendo la capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

Data l’estensione significativa di tutti gli edifici, si è scelto di suddividere ogni corpo di fabbrica in due singoli edifici, debitamente giuntati sismicamente.

Le fondazioni saranno di tipo diretto, della tipologia a trave rovescia.

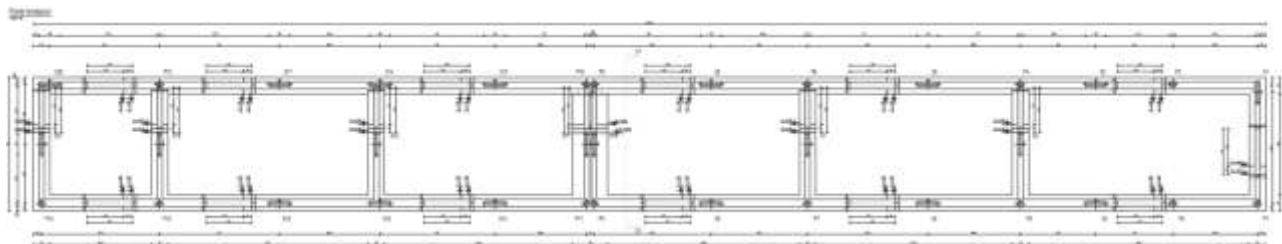


Figura 3 Pianta fondazioni edificio A1

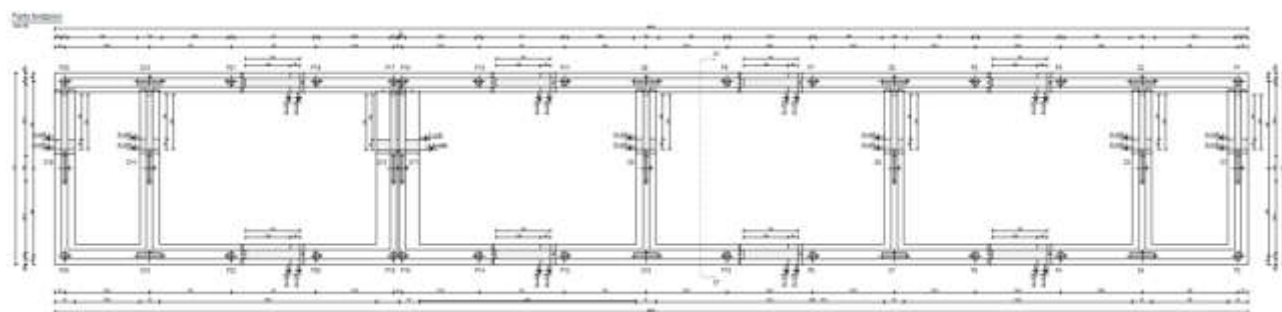


Figura 4 Pianta fondazioni edificio A2

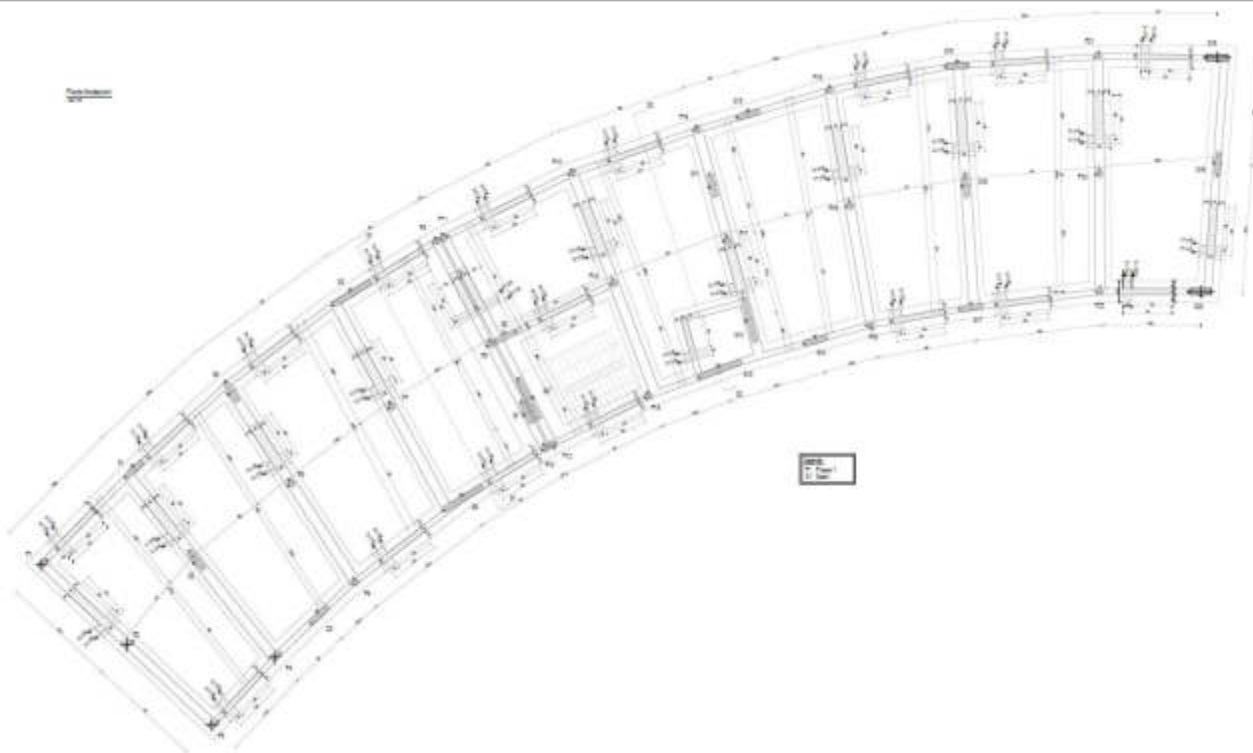


Figura 5 Pianta fondazioni edificio A

In accordo alla normativa di riferimento la struttura in oggetto è stata progettata in classe di duttilità bassa (CD "B").

La tipologia strutturale, per tutti i corpi di fabbrica, è riconducibile a "Struttura a pareti" secondo Tab.7.3.II della Normativa Vigente. A tale tipologia corrisponde, in classe di duttilità bassa (CD "B"), un fattore di comportamento q_0 relativo allo SLV pari a 3.

In presenza di pareti, il fattore di comportamento sarà ridotto del coefficiente k_w per tenere conto del possibile collasso fragile.

Per tutti e tre gli edifici sono stati calcolati i coefficienti k_w che, risultando > 1 , non apporteranno alcuna riduzione del fattore di comportamento.

Si riportano di seguito i valori dei coefficienti k_w calcolati per ogni edificio.

EDIFICIO A			EDIFICIO A1			EDIFICIO A2		
Setto	L	H	Setto	L	H	Setto	L	H
S1	1	3.56	S1	1	3.56	S1	1	3.56
S2	1	3.56	S2	1	3.56	S2	1	3.56
S3	1	3.56	S3	1	3.56	S3	1	3.56
S4	1	7.2	S4	1	3.56	S4	1	3.56
S5	2	7.2	S5	1	3.56	S5	1	3.56
S6	2	7.2	S6	1	3.56	S6	1	3.56
S7	1	7.2	S7	1	3.56	S7	1	3.56
S8	1	7.2	S8	1	3.56	S8	1	3.56
S9	2	7.2	S9	1	3.56	S9	1	3.56
S10	2	7.2	S10	1	3.56	S10	1	3.56
S11	1	3.56	S11	1	3.56	S11	1	3.56
S12	2	7.2	S12	1	3.56	S12	1	3.56
S13	1	3.56	S13	1	3.56	S13	1	3.56
S14	1	3.56	S14	1	3.56	S14	1	3.56
S15	1	3.56	S15	1	3.56	S15	1	3.56
S16	1	3.56	S16	1	3.56	S16	1	3.56
S17	1	3.56	S17	1	3.56	α_0 TOT		3.56
S18	1	3.56	S18	1	3.56	k_W TOT		1.52
S19	1	3.56	S19	1	3.56			
S20	1	3.56	S20	1	3.56			
α_0 TOT		4.01	α_0 TOT		3.56			
k_W TOT		1.67	k_W TOT		1.52			

Figura 6 Valori del coefficiente k_W

Per tutti gli edifici, pur avendo un comportamento dinamico governato principalmente da modi di vibrare traslazionali, non possiedono le condizioni per risultare regolari in pianta. Ne deriva un rapporto α_u/α_1 pari a 1,0, ma avendo scelto una tipologia strutturale a pareti non accoppiate, non comporta alcuna diminuzione del fattore di comportamento.

I corpi di fabbrica “Edificio A1 e Edificio A2” risultano regolari in altezza, da cui fattore di comportamento pari a $q_{SLV}=3$ ($KR = 1$).

Il corpo di fabbrica “Edificio A” non risulta regolare in altezza, da cui fattore di comportamento pari a $q_{SLV}=2.4$ ($KR = 0.8$).

Si è assunto che l’edificio A appartenga alla classe d’uso III ovvero “*Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi [...]*”; la vita nominale V_N dell’opera è stata definita maggiore o uguale a 50 anni.

Mentre per gli Edifici A1 e A2 si è assunto una classe d’uso II ovvero “*Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti [...]*”; la vita nominale V_N dell’opera è stata definita maggiore o uguale a 50 anni.

Scopo della presente è l’illustrazione dei criteri e delle ipotesi di calcolo adottati, delle verifiche in merito alle condizioni di stabilità dei manufatti ed al tasso di lavoro dei materiali per le tipologie strutturali maggiormente significative.

2 CRITERI DI VERIFICA

Tutte le verifiche strutturali agli stati limite sono state condotte in accordo al quanto indicato nella normativa vigente D.M. 17/01/2018, “Norme tecniche per le costruzioni” e relativa circolare applicativa Circolare 21 gennaio 2019 n. 7.

3 NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE TECNICA DI RIFERIMENTO

Per la progettazione strutturale si è fatto riferimento alle seguenti normativa:

- Legge 5 Novembre 1971 n. 1086, “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- Legge 2/2/1974 n. 64, “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- D.M. 17/01/2018, “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare 21 gennaio 2019 n. 7, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, “Istruzioni per l’applicazione dell’“Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018”;
- UNI EN 1992-1-1:2005, “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1993-1-1:2005, “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-1:2005, “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-2:2005, “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 2 – Annex E;
- UNI EN 1998-5:2005, “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- UNI EN 1992-4 “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Part. 4 – Progettazione di fissaggi per utilizzo nel calcestruzzo”.

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'edificio in oggetto, si utilizzeranno i seguenti materiali:

Fondazioni

- Calcestruzzo C25/30
- Acciaio da armatura B450C

Elevazioni

- Calcestruzzo setti e pilastri C28/35
- Acciaio da armatura B450C

Orizzontamenti

- Calcestruzzo solai e travi C28/35
- Acciaio da armatura B450C

I coefficienti di sicurezza dei materiali adottati in sede di dimensionamento e verifica per gli elementi in c.c.a. e in acciaio sono quelli riportati nel Capitolo 4 del D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni".

4.1 DURABILITÀ

La durabilità è intesa come la capacità dell'opera di resistere ai fenomeni aggressivi durante la sua vita utile mantenendo inalterate le funzionalità per la quale è stata progettata. In particolare, per le costruzioni in c.a. risulta necessaria la definizione della classe di esposizione.

La struttura in esame è stata associata ad una condizione ambientale Ordinaria.

Di seguito si riporta il valore di ricoprimento per alcuni elementi strutturali, valutato in accordo alla Normativa Vigente. Si vedano gli elaborati grafici per ulteriori specifiche.

Relativamente alle **opere interrare (travi e platee di fondazione)**, per poter garantire un adeguato livello di durabilità sono stati definiti i seguenti parametri:

- Calcestruzzo: C25/30;
- Classe di esposizione: XC2;
- Classe di consistenza: S4.

Si riportano nel seguito le valutazioni eseguite per la valutazione del ricoprimento di calcestruzzo minimo (copriferro) secondo la normativa vigente. In particolare, essendo la struttura caratterizzata da una vita nominale pari a 50 anni sono stati considerati direttamente i valori da tabella C4.1.IV.

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			barre da ca. elementi a piastra		barre da ca. altri elementi		cavi da cap. elementi a piastra		cavi da cap. altri elementi	
C_{min}	C_0	ambiente	$C > C_0$	$C_{min} < C < C_0$	$C > C_0$	$C_{min} < C < C_0$	$C > C_0$	$C_{min} < C < C_0$	$C > C_0$	$C_{min} < C < C_0$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	55

I valori da tabella dovranno essere aumentati di 10 mm dovuti alle tolleranze di posa. Si ottiene di conseguenza un valore di ricoprimento minimo pari a 30 mm.

Relativamente alle **opere fuori terra “monodimensionali” (pilastri, travi, etc) INTERNI agli edifici**, per poter garantire un adeguato livello di durabilità sono stati definiti i seguenti parametri:

- Calcestruzzo: C28/35;
- Classe di esposizione: XC1;
- Classe di consistenza: S4.

Mentre relativamente alle **opere fuori terra “monodimensionali” (pilastri, travi, etc) ESTERNI agli edifici**, per poter garantire un adeguato livello di durabilità sono stati definiti i seguenti parametri:

- Calcestruzzo: C28/35;
- Classe di esposizione: XC3;
- Classe di consistenza: S4.

Si riportano nel seguito le valutazioni eseguite per la valutazione del copriferro minimo secondo la normativa vigente. In particolare, essendo la struttura caratterizzata da una vita nominale pari a 50 anni sono stati considerati direttamente i valori da tabella C4.1.IV.

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			barre da ca. elementi a piastra		barre da ca. altri elementi		cavi da cap. elementi a piastra		cavi da cap. altri elementi	
C_{min}	C_0	ambiente	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C \leq C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C \leq C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C \leq C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C \leq C_0$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	55

I valori da tabella dovranno essere aumentati di 10 mm dovuti alle tolleranze di posa e, contestualmente, possono essere ridotti di 5 mm (prevedendo controlli di qualità e utilizzo di distanziatori). Si ottiene di conseguenza un valore di ricoprimento pari a 30 mm.

Relativamente alle **opere fuori terra “a piastra” (solette, pareti)**, per poter garantire un adeguato livello di durabilità sono stati definiti i seguenti parametri:

- Calcestruzzo: C28/35;
- Classe di esposizione: XC1;
- Classe di consistenza: S4.

Si riportano nel seguito le valutazioni eseguite per la valutazione del copriferro minimo secondo la normativa vigente. In particolare, essendo la struttura caratterizzata da una vita nominale pari a 50 anni sono stati considerati direttamente i valori da tabella C4.1.IV.

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			barre da ca. elementi a piastra		barre da ca. altri elementi		cavi da cap. elementi a piastra		cavi da cap. altri elementi	
C_{min}	C_0	ambiente	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C \leq C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C \leq C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C \leq C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C \leq C_0$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	55

I valori da tabella dovranno essere aumentati di 10 mm dovuti alle tolleranze di posa e, contestualmente, possono essere ridotti di 5 mm (prevedendo controlli di qualità e utilizzo di distanziatori). Si ottiene di conseguenza un valore di ricoprimento pari a 25 mm. A favore di sicurezza è stato adottato un ricoprimento di 30 mm.

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per la definizione delle caratteristiche del terreno sul quale sorgerà il manufatto si è fatto riferimento alla relazione geologica redatta a Gennaio 2023, da parte del Dott. Geol. Crippa Fausto e successivo confronto con lo stesso da parte dello Scrivente.

Per la caratterizzazione del sito, in fase di progettazione definitiva, sono state condotte le seguenti attività:

- esecuzione di n. 12 prove penetrometriche dinamiche standardizzate;
- indagine sismica con prova MASW;

Di seguito si riporta, sinteticamente, la caratterizzazione geotecnica del sito:

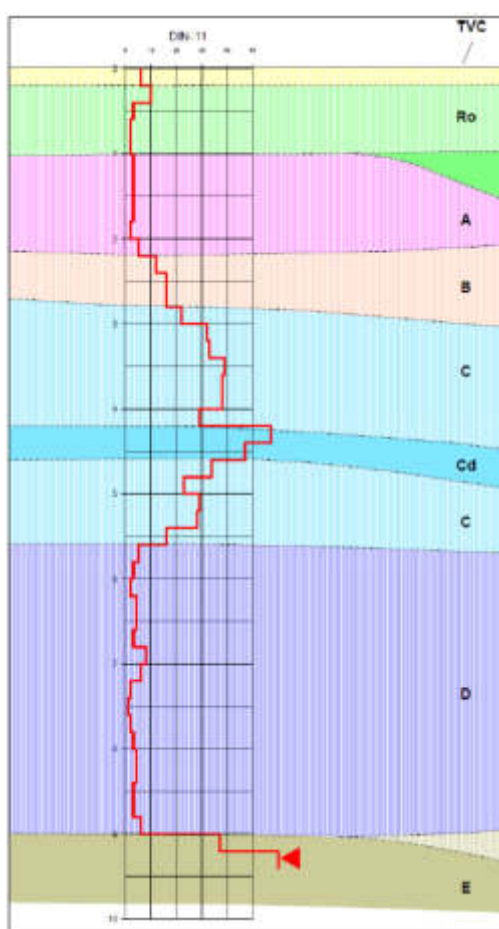


Figura 7 Modello geologico-tecnico di riferimento

Strato	Classificazione USCS	z	N60	gamma	phi	c	Md	Id	CF
--------	-------------------------	---	-----	-------	-----	---	----	----	----

TVC	ML (*)	0,4	13	17,0	0,0	37,5	4,9	0,0	60
Ro	GC (*)	1	4	15,7	21,0	0,0	12,8	20,0	20
A	SC	2	4	15,7	21,0	0,0	3,5	23,0	20
B	SM	2,8	10	17,5	26,0	0,0	8,4	31,5	20
C	GM	5,6	31	18,5	34,0	0,0	44,4	52,1	20
D	SC	8,8	3	15,7	21,0	0,0	5,4	19,8	20
E	GM (**)	9,4	29	18,5	34,0	0,0	48,2	47,3	20

Legenda

strato = orizzonte geotecnico in precedenza descritto

z = profondità dello strato espressa in metri dal piano campagna

N60 = numero dei colpi SPT standardizzato; gamma = peso di volume (kN/mc) phi = angolo d'attrito (°) a volume costante; c = coesione (kPa)

Md = modulo di deformabilità (MPa); Id = indice di densità relativa (%); CF = contenuto di fini (%)

Figura 8 Parametri geotecnici di riferimento

Come riportato nei documenti sopra citati, nel corso delle indagini geognostiche non è stata rilevata la presenza di falda, da cui si ritiene che la falda sia molto profonda (e non interagente con le opere di progetto).

Le condizioni di amplificazione sismica (litologica e morfologica) risultano essere le seguenti: categoria di sottosuolo D e categoria topografica T1.

Si rimanda alla documentazione sopra citata per ulteriori specifiche.

6 ANALISI DEI CARICHI

Le analisi dei carichi sono state desunte dai pesi dei vari materiali in accordo alla normativa vigente. I carichi permanenti strutturali, permanenti non strutturali e variabili, per ogni impalcato, sono indicati sulle tavole allegate e nelle tabelle sotto riportate.

Edifici A1 e A2

Solai del primo impalcato – pavimento piano terra

SOLAIO TIPO A - Alveolare			
	Gamma (kN/mc)	Sp (m)	kN/mq
G1_PP Solaio Alveolare		0.20	3
Cappa integrativa solaio alveolare	25	0.05	1.25
			4.25
G2_Perm portati_			
Finitura solaio			
Pavimento	20	0.015	0.30
Massetto	18	0.06	1.08
Isolamento	0.3	0.1	0.03
Sottofondo	5	0.14	0.70
Tramezze			0.80
tot			3.00
		tot	7.25
Q_CatC			3

Solai del secondo impalcato – copertura

SOLAIO TIPO B - Airfloor			
	Gamma (kN/mc)	Sp (m)	kN/mq
G1_PP Solaio Airfloor 24+6		0.3	2
G2_Perm portati_			
Finitura solaio			
Fotovoltaico			0.20
Ghiaia	17	0.05	0.85
Isolamento	0.3	0.1	0.03
Caldana	20	0.06	1.20
Intonaco/controsoffitto			0.20
tot			2.50
		tot	4.50
Q_Neve			1.2
Q_CatH			0.5

GRONDA NON PRATICABILE			
	Gamma (kN/mc)	Sp (m)	kN/mq
G1_PP Solaio in getto pieno sp.20	25	0.2	5
G2_Perm portati_			
Finitura solaio			
Fotovoltaico			0.20
Ghiaia	17	0.05	0.85
Isolamento	0.3	0.1	0.03
Caldana	20	0.06	1.20
Intonaco/controsoffitto			0.20
tot			2.50
		tot	7.50
Q_Neve			1.2
Q_CatH			0.5

Il peso dei tamponamenti e finiture perimetrali è stato valutato in base alle tipologie previste dal progetto architettonico definitivo. Per valutare il peso al m/l è stata considerata una altezza del tamponamento pari a 3,4m (interpiano). Si riportano di seguito le tipologie considerate per la definizione dei carichi del progetto strutturale:

TAMPONAMENTI PERIMETRALI Opachi				
	Gamma (kN/mc)	Sp (m)	kN/mq	kN/m
Lastra cartongesso	8	0.0125	0.1	
Lastra cartongesso	8	0.0125	0.1	
Gasbeton	7	0.25	1.75	
Isolante	0.12	0.1	0.012	
Intonaco	18	0.005	0.09	
		tot	2.50	8.5

Il peso proprio degli elementi in calcestruzzo armato (G1) è stato assunto pari a 25 kN/m³. Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

dove ψ_{2i} è il coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_i , che tiene conto della probabilità che tutti i carichi $\psi_{2i} Q_{Ki}$ siano presenti sulla intera struttura in occasione del sisma.

Si sono considerati i seguenti coefficienti:

- Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento: $\psi_{2i} = 0.3$
- Categoria H Coperture: $\psi_{2i} = 0$
- Vento: $\psi_{2i} = 0$
- Neve (sotto 1000 m s.l.m.): $\psi_{2i} = 0$

Edificio A

Solai del primo impalcato – pavimento piano terra

SOLAIO TIPO A - Alveolare			
	Gamma (kN/mc)	Sp (m)	kN/mq
G1_PP Solaio Alveolare		0.20	3
Cappa integrativa solaio alveolare	25	0.05	1.25
			4.25
G2_Perm portati_			
Finitura solaio			
Pavimento	20	0.015	0.30
Massetto	18	0.06	1.08
Isolamento	0.3	0.1	0.03
Sottofondo	5	0.14	0.70
Tramezze			0.80
tot			3.00
		tot	6.00
Q_CatC			3

SOLAIO TIPO B - Alveolare			
	Gamma (kN/mc)	Sp (m)	kN/mq
G1_PP Solaio Alveolare		0.20	3
Cappa integrativa solaio alveolare	25	0.05	1.25
			4.25
G2_Perm portati_			
Finitura solaio			
Pavimento	18	0.04	0.72
Ghiaia	17	0.05	0.85
Massetto di pendenza	18	0.15	2.70
Isolamento	0.3	0.1	0.03
tot			4.50
		tot	7.50
Q_CatC			3

Solai del secondo impalcato – pavimento piano primo

SOLAIO TIPO C - Airfloor			
	Gamma (kN/mc)	Sp (m)	kN/mq
G1_PP Solaio Airfloor 24+6		0.3	2
G2_Perm portati_			
Finitura solaio			
Pavimento	20	0.015	0.30
Isolamento	0.3	0.1	0.03
Massetto	18	0.06	1.08
Foamcem	4.5	0.14	0.63
Intonaco/controsoffitto			0.20
Tramezze			0.80
tot			3.10
		tot	5.10
Q_CatC			3

SOLAIO TIPO D - Airfloor			
	Gamma (kN/mc)	Sp (m)	kN/mq
G1_PP Solaio Airfloor 24+6		0.3	2
G2_Perm portati_			
Finitura solaio			
Pavimento	20	0.015	0.30
Isolamento	0.3	0.1	0.03
Massetto	18	0.06	1.08
Foamcem	4.5	0.14	0.63
Intonaco/controsoffitto			0.20
tot			2.30
		tot	4.30
Q_CatC			3

GRONDA PRATICABILE			
	Gamma (kN/mc)	Sp (m)	kN/mq
G1_PP Solaio in getto pieno sp.20	25	0.2	5
G2_Perm portati_			
Finitura solaio			
Pavimento	20	0.015	0.30
Isolamento	0.3	0.1	0.03
Massetto	18	0.06	1.08
Foamcem	4.5	0.14	0.63
Intonaco/controsoffitto			0.20
tot			2.30
		tot	7.30
Q_CatC			4
Q_CatC			1.2

Solai del terzo impalcato – copertura

SOLAIO TIPO E - Airfloor			
	Gamma (kN/mc)	Sp (m)	kN/mq
G1_PP Solaio Airfloor 24+6		0.3	2
G2_Perm portati_			
Finitura solaio			
Fotovoltaico			0.20
Ghiaia	17	0.05	0.85
Isolamento	0.3	0.1	0.03
Caldana	20	0.08	1.60
Intonaco/controsoffitto			0.20
tot			3.00
		tot	5.00
Q_Neve			1.2
Q_CatH			0.5

GRONDA NON PRATICABILE			
	Gamma (kN/mc)	Sp (m)	kN/mq
G1_PP Solaio in getto pieno sp.20	25	0.2	5
G2_Perm portati_			
Finitura solaio			
Fotovoltaico			0.20
Ghiaia	17	0.05	0.85
Isolamento	0.3	0.1	0.03
Caldana	20	0.09	1.70
Intonaco/controsoffitto			0.20
tot			3.00
		tot	8.00
Q_Neve			1.2
Q_CatH			0.5

Il peso dei tamponamenti e finiture perimetrali è stato valutato in base alle tipologie previste dal progetto architettonico definitivo. Per valutare il peso al m/l è stata considerata una altezza del tamponamento pari a 3,4m (interpiano). Si riportano di seguito le tipologie considerate per la definizione dei carichi del progetto strutturale:

TAMPONAMENTI PERIMETRALI Opachi				
	Gamma (kN/mc)	Sp (m)	kN/mq	kN/m
Lastra cartongesso	8	0.0125	0.1	
Lastra cartongesso	8	0.0125	0.1	
Gasbeton	7	0.25	1.75	
Isolante	0.12	0.1	0.012	
Intonaco	18	0.005	0.09	
		tot	2.50	8.5

Il peso proprio degli elementi in calcestruzzo armato (G1) è stato assunto pari a 25 kN/m³. Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

dove ψ_{2i} è il coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_i , che tiene conto della probabilità che tutti i carichi $\psi_{2i} Q_{Ki}$ siano presenti sulla intera struttura in occasione del sisma.

Si sono considerati i seguenti coefficienti:

- Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento: $\psi_{2i} = 0.6$
- Categoria H Coperture: $\psi_{2i} = 0$
- Vento: $\psi_{2i} = 0$
- Neve (sotto 1000 m s.l.m.): $\psi_{2i} = 0$

CARICO DEL VENTO

Si riporta di seguito il calcolo della spinta del vento eseguito in accordo alla normativa vigente per l'edificio A, a favore di sicurezza si è scelto di considerare gli stessi valori anche per gli edifici A1 e A2.

Zona vento = 1

Velocità base della zona, $V_{b.o} = 25 \text{ m/s}$ (Tab. 3.3.I)

Altitudine base della zona, $A_o = 1000 \text{ m}$ (Tab. 3.3.I)

Altitudine del sito, $A_s = 192 \text{ m}$

Velocità di riferimento, $V_b = 25.00 \text{ m/s}$ ($V_b = V_{b.o}$ per $A_s \leq A_o$)

Periodo di ritorno, $T_r = 100 \text{ anni}$

$C_r = 0,75 (1 - 0,2 \ln(-\ln(1-1/T_r)))^{1/2.039}$ anni

Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto, $V_r = V_b C_r = 25.98 \text{ m/s}$

Classe di rugosità del terreno: B

[Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive]

Categoria esposizione: (Entroterra fino a 500 m di altitudine) tipo IV

($K_r = 0.22$; $Z_o = 0.30 \text{ m}$; $Z_{min} = 8 \text{ m}$)

Pressione cinetica di riferimento, $q_b = 39 \text{ daN/mq}$

Coefficiente dinamico, $C_d = 1.00$

Coefficiente di esposizione, $C_e = 1.63$

Coefficiente di esposizione topografica, $C_t = 1.00$

Altezza dell'edificio, $h = 8,3 \text{ m}$

I fattori c_p sono stati determinati tramite la tabella C3.3.IV – Coefficienti di pressione per coperture piane con parapetti, assumendo un rapporto $h_p/h = 0,10$.

I fattori c_p sono stati assunti pari a -1.2, -0.8, -0.7 e ± 0.2 , rispettivamente, per le zone F, G, H ed I.

Pressione del vento, $p = q_b C_e C_p C_d = 0.78 \text{ kN/m}^2$

6.1 GRADO DI SISMICITÀ E MOTO SISMICO

Si riportano di seguito i dati utili alla definizione delle azioni sismiche relative al comune di Bovisio Masciago ed alla tipologia delle opere.

6.1.1 EDIFICIO A1 – EDIFICIO A2

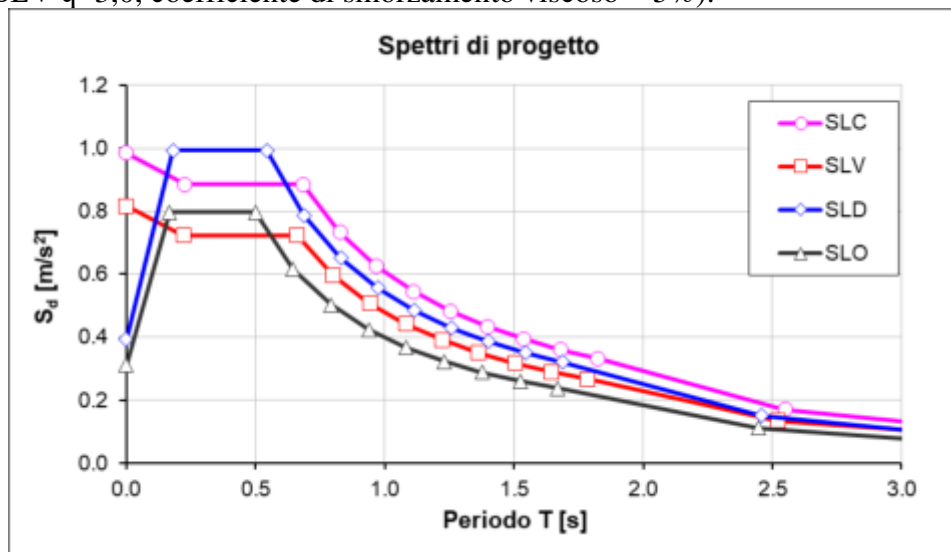
Come indicato al cap. 1, per i fabbricati “Edificio A1 ed Edificio A2” si è assunto un fattore di comportamento q pari ad 3 associato ad una struttura del tipo “a pareti” (Tab.7.3.II della Normativa Vigente), regolare in altezza. Il coefficiente di smorzamento viscoso è assunto pari al 5%. In accordo a quanto esposto al cap.5, è stata adottata categoria di sottosuolo D e categoria topografica T1.

Suolo e topografia	Cat. suolo di fondazione (A,...E)	D	
	Categoria topografica (T1,...T4)	T1	
	Coeff. di amplificazione topografica	S_T	1.0
Varie	Vita nominale dell'opera (10, 50, 100)	V_N [anni]	50
	Classe d'uso (I, II, III, IV)	II	
	Coefficiente d'uso	C_U	1.0
	Periodo di riferimento	V_R [anni]	50
Struttura	Descrizione tipologia struttura	pareti non accoppiate	
	Classe di duttilità	CD	B
	Massimo fattore di struttura	q_0	3
	Coefficiente riduttivo per collasso pareti	k_w	1
	Coefficiente riduttivo per regolarità	K_R	1
	Fattore di struttura	q	3.0
	Coeff. di smorz. viscoso equivalente	ξ	5%
	Fattore di smorzamento viscoso	η	1.00
	Inverso fattore di struttura	$1/q$	0.33

Si riportano di seguito i dati spettrali che derivano dalle assunzioni di cui sopra:

DATI SPETTRALI		Stati limite d'esercizio		Stati limite ultimi	
		SLO	SLD	SLV	SLC
Probabilità di superamento	P_{Vr}	81%	63%	10%	5%
Periodo di ritorno	T_R [anni]	30	50	475	975
Accelerazione	a_g [m/s ²]	0.173	0.218	0.454	0.547
	a_g/g	0.018	0.022	0.046	0.056
Fattore di amplificazione	F_0	2.560	2.532	2.657	2.696
Periodo in. velocità costante	T_C^* [s]	0.160	0.190	0.280	0.300
Coefficiente di sottosuolo	C_C	3.13	2.87	2.36	2.28
Coeff. di amplif. stratigrafica	S_S	1.80	1.80	1.80	1.80
Coefficiente di sito	S	1.80	1.80	1.80	1.80
Periodi	T_B [s]	0.167	0.182	0.220	0.228
	T_C [s]	0.500	0.545	0.661	0.685
	T_D [s]	1.671	1.689	1.785	1.823
Accelerazione massima	a_{max} [m/s ²]	0.311	0.392	0.816	0.985
	a_{max}/g	0.032	0.040	0.083	0.100
Spostamento orizz. max	d_g [mm]	6.5	9.0	24.1	30.8
Velocità orizz. max	v_g [m/s]	0.02	0.03	0.09	0.11

Si riportano di seguito le componenti orizzontali degli spettri di progetto (fattore di comportamento relativo all'SLV $q=3,0$, coefficiente di smorzamento viscoso = 5%):



6.1.2 EDIFICIO A

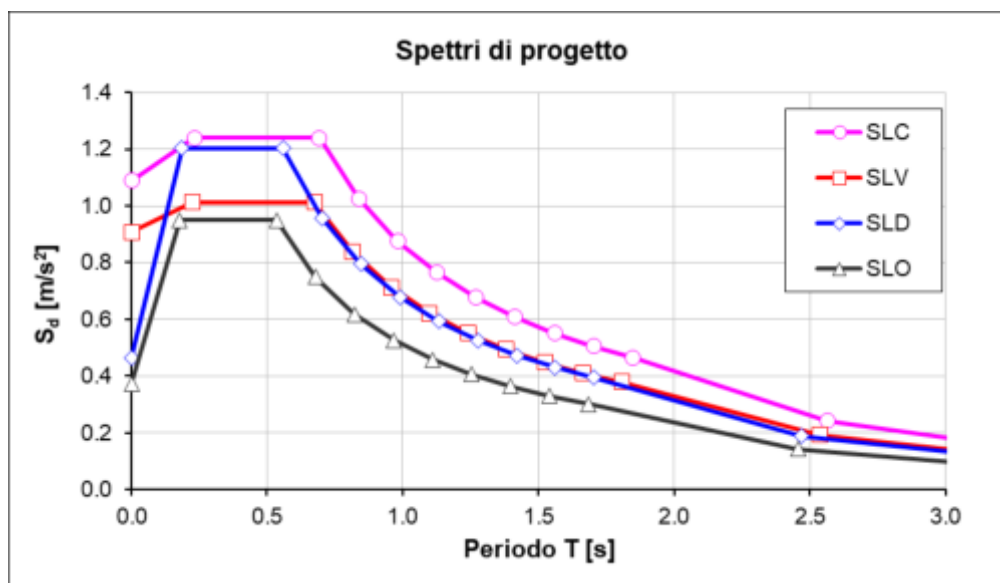
Come indicato al cap. 1, per il fabbricato “Edificio A” si è assunto un fattore di comportamento q pari ad 2.4 associato ad una struttura del tipo “a pareti” (Tab.7.3.II della Normativa Vigente), non regolare in altezza. Il coefficiente di smorzamento viscoso è assunto pari al 5%. In accordo a quanto esposto al cap.5, è stata adottata categoria di sottosuolo D e categoria topografica T1.

Suolo e topografia	Cat. suolo di fondazione (A,...E)	D	
	Categoria topografica (T1,...T4)	T1	
	Coeff. di amplificazione topografica	S_T	1.0
Varie	Vita nominale dell'opera (10, 50, 100)	V_N [anni]	50
	Classe d'uso (I, II, III, IV)		III
	Coefficiente d'uso	C_U	1.5
	Periodo di riferimento	V_R [anni]	75
Struttura	Descrizione tipologia struttura	pareti non accoppiate	
	Classe di duttilità	CD	B
	Massimo fattore di struttura	q_0	3
	Coefficiente riduttivo per collasso pareti	k_w	1
	Coefficiente riduttivo per regolarità	K_R	0.8
	Fattore di struttura	q	2.4
	Coeff. di smorz. viscoso equivalente	ξ	5%
	Fattore di smorzamento viscoso	η	1.00
	Inverso fattore di struttura	$1/q$	0.42

Si riportano di seguito i dati spettrali che derivano dalle assunzioni di cui sopra:

DATI SPETTRALI		Stati limite d'esercizio		Stati limite ultimi	
		SLO	SLD	SLV	SLC
Probabilità di superamento	P_{Vr}	81%	63%	10%	5%
Periodo di ritorno	T_R [anni]	45	75	712	1462
Accelerazione	a_g [m/s^2]	0.208	0.258	0.504	0.605
	a_g/g	0.021	0.026	0.051	0.062
Fattore di amplificazione	F_0	2.538	2.585	2.679	2.732
Periodo in. velocità costante	T_C^* [s]	0.183	0.200	0.291	0.308
Coefficiente di sottosuolo	C_C	2.92	2.80	2.32	2.25
Coeff. di amplif. stratigrafica	S_S	1.80	1.80	1.80	1.80
Coefficiente di sito	S	1.80	1.80	1.80	1.80
Periodi	T_B [s]	0.178	0.186	0.225	0.231
	T_C [s]	0.535	0.559	0.674	0.693
	T_D [s]	1.685	1.705	1.806	1.847
Accelerazione massima	a_{max} [m/s^2]	0.374	0.465	0.908	1.089
	a_{max}/g	0.038	0.047	0.093	0.111
Spostamento orizz. max	d_g [mm]	8.4	11.1	27.6	34.9
Velocità orizz. max	v_g [m/s]	0.03	0.04	0.10	0.12

Si riportano di seguito le componenti orizzontali degli spettri di progetto (fattore di comportamento relativo all'SLV $q=2,4$, coefficiente di smorzamento viscoso = 5%):



6.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Per gli stati limite ultimi si adotteranno le combinazioni fondamentali del tipo:

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

essendo

G_1 : il valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali

G_2 : il valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali

P_k : il valore caratteristico della forza di precompressione

Q_{ki} : il valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione

γ_{G1} : 1.3 (1 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

γ_{G2} : 1.5 (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

γ_P : 0.9 (1.2 se il suo contributo diminuisce la sicurezza)

γ_{Qi} : 1.5 (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

ψ_{0i} : coefficiente di combinazione definito in accordo a quanto indicato dalla Tabella 2.5.I del D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni".

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

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

In accordo alla normativa di riferimento, poiché i carichi permanenti non strutturali sono compiutamente definiti, per il coefficiente γ_g si adottano i valori 1.3 o 1 se il loro contributo aumenta la sicurezza.

Per gli stati limite di esercizio si devono prendere in esame le combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti con i γ pari a 1 e applicando ai valori caratteristici delle azioni variabili adeguati coefficienti ψ . In forma convenzionale le combinazioni possono essere espresse nel seguente modo:

- Combinazione rara

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{12} \cdot Q_{k2} + \psi_{13} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente quasi permanente

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

La combinazione dell'azione sismica (E) con le altre azioni è stata effettuata in accordo a quanto indicato nel paragrafo 2.5.3, D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni", ovvero

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

essendo "E" l'azione sismica per lo stato limite in esame.

In particolare, le componenti spaziali dell'azione sismica considerate saranno combinate mediante la seguente espressione:

$$1,00E_x \text{ "+" } 0,3E_y$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi. Il simbolo "+" ha significato di "combinazione". In accordo alla normativa vigente si è presa in considerazione l'eccentricità accidentale delle masse (pari al 5% della dimensione in pianta dell'impalcato, misurata nella direzione ortogonale al sisma considerato).

Vista la geometria della struttura considerata, in accordo alla normativa di riferimento, non si è considerata la componente verticale E_z dell'azione sismica.

Per il calcolo della scatola di fondazione e delle fondazioni nonché per il calcolo necessario alle verifiche della capacità portante ultima del terreno, in accordo a quanto previsto dalla normativa vigente, le sollecitazioni sismiche sono state aumentate di un fattore γ_{Rd} pari a 1.1.

Per il calcolo del comportamento degli orizzontamenti nel proprio piano, le forze sismiche di progetto sono state aumentate del 30% al fine di garantire agli orizzontamenti stessi la capacità di trasmissione delle forze di piano agli elementi di controvento.

7 MODELLO DI CALCOLO

Al fine di calcolare le sollecitazioni che interessano i fabbricati in oggetto (Edificio A, Edificio A1 e Edificio A2), si è ricorsi a modelli ad elementi finiti elaborati tramite il software di calcolo Midas/Gen v.2023, licenza n. USGW000288 intestata a Ing. Stefano Tortella.

I suddetti modelli sono stati realizzati mediante un insieme di elementi finiti monodimensionali tipo beam e bidimensionali tipo plate.

Il terreno di fondazione è stato schematizzato secondo uno schema alla Winkler mediante molle elastiche lineari; il coefficiente di Winkler è stato assunto pari a $1,4 \text{ daN/cm}^3$.

Le dimensioni di sezioni e spessori assegnati agli elementi rispecchiano le dimensioni riportate nelle tavole esecutive allegate alla presente relazione.

Come anticipato, data l'elevata estensione dei tre corpi di fabbrica, ogni edificio è stato suddiviso in due porzioni debitamente giuntate. Di conseguenza sono stati generati due modelli numeri per ogni edificio.

Opportuni svincoli interni hanno permesso che il modello numerico fosse congruente con le assunzioni fatte in sede di scelta dello schema strutturale (struttura pendolare). Gli impalcati sono stati considerati infinitamente rigidi nel proprio piano. Vista la geometria della struttura e la notevole rigidezza del piano di cantinato, le analisi multimodali hanno interessato i modi di vibrare delle sole masse fuori terra.

Al fine di calcolare le sollecitazioni che interessano la struttura in oggetto sono state svolte una serie di analisi lineari dinamiche multimodali con spettro di risposta, i cui risultati sono stati combinati linearmente. L'analisi multimodale è stata condotta utilizzando il metodo "subspace iteration" considerando 3 modi di vibrare per l'Edificio A1 e l'Edificio A2, e 6 modi di vibrare per l'Edificio A. Per la sovrapposizione modale si è utilizzato il metodo CQC (coefficiente di smorzamento viscoso = 5%).

7.1 EDIFICIO A1

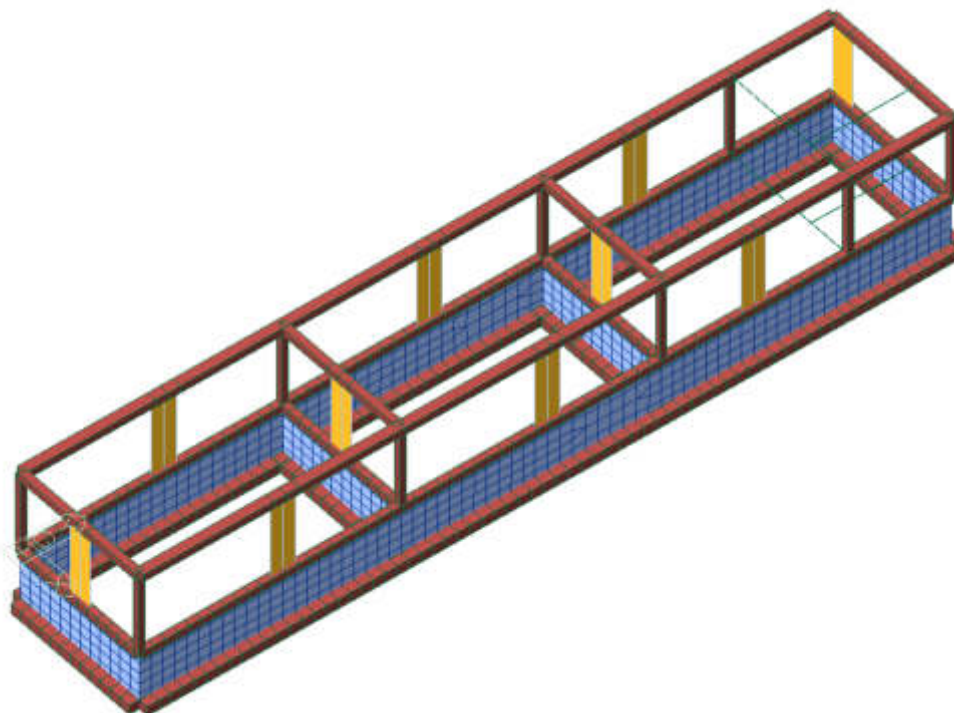


Figura 9 - Render modello ad elementi finiti Edificio A1 (Parte 1)

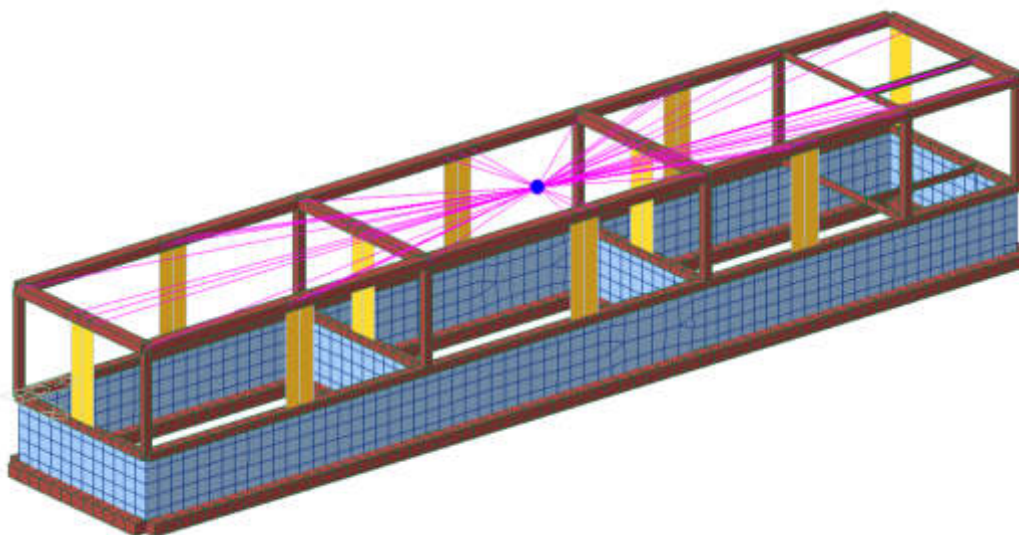


Figura 10- Modello Edificio A1 (Parte 1) con link rigidi dei solai

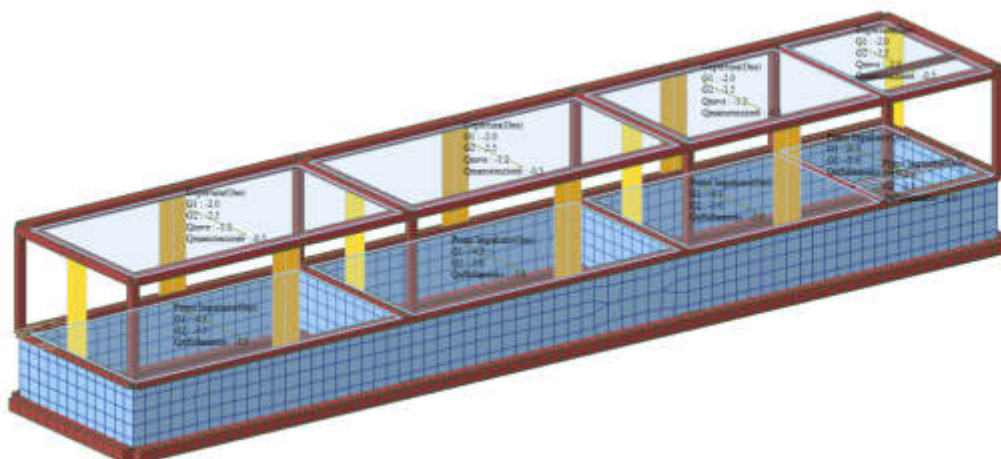


Figura 11 Modello Edificio A1 (Parte 1) con carichi superficiali

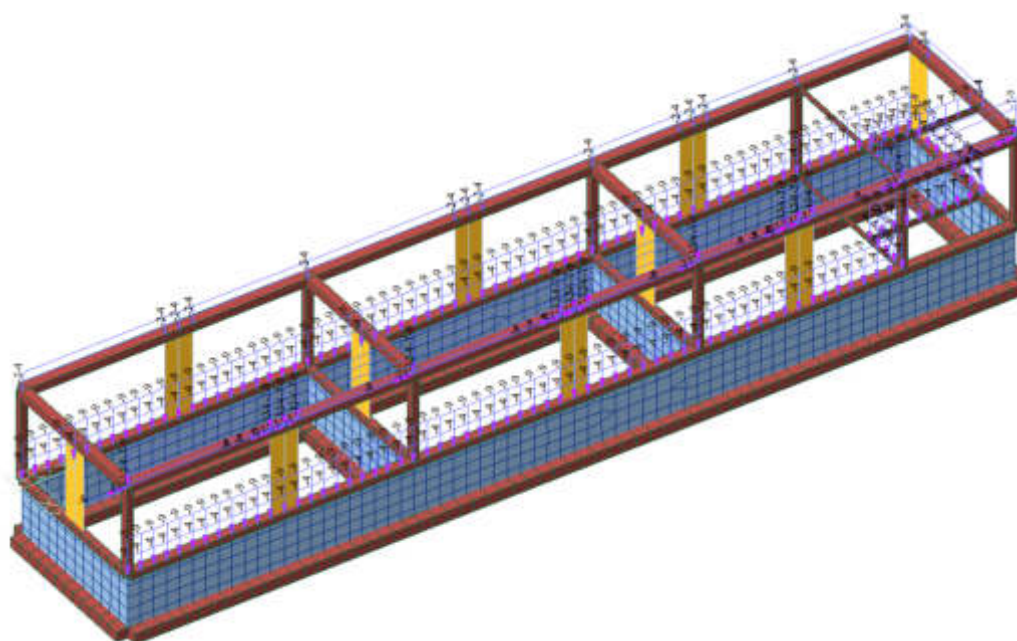


Figura 12 Modello Edificio A1 (Parte 1) con carichi agenti sulle travi

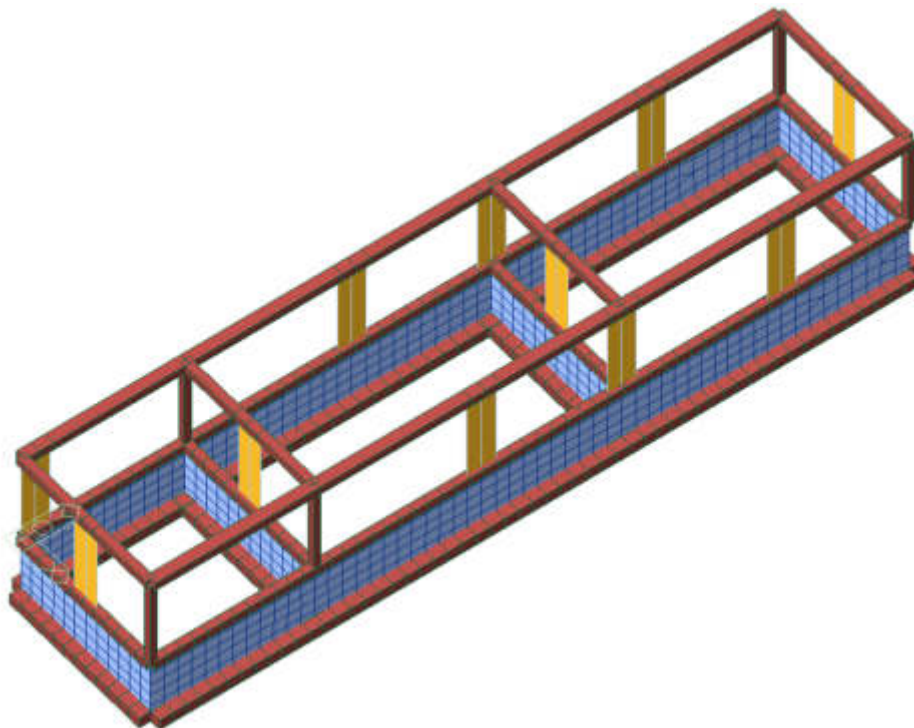


Figura 13 - Render modello ad elementi finiti Edificio A1 (Parte 2)

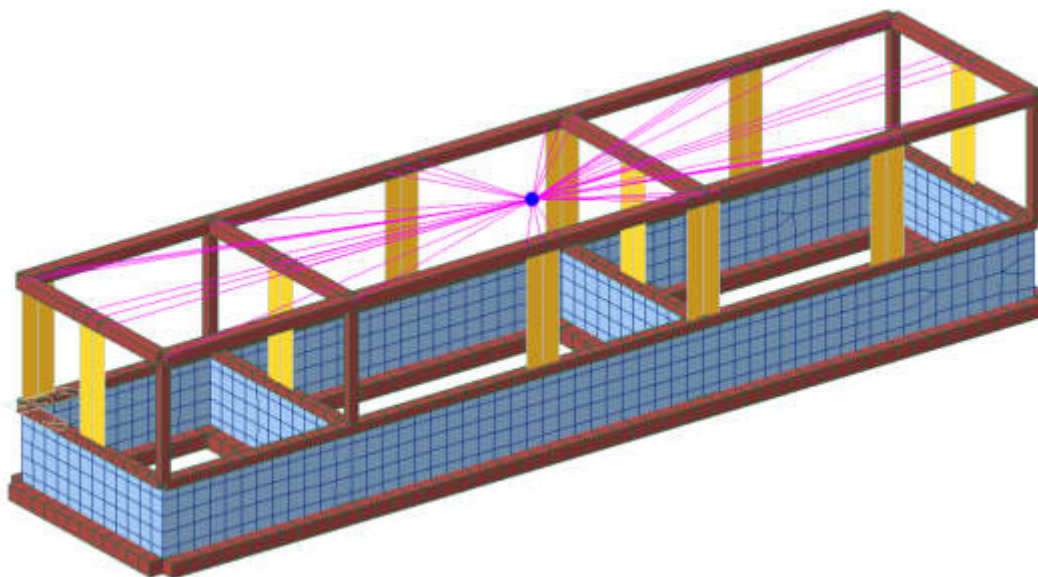


Figura 14 Modello Edificio A1 (Parte 2) con link rigidi dei solai

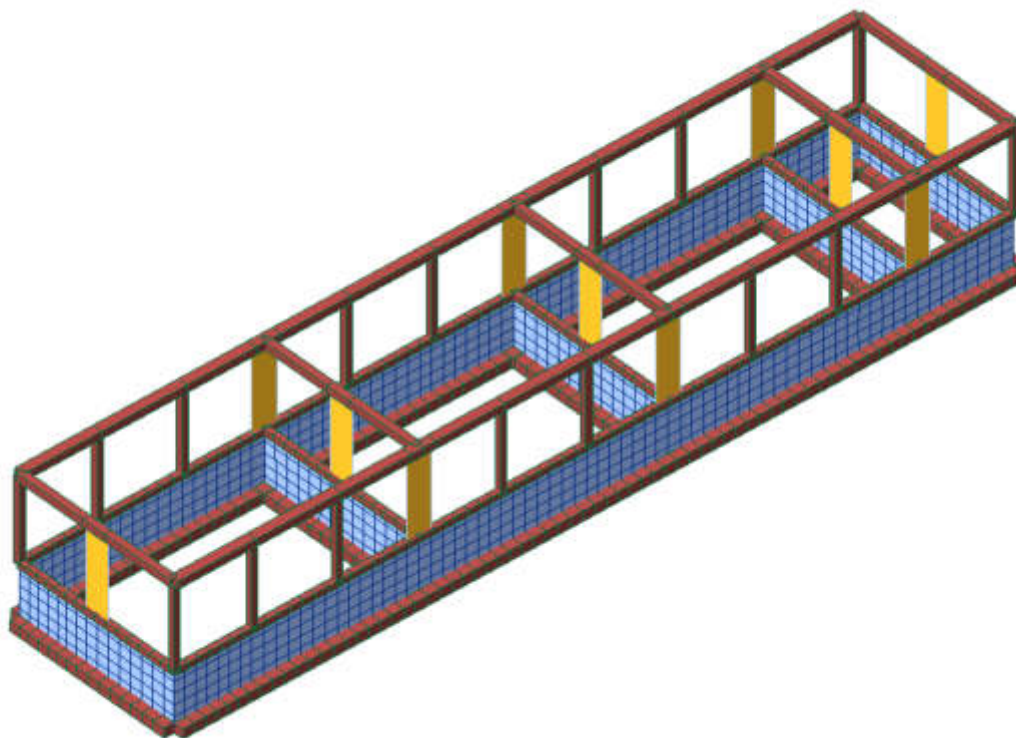


Figura 17 - Render modello ad elementi finiti Edificio A2 (Parte 1)

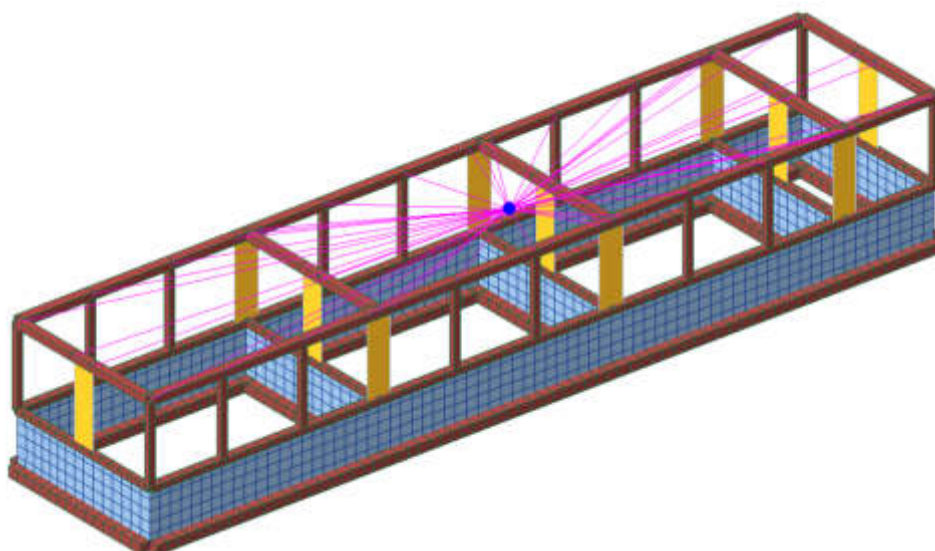


Figura 18 Modello Edificio A2 (Parte 1) con link rigidi dei solai

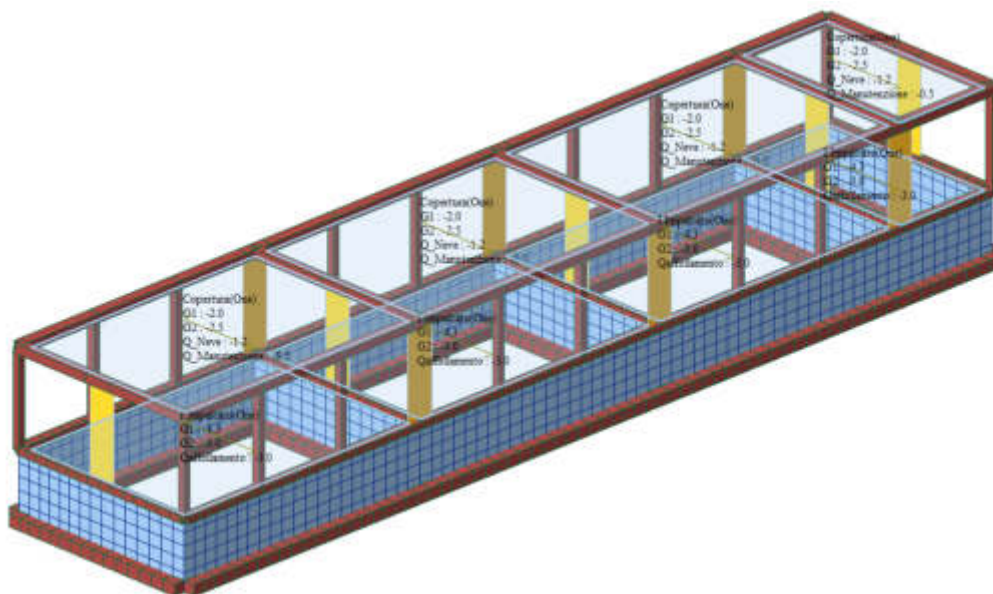


Figura 19 Modello Edificio A2 (Parte 1) con carichi superficiali

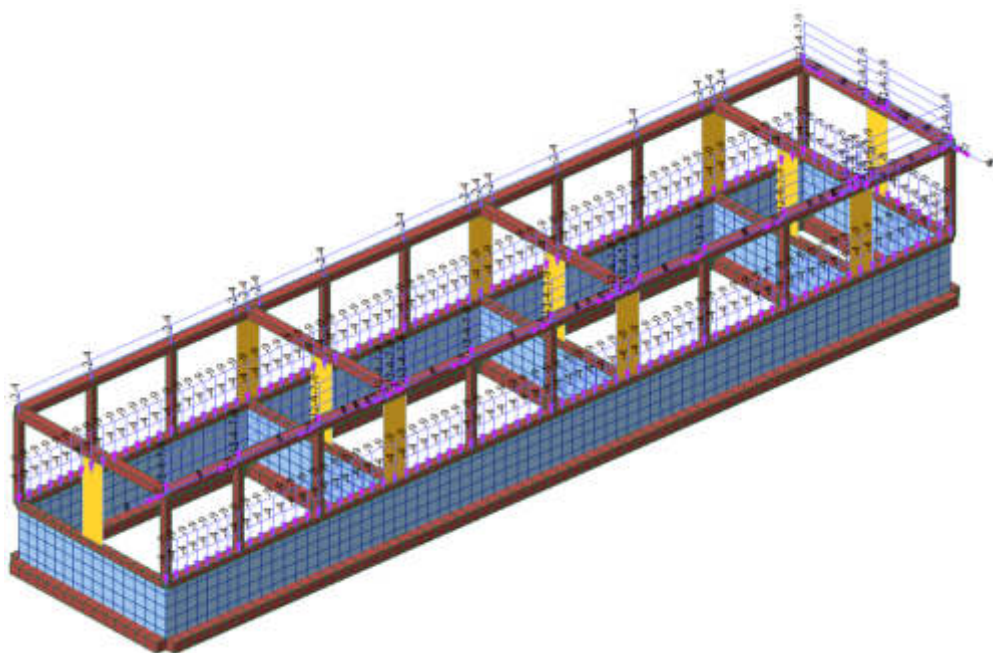


Figura 20 Modello Edificio A2 (Parte 1) con carichi agenti sulle travi

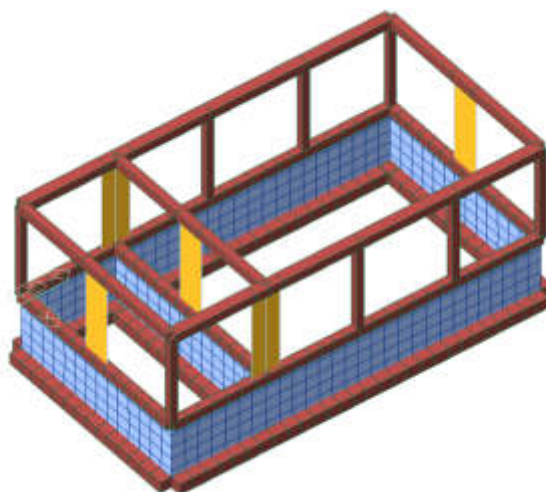


Figura 21 - Render modello ad elementi finiti Edificio A2(Parte 2)

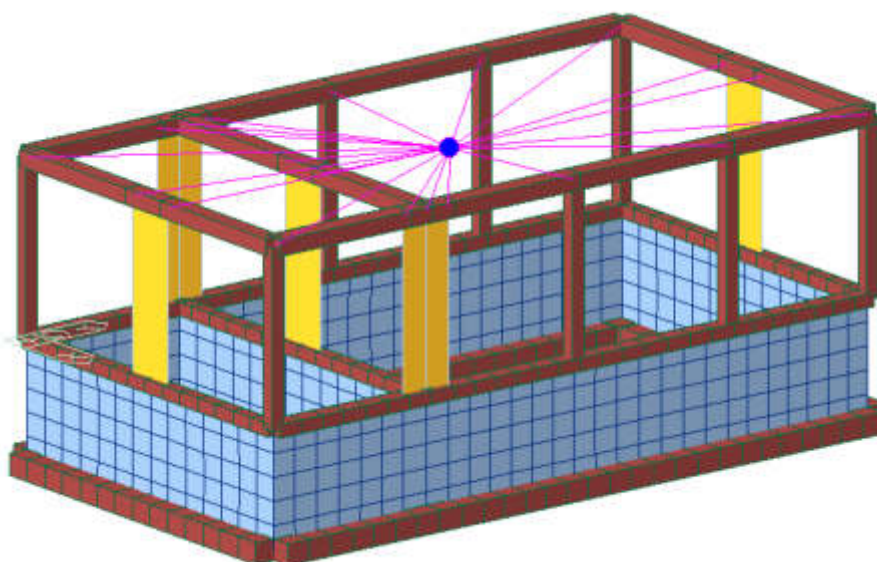


Figura 22 Modello Edificio A2 (Parte 2) con link rigidi dei solai

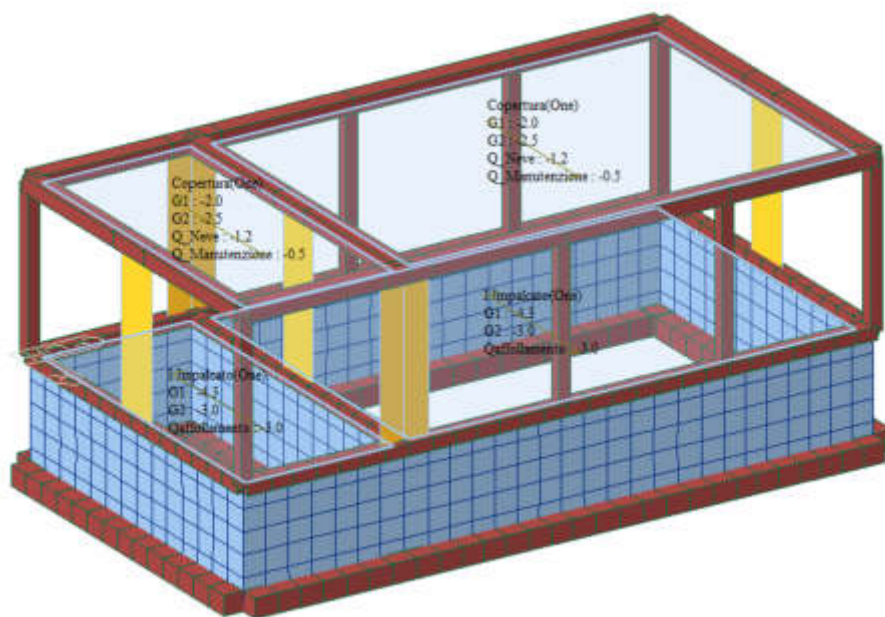


Figura 23 Modello Edificio A2 (Parte 2) con carichi superficiali

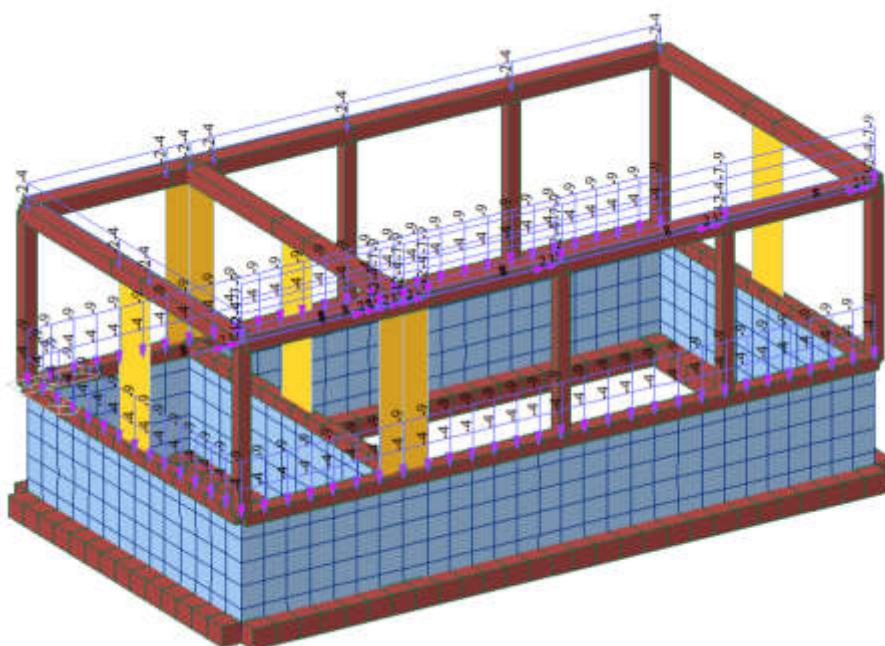


Figura 24 Modello Edificio A2 (Parte 2) con carichi agenti sulle travi

7.3 EDIFICIO A

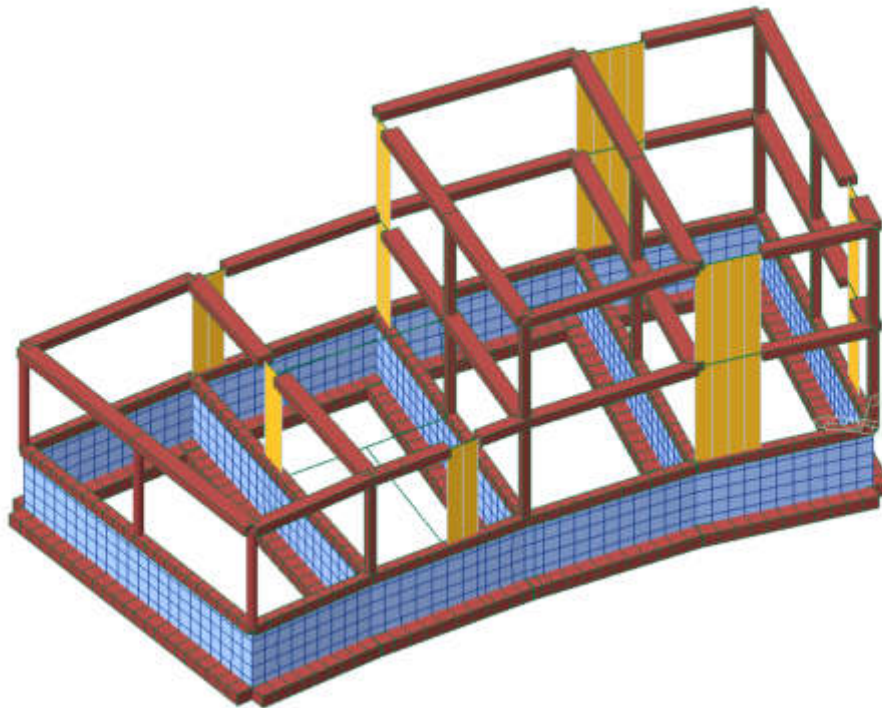


Figura 25 - Render modello ad elementi finiti Edificio A (Parte 1)

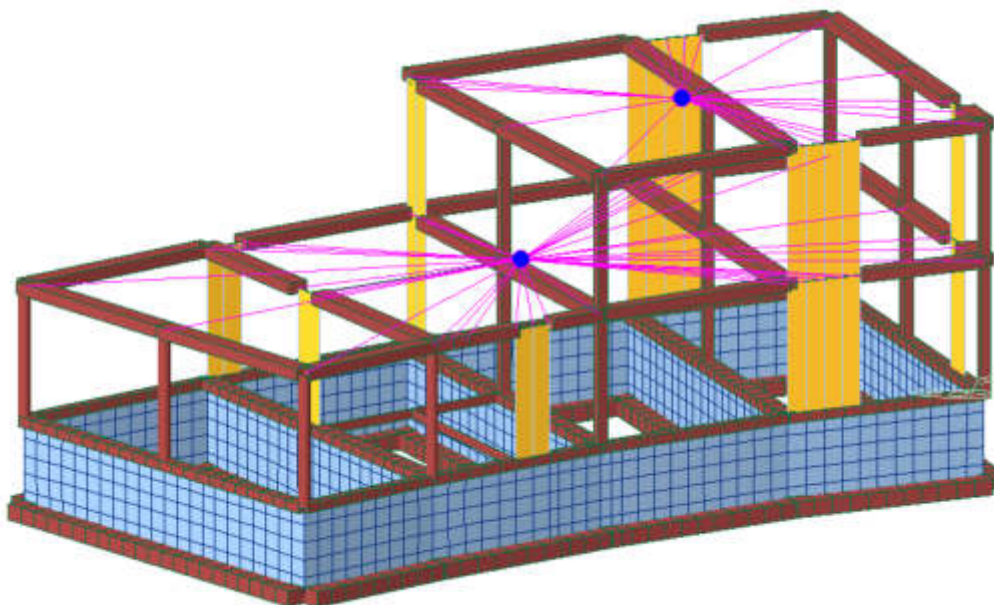


Figura 26 Modello Edificio A (Parte 1) con link rigidi dei solai

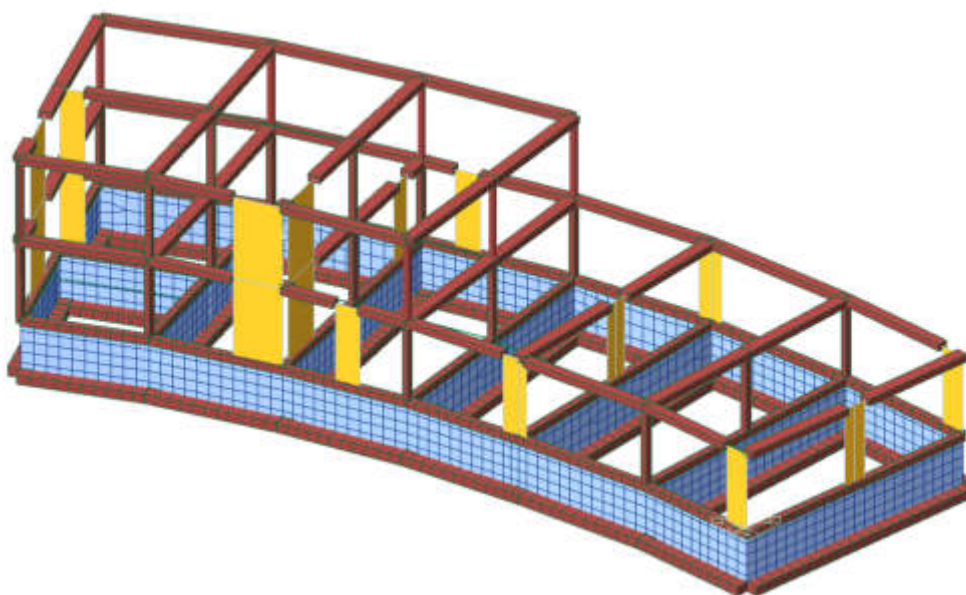


Figura 29 - Render modello ad elementi finiti Edificio A (Parte 2)

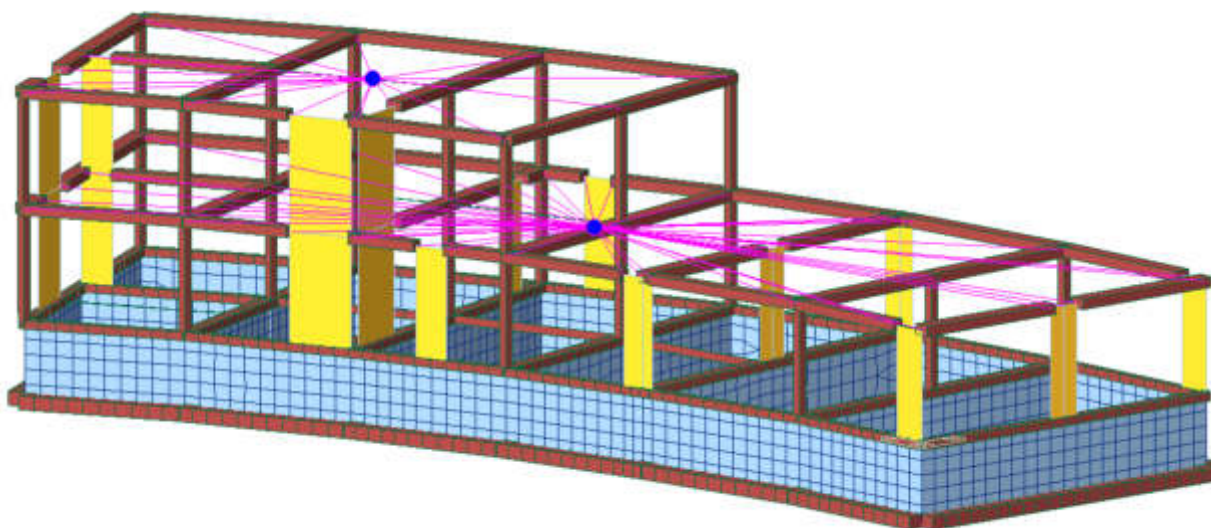


Figura 30 Modello Edificio A (Parte 2) con link rigidi dei solai

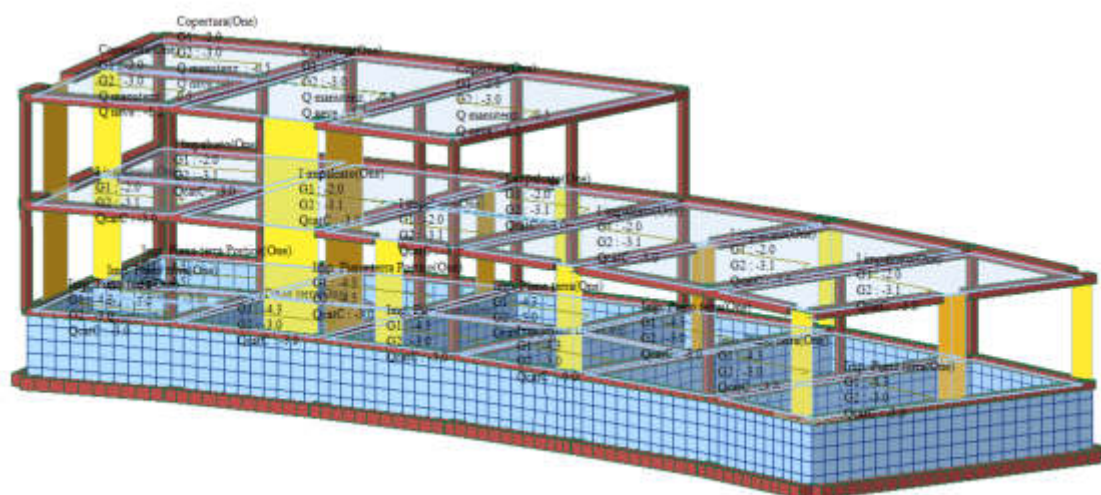


Figura 31 Modello Edificio A (Parte 2) con carichi superficiali

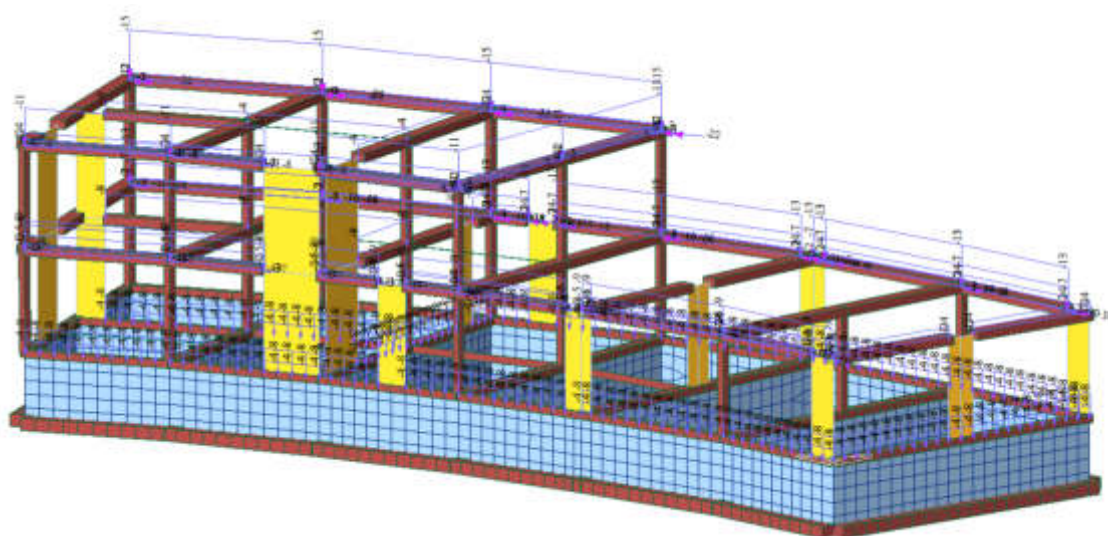


Figura 32 Modello Edificio A (Parte 2) con carichi agenti sulle travi

8 PRINCIPALI RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE E VERIFICHE GLOBALI

Di seguito i principali risultati delle analisi numeriche e verifiche globali, con riferimento ai tre fabbricati in oggetto Edificio A1, Edificio A2 e Edificio A, ognuno suddiviso in parte 1 e parte 2.

8.1 EDIFICIO A1

8.1.1 MODI DI VIBRARE

8.1.1.1 EDIFICIO A1 PARTE 1

Nel seguito si riportano i principali risultati dell'analisi dinamica lineare; essa è sempre applicabile, come descritto al §7.3.3.1. delle NTC2018, a meno che la percentuale di massa eccitata superi l'85 %. Si specifica che è stata considerata la formulazione CQC per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi di vibrare.

Mode No	Frequency		Period	Tolerance
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)	
1	22.1853	3.5309	0.2832	1.1944e-26
2	36.7707	5.8522	0.1709	1.1944e-26
3	39.0038	6.2077	0.1611	1.1944e-26

Nel seguito si riporta la tabella riassuntiva delle masse eccitate.

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	99.8759	99.8759	0.0011	0.0011	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.1230	0.1230
2	0.0576	99.9334	63.0712	63.0723	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	36.8713	36.9942
3	0.0666	100.0000	36.9277	100.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	63.0058	100.0000
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM
1	214.3784	214.3784	0.0025	0.0025	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	26.7984	26.7984
2	0.1236	214.5020	135.3790	135.3814	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	8034.8977	8061.6960
3	0.1428	214.6448	79.2634	214.6448	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	13730.059	21791.755

Si riportano nel seguito le immagini relative alle deformate modali associate ai primi tre modi principali.

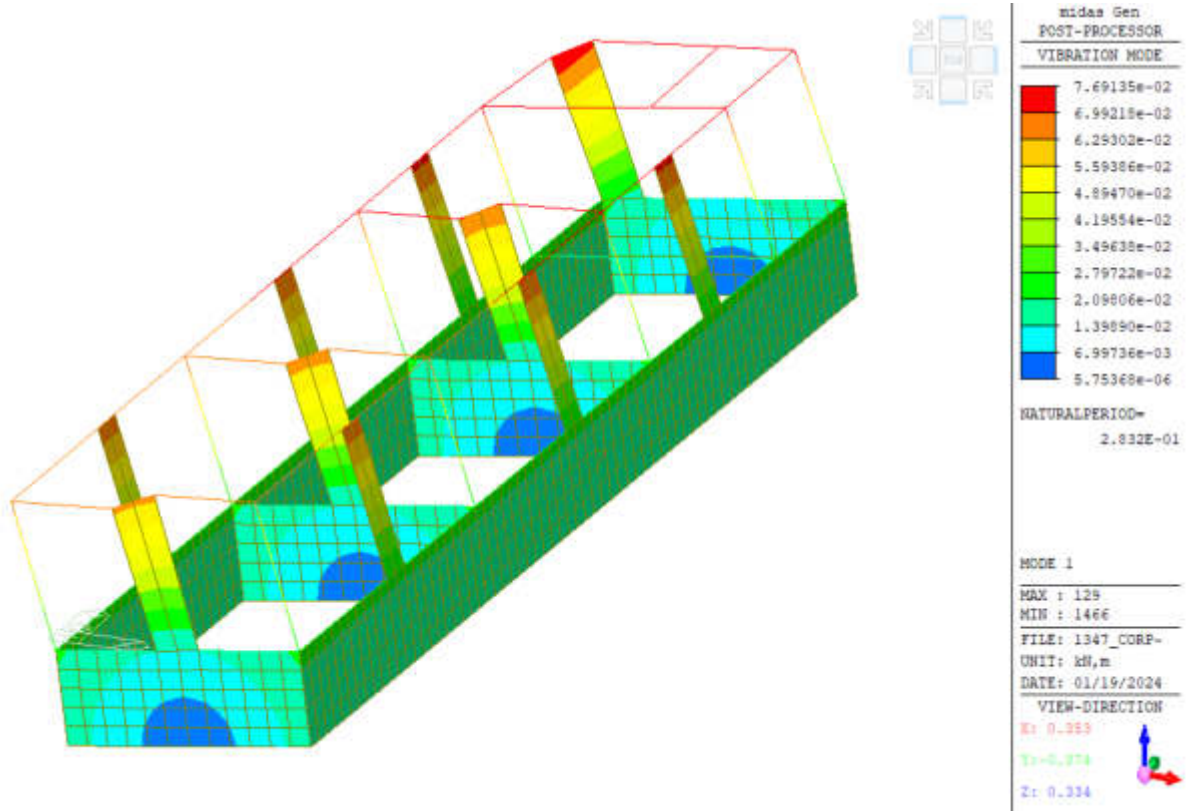


Figura 33 - Primo modo di vibrare

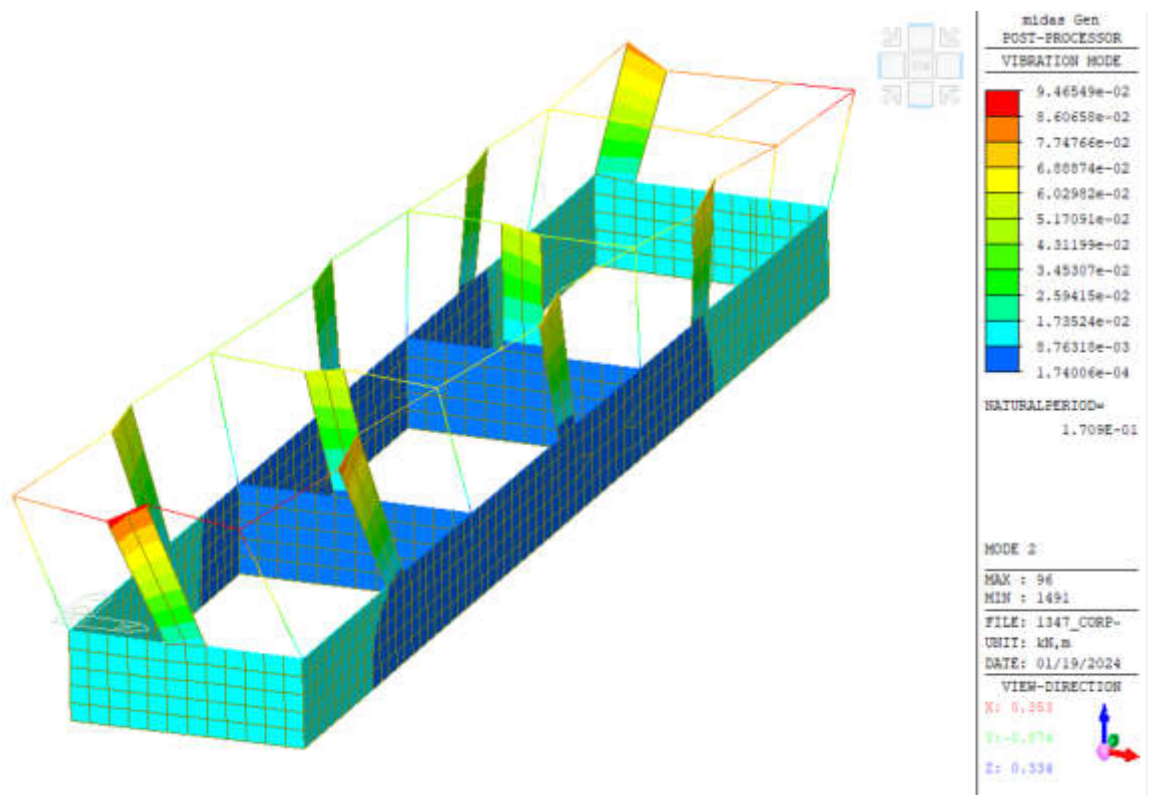


Figura 34 - Secondo modo di vibrare

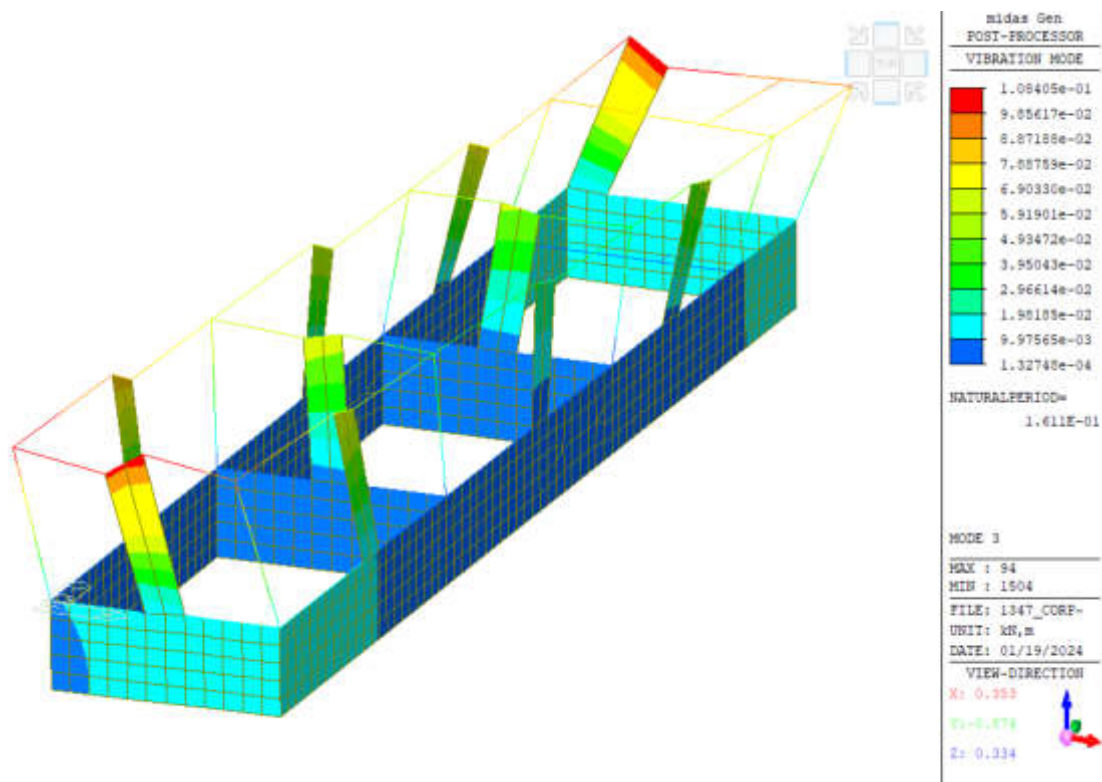


Figura 35 - Terzo modo di vibrare

8.1.1.2 EDIFICIO A1 PARTE 2

Nel seguito si riportano i principali risultati dell'analisi dinamica lineare; essa è sempre applicabile, come descritto al §7.3.3.1. delle NTC2018, a meno che la percentuale di massa eccitata superi l'85 %. Si specifica che è stata considerata la formulazione CQC per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi di vibrare.

Mode No	Frequency		Period	Tolerance
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)	
1	23.1782	3.6889	0.2711	1.4230e-26
2	40.5080	6.4470	0.1551	1.4230e-26
3	45.2821	7.2069	0.1388	1.4230e-26

Nel seguito si riporta la tabella riassuntiva delle masse eccitate.

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	99.8683	99.8683	0.0025	0.0025	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.1292	0.1292
2	0.0791	99.9475	53.5994	53.6019	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	46.3215	46.4507
3	0.0525	100.0000	46.3981	100.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	53.5493	100.0000
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM
1	180.5186	180.5186	0.0045	0.0045	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	17.2732	17.2732
2	0.1431	180.6616	96.8844	96.8889	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	6193.7813	6211.0545
3	0.0949	180.7566	83.8677	180.7566	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	7160.2385	13371.293

Si riportano nel seguito le immagini relative alle deformate modali associate ai primi tre modi principali.

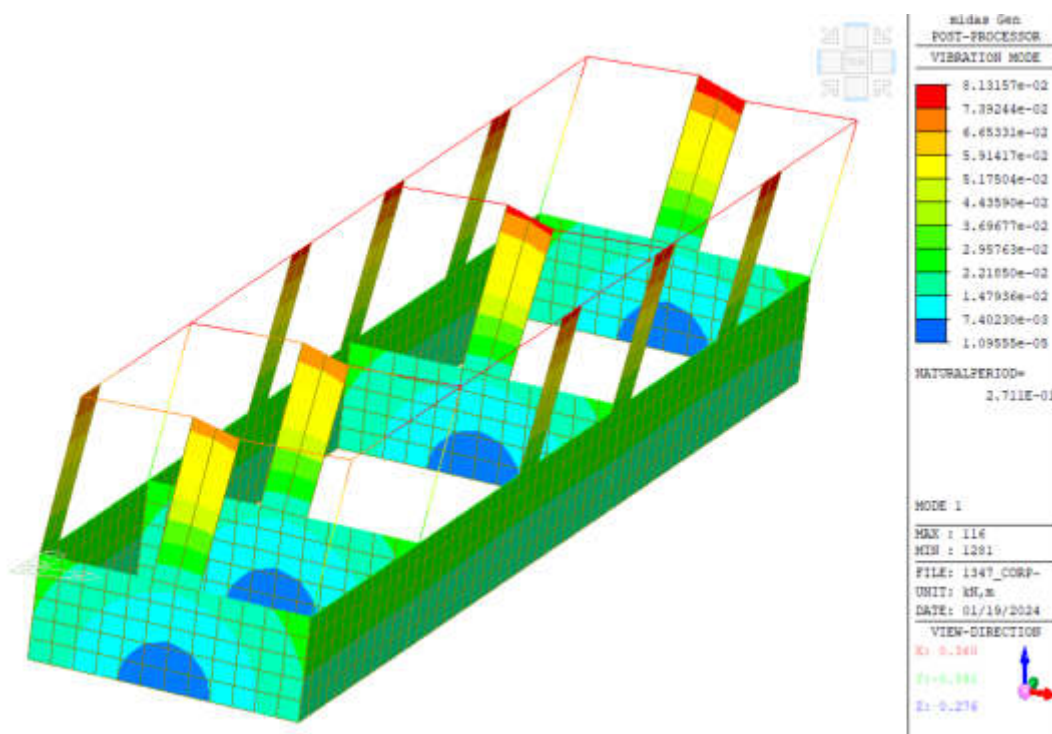


Figura 36 - Primo modo di vibrare

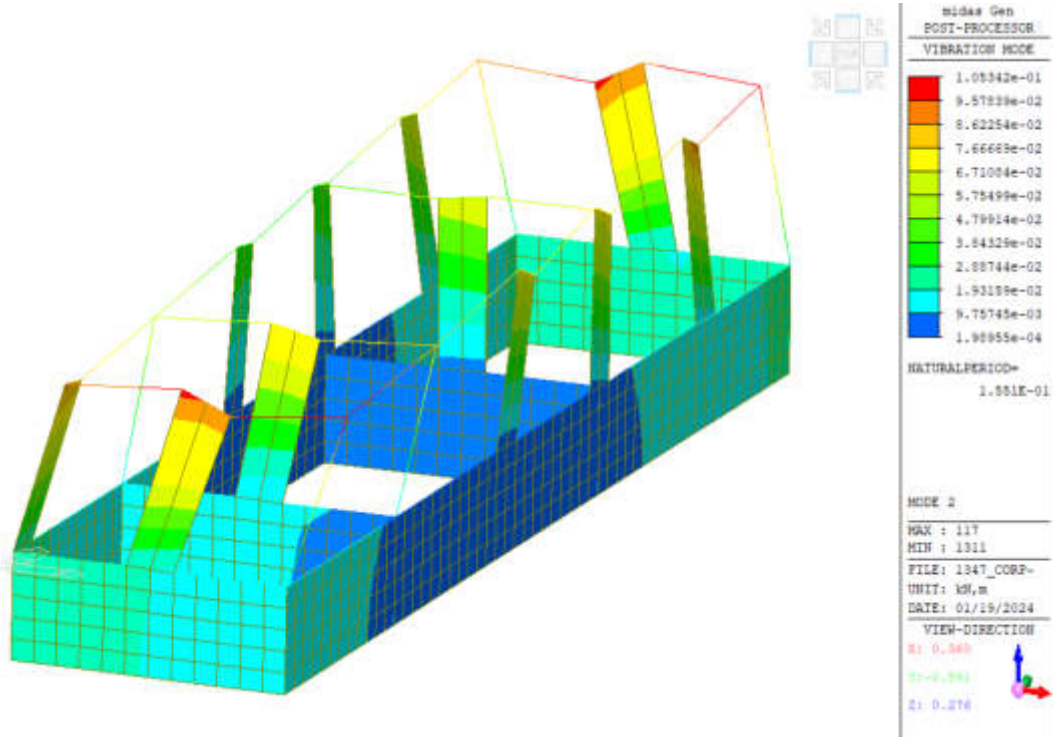


Figura 37 - Secondo modo di vibrare

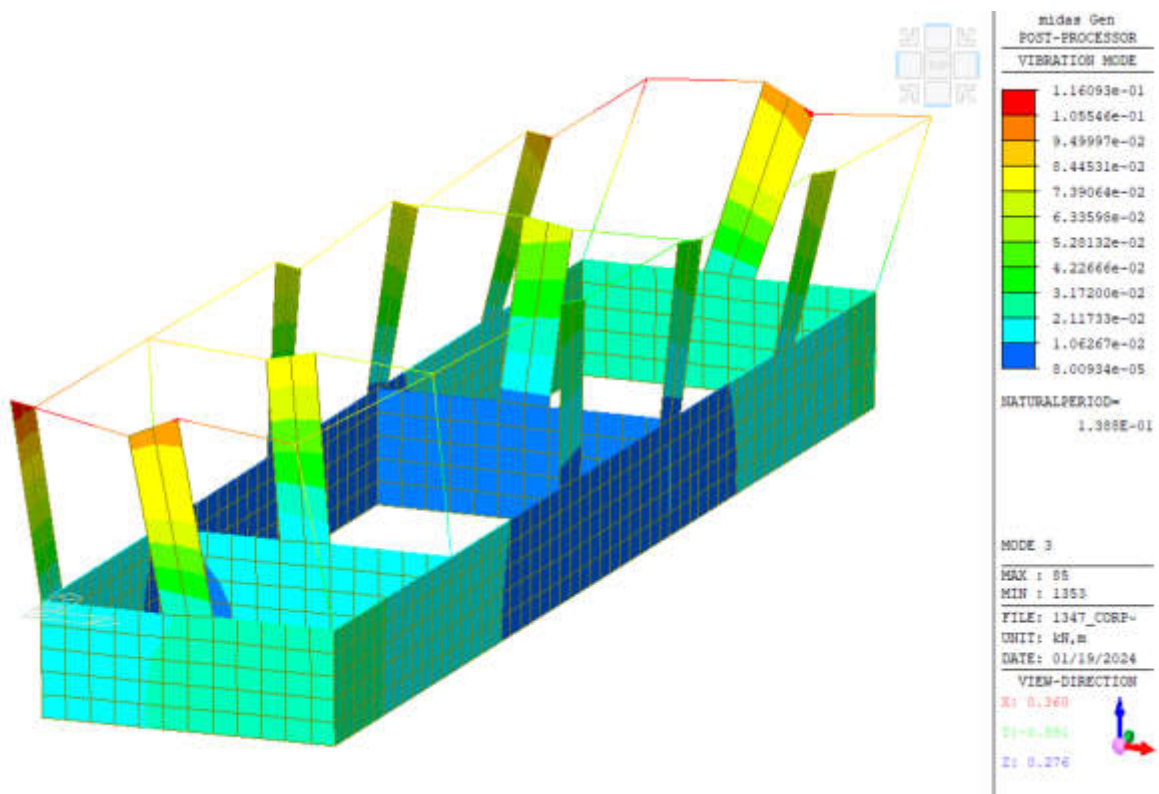


Figura 38 - Terzo modo di vibrare

8.1.2 VERIFICHE DELLE NON LINEARITÀ GEOMETRICHE

8.1.2.1 EDIFICIO A1 PARTE 1

Al fine di verificare la possibilità di escludere dal calcolo il contributo delle non linearità geometriche si è verificato che:

$$\theta \leq 0,1$$

con

$$\theta = P d_r / V h$$

dove

- P è il carico verticale totale di tutti i piani superiori al piano in esame;
- d_r è lo spostamento medio d'interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore e inferiore, calcolati secondo quanto indicato nel paragrafo 7.3.3.3 della normativa di riferimento;
- V è la forza orizzontale totale al piano in esame;
- h è l'altezza del piano;

In particolare, lo spostamento $d_r = d_E$ risulta pari a

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

dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q & \text{se } T_1 \geq T_c \\ \mu_d &= 1 + (q-1) \cdot T_c / T_1 & \text{se } T_1 < T_c \end{aligned}$$

$$T_c = 0,661 \text{ s}$$

$$T_1 = 0,283 \text{ s}$$

Per l'edificio in oggetto $\mu_d = 5.67$.

Il valore massimo assunto da θ è pari a **0,0129**; tale valore è minore del valore limite **0,10** e, pertanto, è stato possibile non considerare le non linearità geometriche.

8.1.2.2 EDIFICIO A1 PARTE 2

Al fine di verificare la possibilità di escludere dal calcolo il contributo delle non linearità geometriche si è verificato che:

$$\theta \leq 0,1$$

con

$$\theta = P d_r / V h$$

dove

- P è il carico verticale totale di tutti i piani superiori al piano in esame;
- d_r è lo spostamento medio d'interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore e inferiore, calcolati secondo quanto indicato nel paragrafo 7.3.3.3 della normativa di riferimento;
- V è la forza orizzontale totale al piano in esame;
- h è l'altezza del piano;

In particolare, lo spostamento $d_r = d_E$ risulta pari a

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

dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q & \text{se } T_1 \geq T_c \\ \mu_d &= 1 + (q-1) \cdot T_c / T_1 & \text{se } T_1 < T_c \end{aligned}$$

$$T_c = 0,661 \text{ s}$$

$$T_1 = 0,271 \text{ s}$$

Per l'edificio in oggetto $\mu_d = 5.87$.

Il valore massimo assunto da θ è pari a **0,0117**; tale valore è minore del valore limite **0,10** e, pertanto, è stato possibile non considerare le non linearità geometriche.

8.1.3 VERIFICHE SLD

Nel seguito si riportano le verifiche in termini di "Rigidezza", spostamenti laterali della struttura allo stato limite di danno SLD come richiesto al §7.3.6.1 In particolare, la condizione in termini di rigidezza sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. Essendo le tamponature ricadenti in "*tamponature collegate*"

rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa (tamponature fragili)" ed essendo la struttura caratterizzata da una classe d'uso II deve essere rispettata la seguente disequazione:

$$q \cdot dr \leq 0,0050 \cdot h$$

in cui q rappresenta il fattore di comportamento allo SLD, che nel caso in esame risulta essere pari a 1, dr rappresenta lo spostamento di interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di analisi lineare secondo il §7.3.3.3 e infine h rappresenta l'altezza del piano considerato.

8.1.3.1 EDIFICIO A1 PARTE 1

Nel seguito si riporta la tabella relativa alle verifiche del drift di piano.

Story	Story Height (m)	P-Delta Incremental Factor (ad)	Allowable Story Drift Ratio	Maximum Drift of All Vertical Elements					Drift at the Center of Mass				
				Node	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Story Drift Ratio		Remark	Story Drift (m)	Modified Drift (m)		
1F	3.35	1	0.005	1	0.0036	0.0036	0.0011	OK	0.0035	0.0035	10.319	0.001	OK
1F	3.35	1	0.005	29	0.0024	0.0024	0.0007	OK	0.0024	0.0024	10.019	0.0007	OK
1F	3.35	1	0.005	53	0.004	0.004	0.0012	OK	0.0035	0.0035	11.289	0.001	OK
1F	3.35	1	0.005	29	0.0024	0.0024	0.0007	OK	0.0024	0.0024	10.034	0.0007	OK
1F	3.35	1	0.005	29	0.0035	0.0035	0.001	OK	0.0035	0.0035	10.005	0.001	OK
1F	3.35	1	0.005	29	0.0014	0.0014	0.0004	OK	0.0014	0.0014	10.037	0.0004	OK
1F	3.35	1	0.005	53	0.0037	0.0037	0.0011	OK	0.0035	0.0035	10.640	0.001	OK
1F	3.35	1	0.005	29	0.0014	0.0014	0.0004	OK	0.0014	0.0014	10.031	0.0004	OK
1F	3.35	1	0.005	53	0.0028	0.0028	0.0008	OK	0.0024	0.0024	11.568	0.0007	OK
1F	3.35	1	0.005	1	0.0007	0.0007	0.0002	OK	0.0003	0.0003	20.066	0.0001	OK
1F	3.35	1	0.005	53	0.0029	0.0029	0.0009	OK	0.0024	0.0024	12.205	0.0007	OK
1F	3.35	1	0.005	53	0.0006	0.0006	0.0002	OK	0.0003	0.0003	17.108	0.0001	OK
1F	3.35	1	0.005	53	0.0019	0.0019	0.0006	OK	0.0014	0.0014	12.840	0.0004	OK
1F	3.35	1	0.005	1	0.0004	0.0004	0.0001	OK	0.0003	0.0003	12.699	0.0001	OK
1F	3.35	1	0.005	53	0.0018	0.0018	0.0005	OK	0.0014	0.0014	12.543	0.0004	OK

1F	3.35	1	0.005	53	0.0003	0.0003	0.0001	OK	0.0003	0.0003	10.402	0.0001	OK
1F	3.35	1	0.005	53	0.0036	0.0036	0.0011	OK	0.0035	0.0035	10.353	0.001	OK
1F	3.35	1	0.005	29	0.0024	0.0024	0.0007	OK	0.0024	0.0024	10.029	0.0007	OK
1F	3.35	1	0.005	53	0.0039	0.0039	0.0012	OK	0.0035	0.0035	11.242	0.001	OK
1F	3.35	1	0.005	29	0.0024	0.0024	0.0007	OK	0.0024	0.0024	10.025	0.0007	OK
1F	3.35	1	0.005	29	0.0035	0.0035	0.001	OK	0.0035	0.0035	10.004	0.001	OK
1F	3.35	1	0.005	29	0.0014	0.0014	0.0004	OK	0.0014	0.0014	10.022	0.0004	OK
1F	3.35	1	0.005	53	0.0037	0.0037	0.0011	OK	0.0035	0.0035	10.687	0.001	OK
1F	3.35	1	0.005	29	0.0014	0.0014	0.0004	OK	0.0014	0.0014	10.046	0.0004	OK
1F	3.35	1	0.005	53	0.0029	0.0029	0.0009	OK	0.0024	0.0024	11.977	0.0007	OK
1F	3.35	1	0.005	1	0.0006	0.0006	0.0002	OK	0.0003	0.0003	19.519	0.0001	OK
1F	3.35	1	0.005	53	0.0028	0.0028	0.0008	OK	0.0024	0.0024	11.797	0.0007	OK
1F	3.35	1	0.005	53	0.0006	0.0006	0.0002	OK	0.0003	0.0003	16.634	0.0001	OK
1F	3.35	1	0.005	1	0.0019	0.0019	0.0006	OK	0.0014	0.0014	12.861	0.0004	OK
1F	3.35	1	0.005	1	0.0004	0.0004	0.0001	OK	0.0003	0.0003	13.237	0.0001	OK
1F	3.35	1	0.005	53	0.0019	0.0019	0.0006	OK	0.0015	0.0015	13.216	0.0004	OK
1F	3.35	1	0.005	53	0.0004	0.0004	0.0001	OK	0.0003	0.0003	10.894	0.0001	OK

8.1.3.2 EDIFICIO A1 PARTE 2

Nel seguito si riporta la tabella relativa alle verifiche del drift di piano.

Story	Story Height (m)	P-Delta Incremental Factor (ad)	Allowable Story Drift Ratio	Maximum Drift of All Vertical Elements					Drift at the Center of Mass				
				Node	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Story Drift Ratio		Remark	Story Drift (m)	Modified Drift (m)		
1F	3.35	1	0.005	47	0.0032	0.0032	0.001	OK	0.0031	0.0031	10.232	0.0009	OK
1F	3.35	1	0.005	78	0.0026	0.0026	0.0008	OK	0.0021	0.0021	12.263	0.0006	OK
1F	3.35	1	0.005	78	0.0033	0.0033	0.001	OK	0.0032	0.0032	10.597	0.0009	OK
1F	3.35	1	0.005	78	0.0028	0.0028	0.0008	OK	0.0021	0.0021	12.821	0.0006	OK
1F	3.35	1	0.005	78	0.0033	0.0033	0.001	OK	0.0031	0.0031	10.623	0.0009	OK
1F	3.35	1	0.005	78	0.0018	0.0018	0.0005	OK	0.0013	0.0013	13.874	0.0004	OK
1F	3.35	1	0.005	78	0.0036	0.0036	0.0011	OK	0.0031	0.0031	11.373	0.0009	OK
1F	3.35	1	0.005	78	0.0018	0.0018	0.0005	OK	0.0013	0.0013	13.652	0.0004	OK
1F	3.35	1	0.005	47	0.0025	0.0025	0.0007	OK	0.0022	0.0022	11.658	0.0006	OK
1F	3.35	1	0.005	47	0.0006	0.0006	0.0002	OK	0.0003	0.0003	19.020	0.0001	OK

1F	3.35	1	0.005	47	0.0024	0.0024	0.0007	OK	0.0022	0.0022	11.115	0.0006	OK
1F	3.35	1	0.005	47	0.0003	0.0003	0.0001	OK	0.0003	0.0003	10.322	0.0001	OK
1F	3.35	1	0.005	47	0.0016	0.0016	0.0005	OK	0.0013	0.0013	12.628	0.0004	OK
1F	3.35	1	0.005	47	0.0003	0.0003	0.0001	OK	0.0003	0.0003	10.164	0.0001	OK
1F	3.35	1	0.005	47	0.0017	0.0017	0.0005	OK	0.0013	0.0013	12.845	0.0004	OK
1F	3.35	1	0.005	78	0.0005	0.0005	0.0002	OK	0.0003	0.0003	17.694	0.0001	OK
1F	3.35	1	0.005	47	0.0032	0.0032	0.001	OK	0.0031	0.0031	10.190	0.0009	OK
1F	3.35	1	0.005	78	0.0027	0.0027	0.0008	OK	0.0021	0.0021	12.609	0.0006	OK
1F	3.35	1	0.005	78	0.0033	0.0033	0.001	OK	0.0032	0.0032	10.553	0.0009	OK
1F	3.35	1	0.005	78	0.0027	0.0027	0.0008	OK	0.0021	0.0021	12.475	0.0006	OK
1F	3.35	1	0.005	78	0.0033	0.0033	0.001	OK	0.0031	0.0031	10.579	0.0009	OK
1F	3.35	1	0.005	78	0.0017	0.0017	0.0005	OK	0.0013	0.0013	13.300	0.0004	OK
1F	3.35	1	0.005	78	0.0036	0.0036	0.0011	OK	0.0032	0.0032	11.416	0.0009	OK
1F	3.35	1	0.005	78	0.0018	0.0018	0.0005	OK	0.0013	0.0013	14.223	0.0004	OK
1F	3.35	1	0.005	47	0.0024	0.0024	0.0007	OK	0.0022	0.0022	11.321	0.0006	OK
1F	3.35	1	0.005	47	0.0005	0.0005	0.0002	OK	0.0003	0.0003	18.544	0.0001	OK
1F	3.35	1	0.005	47	0.0025	0.0025	0.0007	OK	0.0022	0.0022	11.452	0.0006	OK
1F	3.35	1	0.005	47	0.0003	0.0003	0.0001	OK	0.0003	0.0003	10.756	0.0001	OK
1F	3.35	1	0.005	47	0.0017	0.0017	0.0005	OK	0.0013	0.0013	13.191	0.0004	OK
1F	3.35	1	0.005	47	0.0003	0.0003	0.0001	OK	0.0003	0.0003	10.623	0.0001	OK
1F	3.35	1	0.005	47	0.0016	0.0016	0.0005	OK	0.0013	0.0013	12.284	0.0004	OK
1F	3.35	1	0.005	78	0.0005	0.0005	0.0002	OK	0.0003	0.0003	18.131	0.0001	OK

8.2 EDIFICIO A2

8.2.1 MODI DI VIBRARE

8.2.1.1 EDIFICIO A2 PARTE 1

Nel seguito si riportano i principali risultati dell'analisi dinamica lineare; essa è sempre applicabile, come descritto al §7.3.3.1. delle NTC2018, a meno che la percentuale di massa eccitata superi l'85 %. Si specifica che è stata considerata la formulazione CQC per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi di vibrare.

Mode No	Frequency		Period	Tolerance
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)	
1	23.6681	3.7669	0.2655	1.5472e-26
2	35.6715	5.6773	0.1761	1.5472e-26
3	37.9546	6.0407	0.1655	1.5472e-26

Nel seguito si riporta la tabella riassuntiva delle masse eccitate.

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	99.7158	99.7158	0.0030	0.0030	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.2812	0.2812
2	0.1229	99.8387	66.7275	66.7305	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	33.1496	33.4308
3	0.1613	100.0000	33.2695	100.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	66.5692	100.0000
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM
1	261.0628	261.0628	0.0078	0.0078	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	89.1833	89.1833
2	0.3217	261.3845	174.6972	174.7051	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	10513.587	10602.770
3	0.4223	261.8068	87.1018	261.8068	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	21112.811	31715.582

Si riportano nel seguito le immagini relative alle deformate modali associate ai primi tre modi principali.

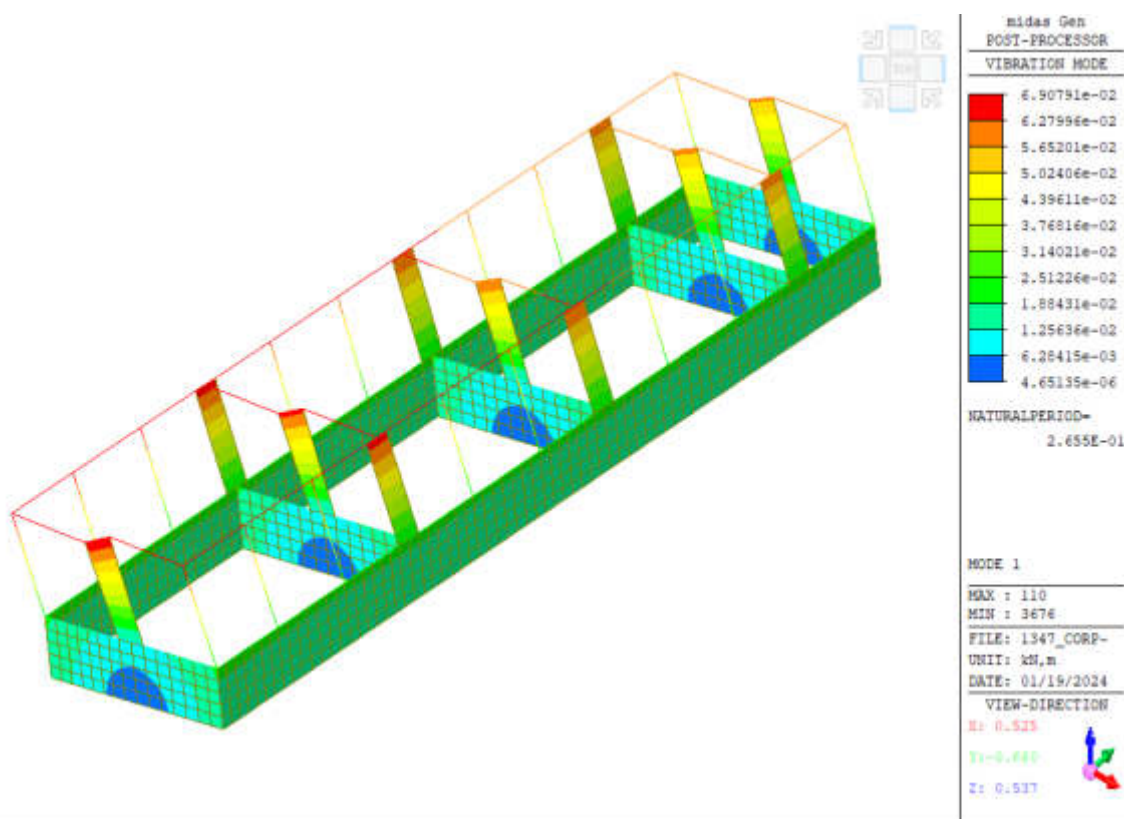


Figura 39 - Primo modo di vibrare

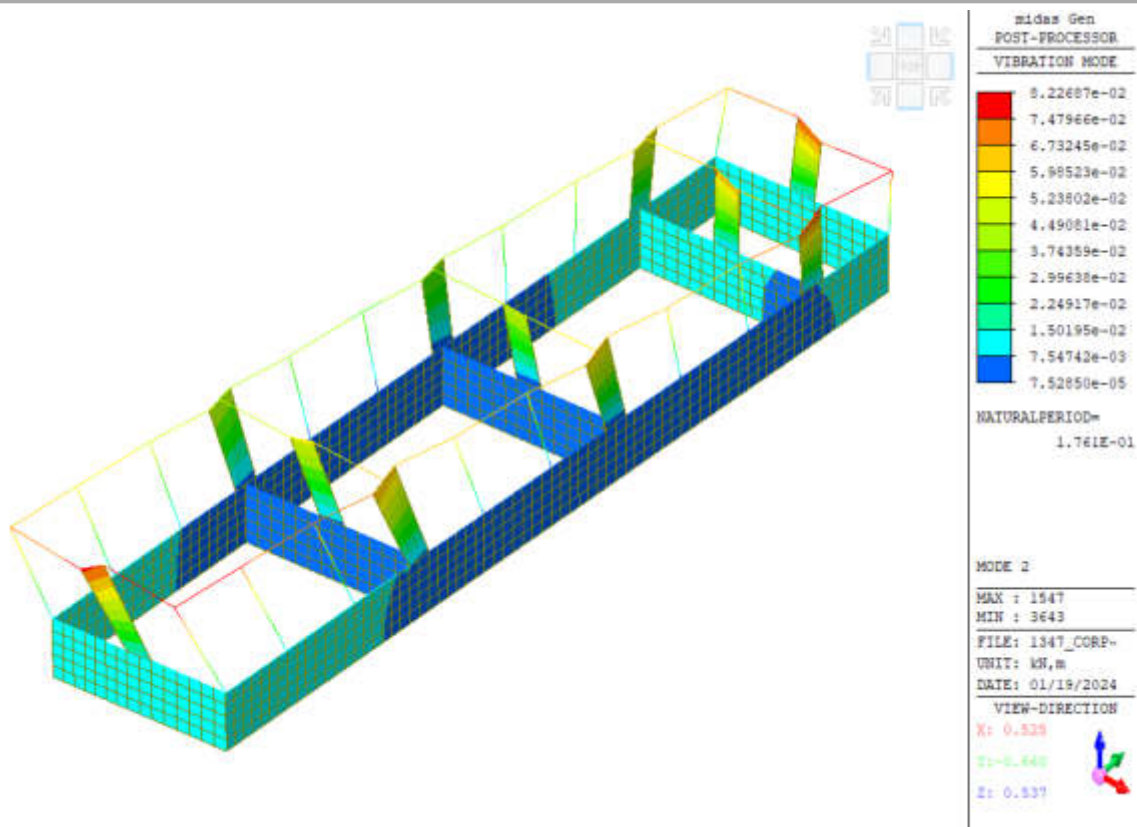


Figura 40 - Secondo modo di vibrare

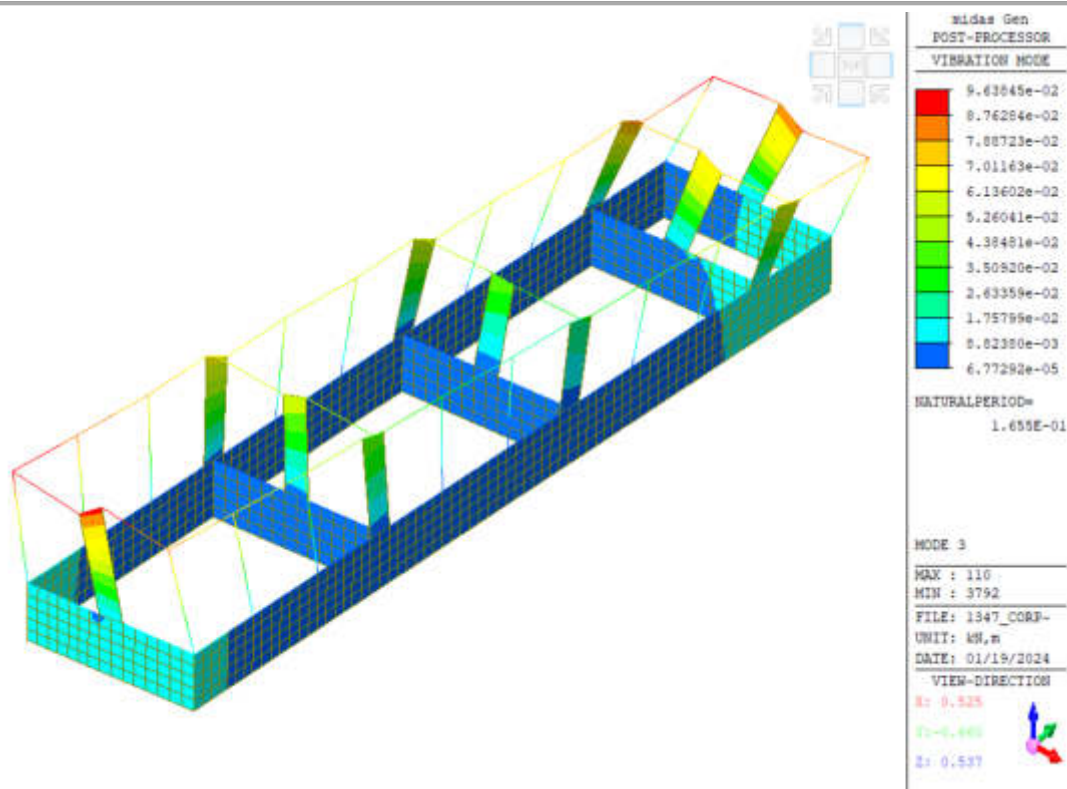


Figura 41 - Terzo modo di vibrare

8.2.1.2 EDIFICIO A2 PARTE 2

Nel seguito si riportano i principali risultati dell'analisi dinamica lineare; essa è sempre applicabile, come descritto al §7.3.3.1. delle NTC2018, a meno che la percentuale di massa eccitata superi l'85 %. Si specifica che è stata considerata la formulazione CQC per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi di vibrare.

Mode No	Frequency		Period (sec)	Tolerance
	(rad/sec)	(cycle/sec)		
1	26.7946	4.2645	0.2345	2.5414e-26
2	30.8814	4.9149	0.2035	2.5414e-26
3	46.6596	7.4261	0.1347	2.5414e-26

Nel seguito si riporta la tabella riassuntiva delle masse eccitate.

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	99.5444	99.5444	0.0752	0.0752	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.3804	0.3804
2	0.1074	99.6518	99.1271	99.2023	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.7655	1.1459
3	0.3482	100.0000	0.7977	100.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	98.8541	100.0000
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM
1	103.2382	103.2382	0.0780	0.0780	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	11.5609	11.5609
2	0.1114	103.3496	102.8054	102.8833	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	23.2668	34.8276
3	0.3611	103.7107	0.8273	103.7107	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	3004.4588	3039.2864

Si riportano nel seguito le immagini relative alle deformate modali associate ai primi tre modi principali.

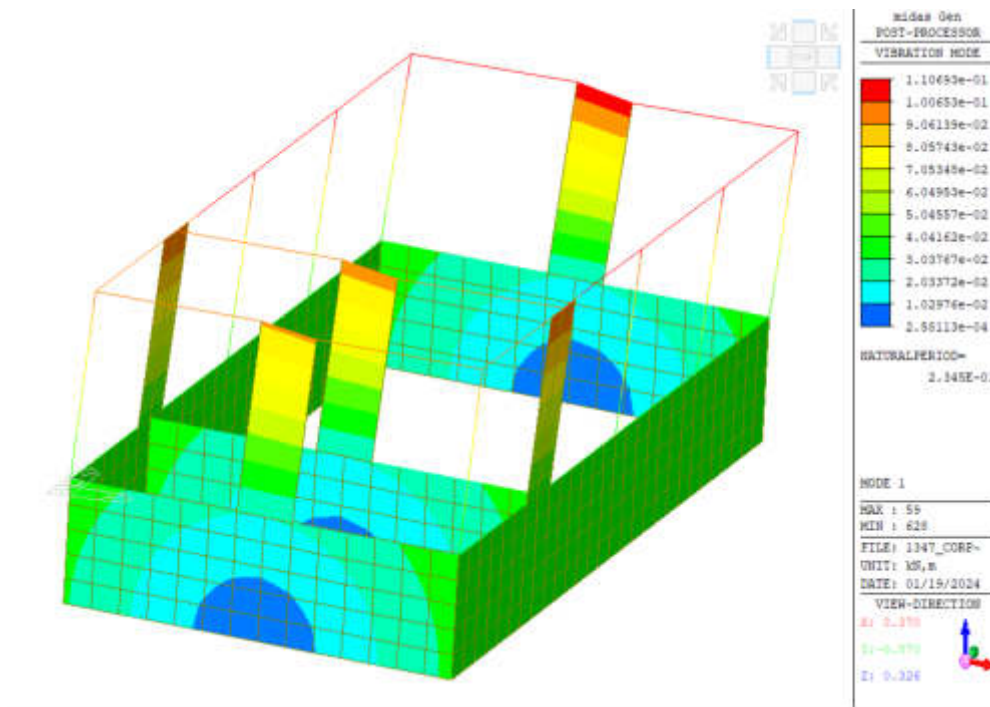


Figura 42 - Primo modo di vibrare

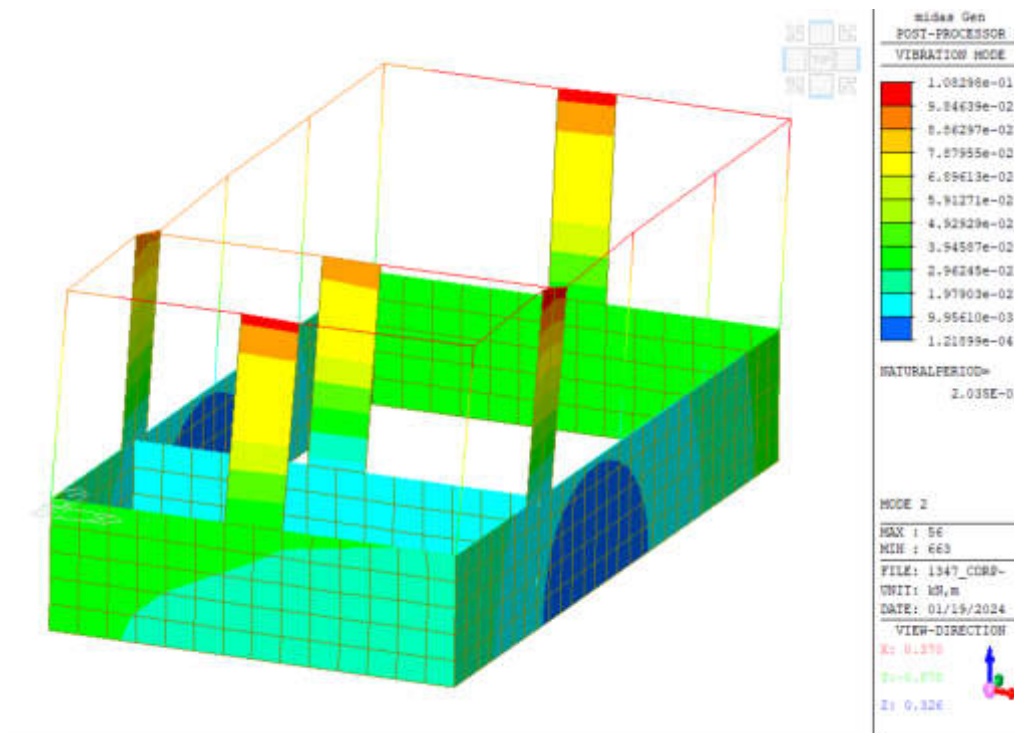


Figura 43 - Secondo modo di vibrare

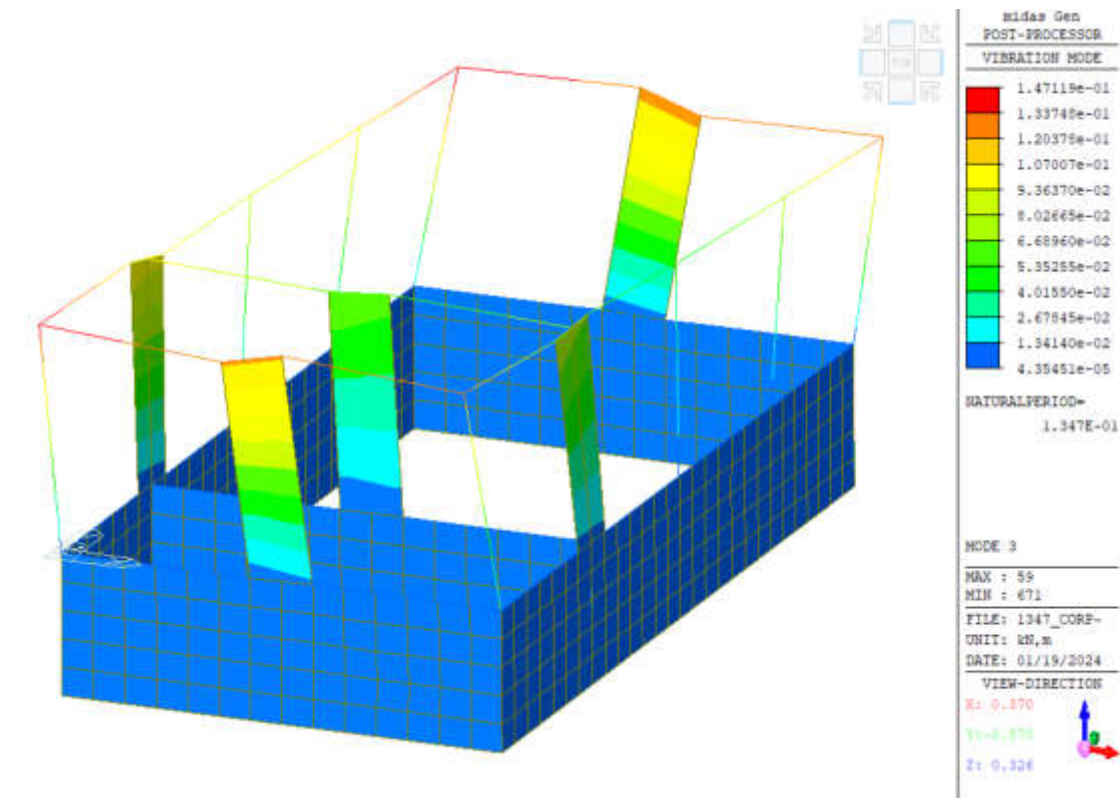


Figura 44 - Terzo modo di vibrare

8.2.2 VERIFICHE DELLE NON LINEARITÀ GEOMETRICHE

8.2.2.1 EDIFICIO A2 PARTE 1

Al fine di verificare la possibilità di escludere dal calcolo il contributo delle non linearità geometriche si è verificato che:

$$\theta \leq 0,1$$

con

$$\theta = P d_r / V h$$

dove

- P è il carico verticale totale di tutti i piani superiori al piano in esame;

- d_r è lo spostamento medio d'interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore e inferiore, calcolati secondo quanto indicato nel paragrafo 7.3.3.3 della normativa di riferimento;
- V è la forza orizzontale totale al piano in esame;
- h è l'altezza del piano;

In particolare, lo spostamento $d_r = d_E$ risulta pari a

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

dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q & \text{se } T_1 \geq T_c \\ \mu_d &= 1 + (q-1) \cdot T_c / T_1 & \text{se } T_1 < T_c \end{aligned}$$

$$T_c = 0,661 \text{ s}$$

$$T_1 = 0,266 \text{ s}$$

Per l'edificio in oggetto $\mu_d = 5.97$.

Il valore massimo assunto da θ è pari a **0,0119**; tale valore è minore del valore limite **0,10** e, pertanto, è stato possibile non considerare le non linearità geometriche.

8.2.2.2 EDIFICIO A2 PARTE 2

Al fine di verificare la possibilità di escludere dal calcolo il contributo delle non linearità geometriche si è verificato che:

$$\theta \leq 0,1$$

con

$$\theta = P d_r / V h$$

dove

- P è il carico verticale totale di tutti i piani superiori al piano in esame;
- d_r è lo spostamento medio d'interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore e inferiore, calcolati secondo quanto indicato nel paragrafo 7.3.3.3 della normativa di riferimento;
- V è la forza orizzontale totale al piano in esame;

- h è l'altezza del piano;

In particolare, lo spostamento $d_r = d_E$ risulta pari a

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

dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q & \text{se } T_1 \geq T_c \\ \mu_d &= 1 + (q - 1) \cdot T_c / T_1 & \text{se } T_1 < T_c \end{aligned}$$

$$T_c = 0,661 \text{ s}$$

$$T_1 = 0,235 \text{ s}$$

Per l'edificio in oggetto $\mu_d = 6.63$.

Il valore massimo assunto da θ è pari a **0,0089**; tale valore è minore del valore limite **0,10** e, pertanto, è stato possibile non considerare le non linearità geometriche.

8.2.3 VERIFICHE SLD

Nel seguito si riportano le verifiche in termini di "Rigidezza", spostamenti laterali della struttura allo stato limite di danno SLD come richiesto al §7.3.6.1 In particolare, la condizione in termini di rigidezza sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. Essendo le tamponature ricadenti in "*tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa (tamponature fragili)*" ed essendo la struttura caratterizzata da una classe d'uso II deve essere rispettata la seguente disequazione:

$$q \cdot d_r \leq 0,0050 \cdot h$$

in cui q rappresenta il fattore di comportamento allo SLD, che nel caso in esame risulta essere pari a 1, d_r rappresenta lo spostamento di interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di analisi lineare secondo il §7.3.3.3 e infine h rappresenta l'altezza del piano considerato.

8.2.3.1 EDIFICIO A2 PARTE 1

Nel seguito si riporta la tabella relativa alle verifiche del drift di piano.

Story	Story Height (m)	P-Delta Incremental Factor (ad)	Allowable Story Drift Ratio	Maximum Drift of All Vertical Elements					Drift at the Center of Mass				
				Node	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Story Drift Ratio	Remark	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Drift Factor (Maximum/Current)	Story Drift Ratio	Remark
1F	3.35	1	0.005	19	0.0037	0.0037	0.0011	OK	0.0031	0.0031	12.031	0.0009	OK
1F	3.35	1	0.005	2028	0.0021	0.0021	0.0006	OK	0.0021	0.0021	10.391	0.0006	OK
1F	3.35	1	0.005	19	0.0033	0.0033	0.001	OK	0.003	0.003	10.860	0.0009	OK
1F	3.35	1	0.005	2028	0.0023	0.0023	0.0007	OK	0.0021	0.0021	11.128	0.0006	OK
1F	3.35	1	0.005	19	0.0034	0.0034	0.001	OK	0.0031	0.0031	11.179	0.0009	OK
1F	3.35	1	0.005	2028	0.0014	0.0014	0.0004	OK	0.0012	0.0012	12.084	0.0004	OK
1F	3.35	1	0.005	19	0.0031	0.0031	0.0009	OK	0.003	0.003	10.135	0.0009	OK
1F	3.35	1	0.005	2028	0.0014	0.0014	0.0004	OK	0.0012	0.0012	11.812	0.0004	OK
1F	3.35	1	0.005	19	0.0027	0.0027	0.0008	OK	0.002	0.002	13.461	0.0006	OK
1F	3.35	1	0.005	19	0.0005	0.0005	0.0002	OK	0.0002	0.0002	28.098	0.0001	OK
1F	3.35	1	0.005	19	0.0026	0.0026	0.0008	OK	0.002	0.002	12.648	0.0006	OK
1F	3.35	1	0.005	2028	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0002	0.0002	11.294	0.0001	OK
1F	3.35	1	0.005	19	0.0017	0.0017	0.0005	OK	0.0012	0.0012	14.422	0.0004	OK
1F	3.35	1	0.005	19	0.0003	0.0003	0.0001	OK	0.0002	0.0002	14.036	0.0001	OK
1F	3.35	1	0.005	19	0.0017	0.0017	0.0005	OK	0.0012	0.0012	14.720	0.0004	OK
1F	3.35	1	0.005	2028	0.0004	0.0004	0.0001	OK	0.0002	0.0002	22.328	0.0001	OK
1F	3.35	1	0.005	19	0.0037	0.0037	0.0011	OK	0.0031	0.0031	11.967	0.0009	OK
1F	3.35	1	0.005	2028	0.0022	0.0022	0.0007	OK	0.0021	0.0021	10.837	0.0006	OK
1F	3.35	1	0.005	19	0.0033	0.0033	0.001	OK	0.003	0.003	10.925	0.0009	OK
1F	3.35	1	0.005	2028	0.0022	0.0022	0.0007	OK	0.0021	0.0021	10.680	0.0006	OK
1F	3.35	1	0.005	19	0.0034	0.0034	0.001	OK	0.0031	0.0031	11.243	0.0009	OK
1F	3.35	1	0.005	2028	0.0014	0.0014	0.0004	OK	0.0012	0.0012	11.312	0.0004	OK
1F	3.35	1	0.005	19	0.0031	0.0031	0.0009	OK	0.003	0.003	10.070	0.0009	OK
1F	3.35	1	0.005	2028	0.0015	0.0015	0.0004	OK	0.0012	0.0012	12.587	0.0004	OK
1F	3.35	1	0.005	19	0.0026	0.0026	0.0008	OK	0.002	0.002	12.969	0.0006	OK
1F	3.35	1	0.005	19	0.0005	0.0005	0.0002	OK	0.0002	0.0002	27.123	0.0001	OK
1F	3.35	1	0.005	19	0.0027	0.0027	0.0008	OK	0.002	0.002	13.142	0.0006	OK
1F	3.35	1	0.005	2028	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0002	0.0002	10.238	0.0001	OK
1F	3.35	1	0.005	19	0.0018	0.0018	0.0005	OK	0.0012	0.0012	15.268	0.0004	OK
1F	3.35	1	0.005	19	0.0003	0.0003	0.0001	OK	0.0002	0.0002	15.043	0.0001	OK
1F	3.35	1	0.005	19	0.0016	0.0016	0.0005	OK	0.0012	0.0012	13.869	0.0003	OK
1F	3.35	1	0.005	2028	0.0004	0.0004	0.0001	OK	0.0002	0.0002	23.411	0.0001	OK

8.2.3.2 EDIFICIO A2 PARTE 2

Nel seguito si riporta la tabella relativa alle verifiche del drift di piano.

Story	Story Height (m)	P-Delta Incremental Factor (ad)	Allowable Story Drift Ratio	Maximum Drift of All Vertical Elements					Drift at the Center of Mass				
				Node	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Story Drift Ratio	Remark	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Drift Factor (Maximum/Current)	Story Drift Ratio	Remark
1F	3.35	1	0.005	21	0.0024	0.0024	0.0007	OK	0.0023	0.0023	10.567	0.0007	OK
1F	3.35	1	0.005	21	0.0018	0.0018	0.0005	OK	0.0016	0.0016	11.067	0.0005	OK
1F	3.35	1	0.005	21	0.0026	0.0026	0.0008	OK	0.0023	0.0023	11.278	0.0007	OK
1F	3.35	1	0.005	21	0.0019	0.0019	0.0006	OK	0.0016	0.0016	11.792	0.0005	OK
1F	3.35	1	0.005	21	0.0025	0.0025	0.0007	OK	0.0023	0.0023	10.836	0.0007	OK
1F	3.35	1	0.005	21	0.0011	0.0011	0.0003	OK	0.0009	0.0009	11.578	0.0003	OK
1F	3.35	1	0.005	21	0.0026	0.0026	0.0008	OK	0.0023	0.0023	11.346	0.0007	OK
1F	3.35	1	0.005	21	0.0011	0.0011	0.0003	OK	0.001	0.001	11.913	0.0003	OK
1F	3.35	1	0.005	1	0.0016	0.0016	0.0005	OK	0.0015	0.0015	10.546	0.0004	OK
1F	3.35	1	0.005	1	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0001	0.0001	17.887	0	OK
1F	3.35	1	0.005	21	0.0017	0.0017	0.0005	OK	0.0015	0.0015	10.989	0.0004	OK
1F	3.35	1	0.005	21	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0001	0.0001	15.990	0	OK
1F	3.35	1	0.005	1	0.001	0.001	0.0003	OK	0.0009	0.0009	11.156	0.0003	OK
1F	3.35	1	0.005	13	0.0002	0.0002	0	OK	0.0002	0.0002	1	0	OK
1F	3.35	1	0.005	9	0.0009	0.0009	0.0003	OK	0.0009	0.0009	10.824	0.0003	OK
1F	3.35	1	0.005	21	0.0003	0.0003	0.0001	OK	0.0002	0.0002	16.149	0.0001	OK
1F	3.35	1	0.005	21	0.0024	0.0024	0.0007	OK	0.0023	0.0023	10.665	0.0007	OK
1F	3.35	1	0.005	21	0.0018	0.0018	0.0005	OK	0.0016	0.0016	11.331	0.0005	OK
1F	3.35	1	0.005	21	0.0026	0.0026	0.0008	OK	0.0023	0.0023	11.182	0.0007	OK
1F	3.35	1	0.005	21	0.0018	0.0018	0.0005	OK	0.0016	0.0016	11.531	0.0005	OK
1F	3.35	1	0.005	21	0.0025	0.0025	0.0007	OK	0.0023	0.0023	10.740	0.0007	OK
1F	3.35	1	0.005	21	0.0011	0.0011	0.0003	OK	0.0009	0.0009	11.136	0.0003	OK
1F	3.35	1	0.005	21	0.0027	0.0027	0.0008	OK	0.0023	0.0023	11.441	0.0007	OK
1F	3.35	1	0.005	21	0.0012	0.0012	0.0004	OK	0.001	0.001	12.349	0.0003	OK
1F	3.35	1	0.005	21	0.0016	0.0016	0.0005	OK	0.0015	0.0015	10.494	0.0004	OK
1F	3.35	1	0.005	1	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0001	0.0001	16.247	0	OK
1F	3.35	1	0.005	21	0.0016	0.0016	0.0005	OK	0.0015	0.0015	10.708	0.0004	OK
1F	3.35	1	0.005	21	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0001	0.0001	14.481	0	OK

1F	3.35	1	0.005	1	0.001	0.001	0.0003	OK	0.0008	0.0008	11.600	0.0003	OK
1F	3.35	1	0.005	1	0.0002	0.0002	0	OK	0.0002	0.0002	1	0	OK
1F	3.35	1	0.005	21	0.0009	0.0009	0.0003	OK	0.0009	0.0009	11.006	0.0003	OK
1F	3.35	1	0.005	21	0.0003	0.0003	0.0001	OK	0.0002	0.0002	17.380	0.0001	OK

8.3 EDIFICIO A

8.3.1 MODI DI VIBRARE

8.3.1.1 EDIFICIO A PARTE 1

Nel seguito si riportano i principali risultati dell'analisi dinamica lineare; essa è sempre applicabile, come descritto al §7.3.3.1. delle NTC2018, a meno che la percentuale di massa eccitata superi l'85 %. Si specifica che è stata considerata la formulazione CQC per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi di vibrare.

Mode No	Frequency		Period (sec)	Tolerance
	(rad/sec)	(cycle/sec)		
1	9.7100	1.5454	0.6471	1.5072e-16
2	21.0846	3.3557	0.2980	3.8359e-16
3	21.4728	3.4175	0.2926	1.2328e-16
4	50.9651	8.1114	0.1233	3.5015e-16
5	95.2296	15.1563	0.0660	8.0232e-16
6	101.9923	16.2326	0.0616	5.2459e-16

Nel seguito si riporta la tabella riassuntiva delle masse eccitate.

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	49.8441	49.8441	21.8346	21.8346	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	4.7190	4.7190
2	8.1723	58.0164	48.2469	70.0816	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	24.0917	28.8106
3	19.0789	77.0952	10.6368	80.7184	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	50.0475	78.8581
4	16.4266	93.5219	5.8404	86.5587	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.1473	79.0054
5	1.5652	95.0871	0.2568	86.8156	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	19.7507	98.7561
6	4.9129	100.0000	13.1844	100.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.2439	100.0000
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM
1	228.9901	228.9901	100.3111	100.3111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1316.2784	1316.2784
2	37.5445	266.5346	221.6524	321.9636	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	6719.9883	8036.2667
3	87.6507	354.1853	48.8668	370.8304	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	13959.947	21996.213
4	75.4680	429.6513	26.8314	397.6618	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	41.0850	22037.298
5	7.1907	436.8419	1.1799	398.8417	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	5509.1524	27546.451
6	22.5707	459.4126	60.5709	459.4126	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	346.9589	27893.410

Si riportano nel seguito le immagini relative alle deformate modali associate ai primi tre modi principali.

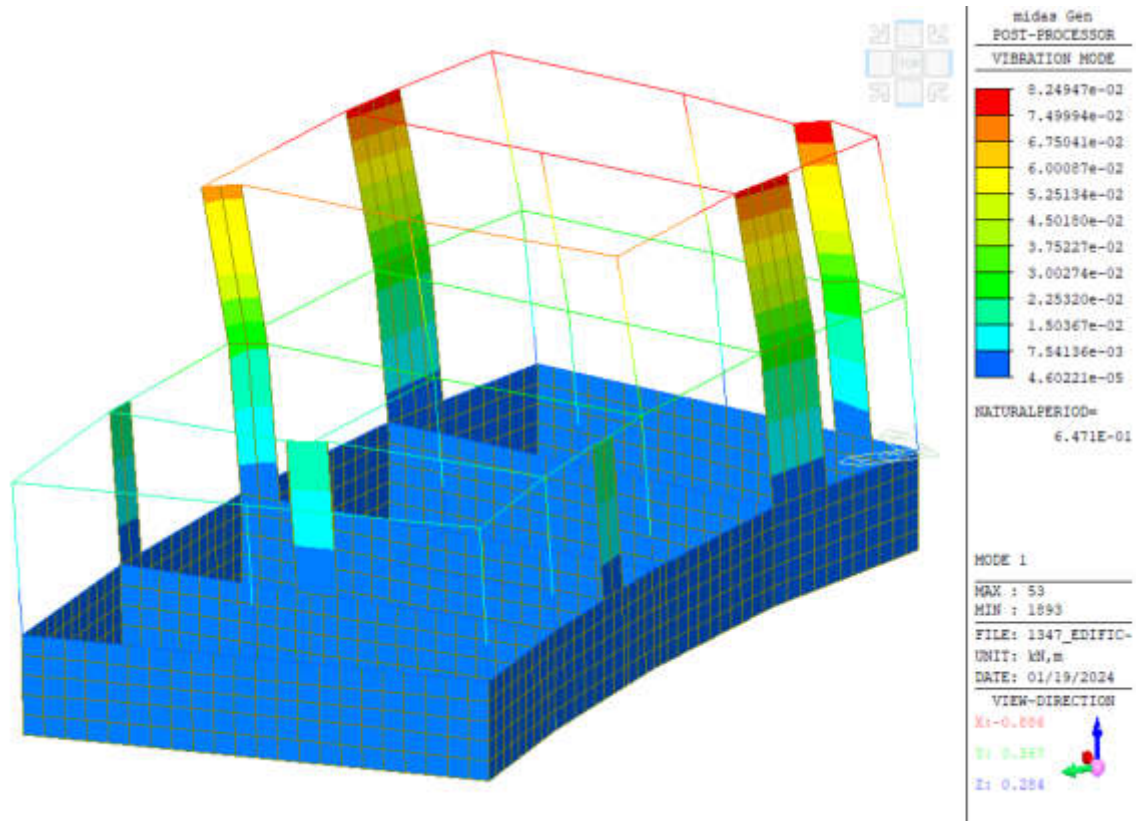


Figura 45 - Primo modo di vibrare

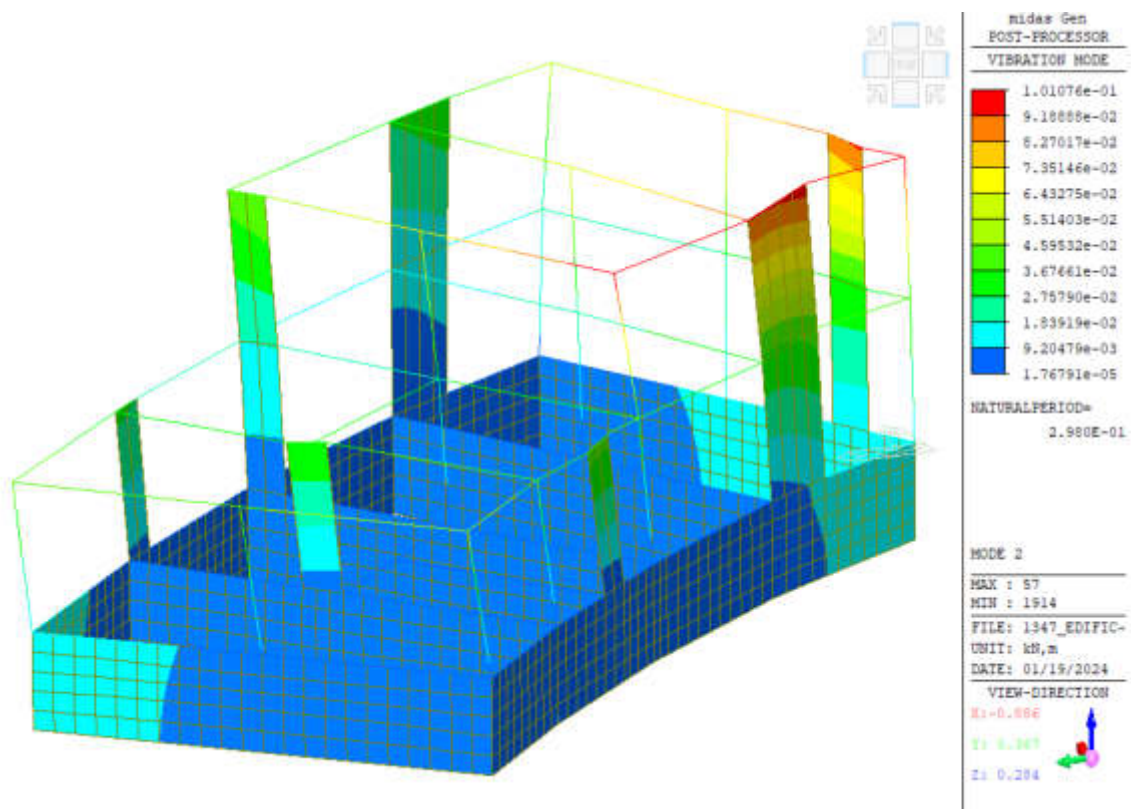


Figura 46 - Secondo modo di vibrare

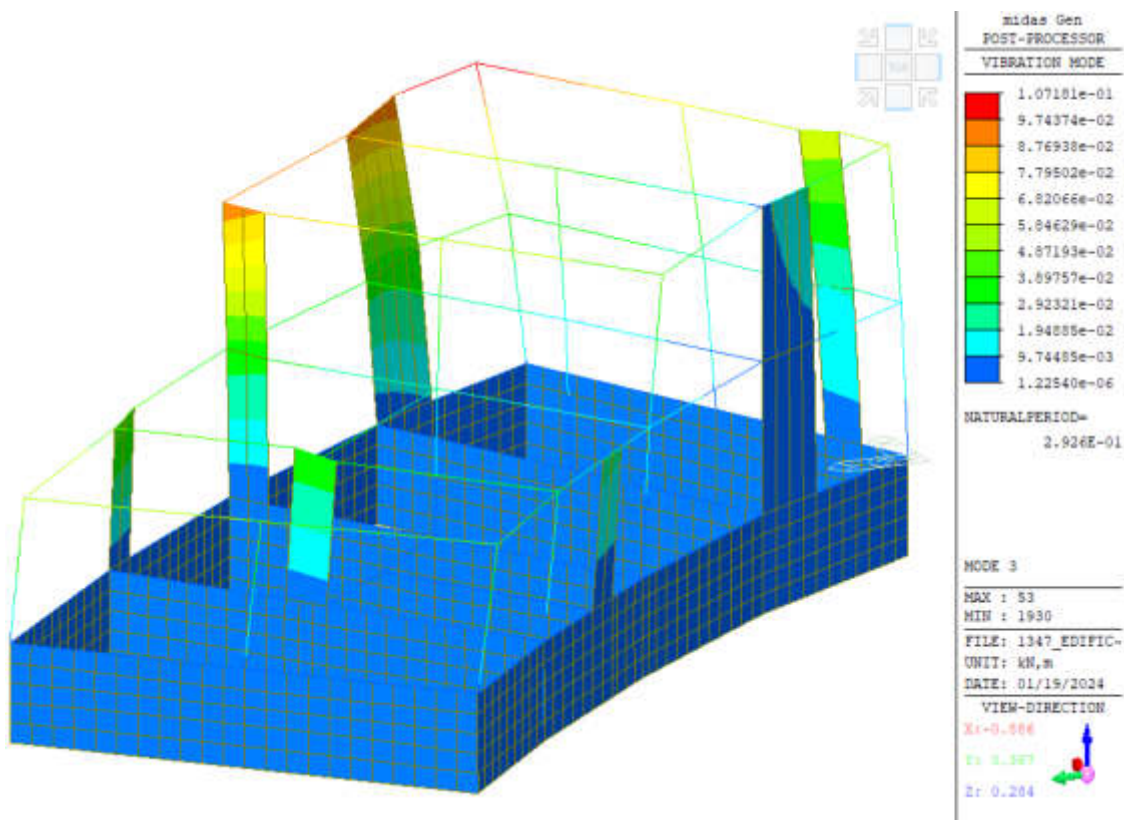


Figura 47 - Terzo modo di vibrare

8.3.1.2 EDIFICIO A2 PARTE 2

Nel seguito si riportano i principali risultati dell'analisi dinamica lineare; essa è sempre applicabile, come descritto al §7.3.3.1. delle NTC2018, a meno che la percentuale di massa eccitata superi l'85 %. Si specifica che è stata considerata la formulazione CQC per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi di vibrare.

Mode No	Frequency		Period (sec)	Tolerance
	(rad/sec)	(cycle/sec)		
1	14.8158	2.3580	0.4241	2.3756e-27
2	16.7676	2.6686	0.3747	2.3756e-27
3	24.2304	3.8564	0.2593	2.3756e-27
4	38.7586	6.1686	0.1621	2.3756e-27
5	71.6165	11.3981	0.0877	2.3756e-27
6	107.7977	17.1565	0.0583	2.3756e-27

Nel seguito si riporta la tabella riassuntiva delle masse eccitate.

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.3304	0.3304	56.1797	56.1797	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	10.3754	10.3754
2	79.6005	79.9309	0.9912	57.1710	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	3.5597	13.9351
3	3.7097	83.6407	10.6108	67.7818	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	69.2944	83.2295
4	3.5439	87.1845	18.6451	86.4269	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	8.3292	91.5587
5	10.3078	97.4924	9.2023	95.6292	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.2933	91.8520
6	2.5076	100.0000	4.3708	100.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	8.1480	100.0000
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM
1	2.0371	2.0371	346.3316	346.3316	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	7175.9460	7175.9460
2	490.7137	492.7508	6.1106	352.4422	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	2462.0121	9637.9581
3	22.8694	515.6202	65.4127	417.8549	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	47926.290	57564.248
4	21.8468	537.4670	114.9417	532.7966	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	5760.7254	63324.974
5	63.5447	601.0117	56.7293	589.5259	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	202.8620	63527.836
6	15.4589	616.4707	26.9448	616.4707	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	5635.4264	69163.262

Si riportano nel seguito le immagini relative alle deformate modali associate ai primi tre modi principali.

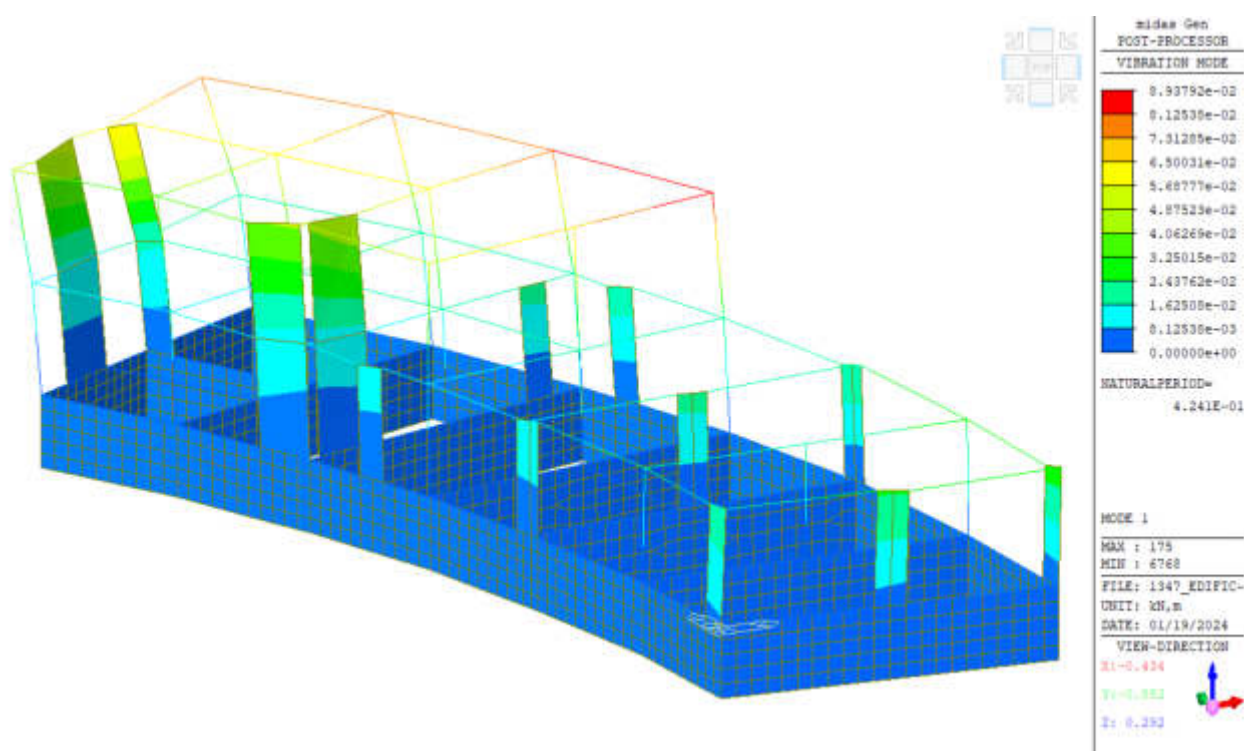


Figura 48 - Primo modo di vibrare

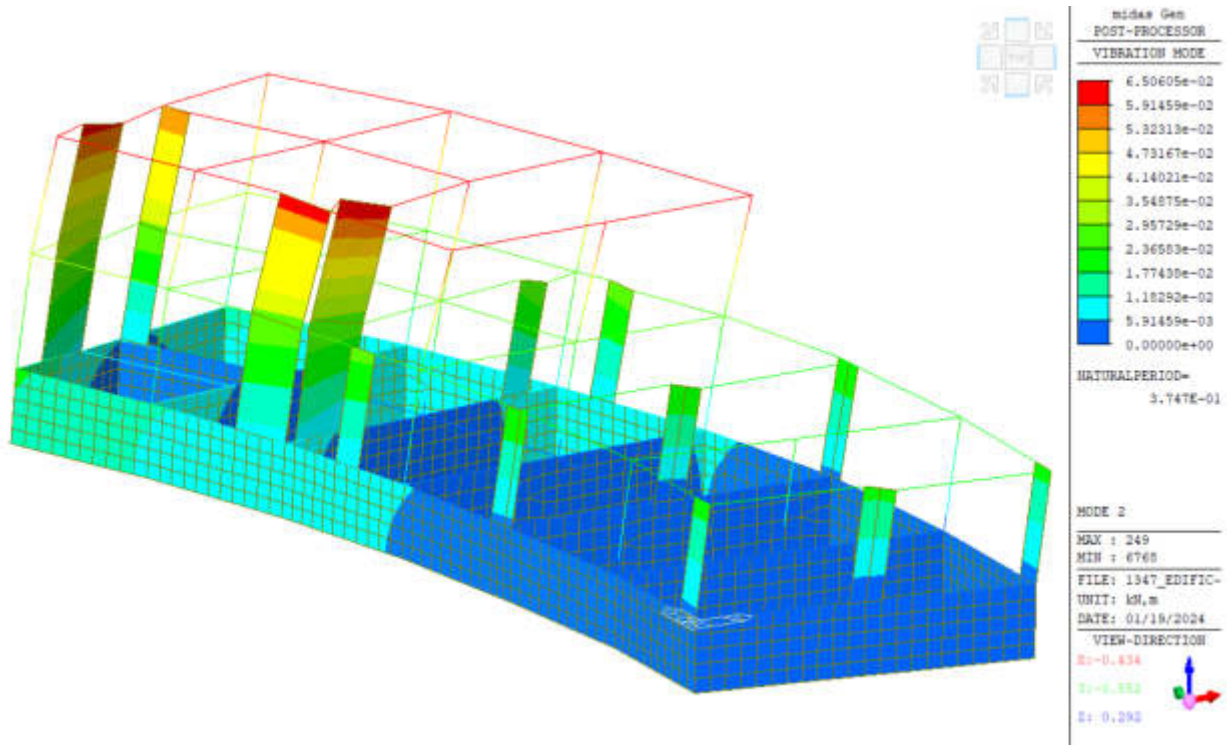


Figura 49 - Secondo modo di vibrare

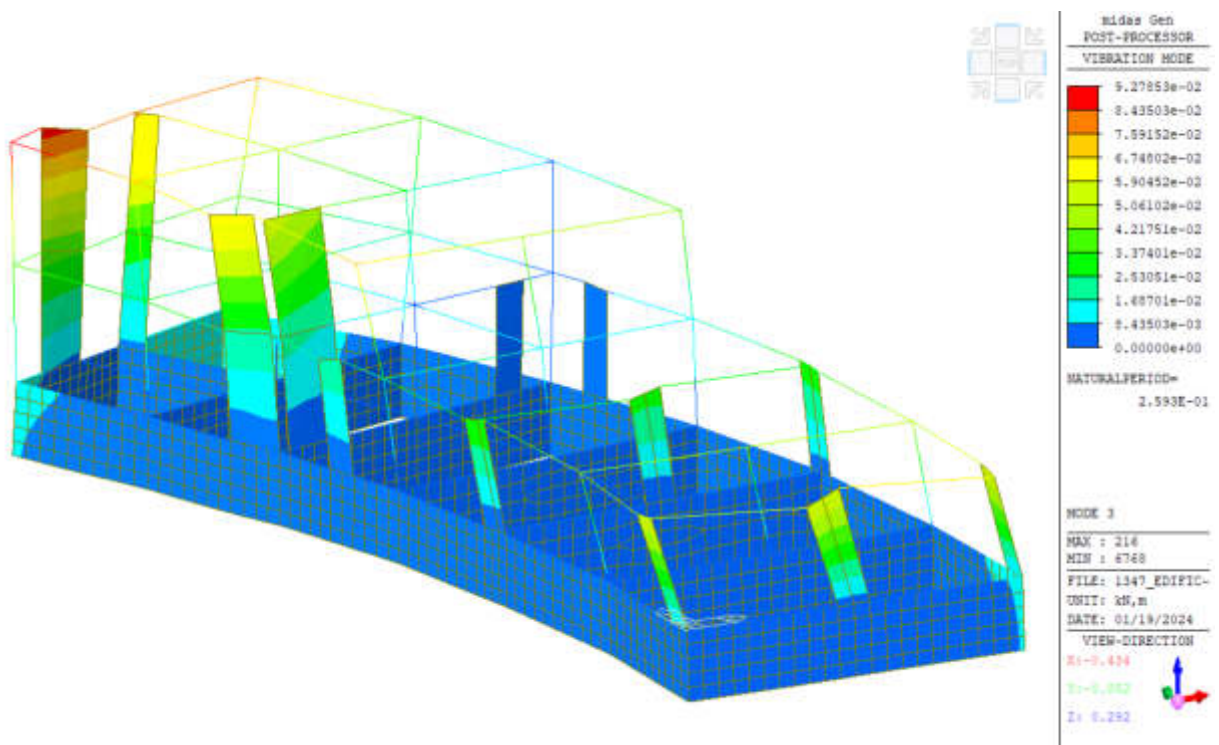


Figura 50 - Terzo modo di vibrare

8.3.2 VERIFICHE DELLE NON LINEARITÀ GEOMETRICHE

8.3.2.1 EDIFICIO A PARTE 1

Al fine di verificare la possibilità di escludere dal calcolo il contributo delle non linearità geometriche si è verificato che:

$$\theta \leq 0,1$$

con

$$\theta = P d_r / V h$$

dove

- P è il carico verticale totale di tutti i piani superiori al piano in esame;
- d_r è lo spostamento medio d'interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore e inferiore, calcolati secondo quanto indicato nel paragrafo 7.3.3.3 della normativa di riferimento;
- V è la forza orizzontale totale al piano in esame;
- h è l'altezza del piano;

In particolare, lo spostamento $d_r = d_E$ risulta pari a

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

dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q & \text{se } T_1 \geq T_c \\ \mu_d &= 1 + (q-1) \cdot T_c / T_1 & \text{se } T_1 < T_c \end{aligned}$$

$$T_c = 0,674 \text{ s}$$

$$T_1 = 0,647 \text{ s}$$

Per l'edificio in oggetto $\mu_d = 2.46$.

Il valore massimo assunto da θ è pari a **0,0427**; tale valore è minore del valore limite **0,10** e, pertanto, è stato possibile non considerare le non linearità geometriche.

8.3.2.2 EDIFICIO A PARTE 2

Al fine di verificare la possibilità di escludere dal calcolo il contributo delle non linearità geometriche si è verificato che:

$$\theta \leq 0,1$$

con

$$\theta = P d_r / V h$$

dove

- P è il carico verticale totale di tutti i piani superiori al piano in esame;
- d_r è lo spostamento medio d'interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore e inferiore, calcolati secondo quanto indicato nel paragrafo 7.3.3.3 della normativa di riferimento;
- V è la forza orizzontale totale al piano in esame;
- h è l'altezza del piano;

In particolare, lo spostamento $d_r = d_E$ risulta pari a

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

dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q & \text{se } T_1 \geq T_c \\ \mu_d &= 1 + (q-1) \cdot T_c / T_1 & \text{se } T_1 < T_c \end{aligned}$$

$$T_c = 0,674 \text{ s}$$

$$T_1 = 0,424 \text{ s}$$

Per l'edificio in oggetto $\mu_d = 3.23$.

Il valore massimo assunto da θ è pari a **0,0152**; tale valore è minore del valore limite **0,10** e, pertanto, è stato possibile non considerare le non linearità geometriche.

8.3.3 VERIFICHE SLO

Nel seguito si riportano le verifiche in termini di "Rigidezza", spostamenti laterali della struttura allo stato limite di danno SLO (costruzione in classe d'uso III) come richiesto al §7.3.6.1 In particolare, la condizione in termini di rigidezza sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. Essendo le tamponature ricadenti

in “tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa (tamponature fragili)” ed essendo la struttura caratterizzata da una classe d’uso III deve essere rispettata la seguente disequazione:

$$q \cdot dr \leq 0,0033 \cdot h$$

in cui q rappresenta il fattore di comportamento allo SLO, che nel caso in esame risulta essere pari a 1, dr rappresenta lo spostamento di interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di analisi lineare secondo il §7.3.3.3 e infine h rappresenta l’altezza del piano considerato.

8.3.3.1 EDIFICIO A2 PARTE 1

Nel seguito si riporta la tabella relativa alle verifiche del drift di piano.

Story	Story Height (m)	P-Delta Incremental Factor (ad)	Allowable Story Drift Ratio	Maximum Drift of All Vertical Elements				Remark	Drift at the Center of Mass			Story Drift Ratio	Remark
				Node	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Story Drift Ratio		Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Drift Factor (Maximum/Current)		
1F	3.35	1	0.0033	103	0.0013	0.0013	0.0004	OK	0.0012	0.0012	10.810	0.0003	OK
1F	3.35	1	0.0033	103	0.0016	0.0016	0.0005	OK	0.0011	0.0011	14.024	0.0003	OK
1F	3.35	1	0.0033	103	0.0017	0.0017	0.0005	OK	0.0011	0.0011	14.897	0.0003	OK
1F	3.35	1	0.0033	103	0.0024	0.0024	0.0007	OK	0.0021	0.0021	10.986	0.0006	OK
1F	3.35	1	0.0033	103	0.0025	0.0025	0.0007	OK	0.0021	0.0021	11.499	0.0006	OK
1F	3.35	1	0.0033	103	0.0027	0.0027	0.0008	OK	0.0021	0.0021	12.496	0.0006	OK
1F	3.35	1	0.0033	103	0.0028	0.0028	0.0008	OK	0.0021	0.0021	13.020	0.0006	OK
1F	3.35	1	0.0033	103	0.0029	0.0029	0.0009	OK	0.0025	0.0025	11.543	0.0008	OK
1F	3.35	1	0.0033	103	0.003	0.003	0.0009	OK	0.0025	0.0025	11.923	0.0008	OK
1F	3.35	1	0.0033	103	0.0033	0.0033	0.001	OK	0.0025	0.0025	13.000	0.0008	OK
1F	3.35	1	0.0033	103	0.0034	0.0034	0.001	OK	0.0025	0.0025	13.389	0.0007	OK
1F	3.35	1	0.0033	103	0.0035	0.0035	0.0011	OK	0.0031	0.0031	11.506	0.0009	OK
1F	3.35	1	0.0033	103	-0.0032	-0.0032	-0.001	OK	-0.0025	-0.0025	13.182	-0.0007	OK
1F	3.35	1	0.0033	103	-0.0031	-0.0031	-0.0009	OK	-0.0025	-0.0025	12.731	-0.0007	OK
1F	3.35	1	0.0033	103	-0.003	-0.003	-0.0009	OK	-0.0025	-0.0025	11.871	-0.0007	OK
1F	3.35	1	0.0033	103	-0.0028	-0.0028	-0.0009	OK	-0.0025	-0.0025	11.428	-0.0007	OK
1F	3.35	1	0.0033	103	-0.0027	-0.0027	-0.0008	OK	-0.0019	-0.0019	13.856	-0.0006	OK

1F	3.35	1	0.0033	103	-0.0026	-0.0026	-0.0008	OK	-0.0019	-0.0019	13.348	-0.0006	OK
1F	3.35	1	0.0033	103	-0.0023	-0.0023	-0.0007	OK	-0.002	-0.002	11.948	-0.0006	OK
1F	3.35	1	0.0033	103	0.0036	0.0036	0.0011	OK	0.0031	0.0031	11.865	0.0009	OK
1F	3.35	1	0.0033	103	-0.0022	-0.0022	-0.0007	OK	-0.002	-0.002	11.454	-0.0006	OK
1F	3.35	1	0.0033	103	0.0038	0.0038	0.0011	OK	0.0031	0.0031	12.561	0.0009	OK
1F	3.35	1	0.0033	103	-0.0021	-0.0021	-0.0006	OK	-0.0015	-0.0015	13.468	-0.0005	OK
1F	3.35	1	0.0033	103	-0.002	-0.002	-0.0006	OK	-0.0015	-0.0015	12.744	-0.0005	OK
1F	3.35	1	0.0033	103	-0.0018	-0.0018	-0.0005	OK	-0.0016	-0.0016	11.370	-0.0005	OK
1F	3.35	1	0.0033	103	-0.0017	-0.0017	-0.0005	OK	-0.0016	-0.0016	10.669	-0.0005	OK
1F	3.35	1	0.0033	103	0.0039	0.0039	0.0012	OK	0.003	0.003	12.926	0.0009	OK
1F	3.35	1	0.0033	81	-0.0006	-0.0006	-0.0002	OK	-0.0006	-0.0006	10.340	-0.0002	OK
1F	3.35	1	0.0033	103	-0.001	-0.001	-0.0003	OK	-0.0005	-0.0005	18.156	-0.0002	OK
1F	3.35	1	0.0033	103	-0.0009	-0.0009	-0.0003	OK	-0.0006	-0.0006	16.322	-0.0002	OK
1F	3.35	1	0.0033	103	-0.0007	-0.0007	-0.0002	OK	-0.0006	-0.0006	11.439	-0.0002	OK
1F	3.35	1	0.0033	103	0.0013	0.0013	0.0004	OK	0.0012	0.0012	11.642	0.0003	OK
2F	3.4	1	0.0033	13	0.0077	0.0077	0.0023	OK	0.0073	0.0073	10.535	0.0022	OK

8.3.3.2 EDIFICIO A2 PARTE 2

Nel seguito si riporta la tabella relativa alle verifiche del drift di piano.

Story	Story Height (m)	P-Delta Incremental Factor (ad)	Allowable Story Drift Ratio	Maximum Drift of All Vertical Elements					Drift at the Center of Mass				
				Node	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Story Drift Ratio		Remark	Story Drift (m)	Modified Drift (m)		
2F	3.4	1	0.0033	26	0.007	0.007	0.0021	OK	0.0043	0.0043	16.356	0.0013	OK
1F	3.35	1	0.0033	88	0.0046	0.0046	0.0014	OK	0.0033	0.0033	13.941	0.001	OK
2F	3.4	1	0.0033	26	0.0063	0.0063	0.0019	OK	0.0044	0.0044	14.470	0.0013	OK
1F	3.35	1	0.0033	88	0.0038	0.0038	0.0011	OK	0.0031	0.0031	12.221	0.0009	OK
2F	3.4	1	0.0033	39	0.0055	0.0055	0.0016	OK	0.0047	0.0047	11.757	0.0014	OK
1F	3.35	1	0.0033	86	0.0036	0.0036	0.0011	OK	0.0031	0.0031	11.744	0.0009	OK
2F	3.4	1	0.0033	39	0.0051	0.0051	0.0015	OK	0.0047	0.0047	10.739	0.0014	OK
1F	3.35	1	0.0033	260	0.0034	0.0034	0.001	OK	0.003	0.003	11.308	0.0009	OK
2F	3.4	1	0.0033	26	0.0067	0.0067	0.002	OK	0.0021	0.0021	32.122	0.0006	OK
1F	3.35	1	0.0033	88	0.0045	0.0045	0.0014	OK	0.0024	0.0024	19.115	0.0007	OK

2F	3.4	1	0.0033	26	0.0062	0.0062	0.0018	OK	0.0021	0.0021	28.737	0.0006	OK
1F	3.35	1	0.0033	88	0.004	0.004	0.0012	OK	0.0023	0.0023	17.590	0.0007	OK
2F	3.4	1	0.0033	26	0.0048	0.0048	0.0014	OK	0.0006	0.0006	81.617	0.0002	OK
1F	3.35	1	0.0033	88	0.0035	0.0035	0.001	OK	0.0014	0.0014	25.170	0.0004	OK
2F	3.4	1	0.0033	26	0.0046	0.0046	0.0013	OK	0.0006	0.0006	76.513	0.0002	OK
1F	3.35	1	0.0033	88	0.0033	0.0033	0.001	OK	0.0014	0.0014	24.542	0.0004	OK
2F	3.4	1	0.0033	26	0.0069	0.0069	0.002	OK	0.0043	0.0043	16.050	0.0013	OK
1F	3.35	1	0.0033	88	0.0045	0.0045	0.0013	OK	0.0033	0.0033	13.701	0.001	OK
2F	3.4	1	0.0033	26	0.0064	0.0064	0.0019	OK	0.0044	0.0044	14.768	0.0013	OK
1F	3.35	1	0.0033	88	0.0039	0.0039	0.0012	OK	0.0032	0.0032	12.480	0.0009	OK
2F	3.4	1	0.0033	39	0.0056	0.0056	0.0016	OK	0.0047	0.0047	12.002	0.0014	OK
1F	3.35	1	0.0033	88	0.0037	0.0037	0.0011	OK	0.0031	0.0031	11.915	0.0009	OK
2F	3.4	1	0.0033	39	0.005	0.005	0.0015	OK	0.0047	0.0047	10.500	0.0014	OK
1F	3.35	1	0.0033	260	0.0033	0.0033	0.001	OK	0.003	0.003	11.231	0.0009	OK
2F	3.4	1	0.0033	26	0.0065	0.0065	0.0019	OK	0.0021	0.0021	30.992	0.0006	OK
1F	3.35	1	0.0033	88	0.0043	0.0043	0.0013	OK	0.0023	0.0023	18.601	0.0007	OK
2F	3.4	1	0.0033	26	0.0063	0.0063	0.0019	OK	0.0021	0.0021	29.830	0.0006	OK
1F	3.35	1	0.0033	88	0.0042	0.0042	0.0012	OK	0.0023	0.0023	18.135	0.0007	OK
2F	3.4	1	0.0033	26	0.005	0.005	0.0015	OK	0.0006	0.0006	87.542	0.0002	OK
1F	3.35	1	0.0033	88	0.0037	0.0037	0.0011	OK	0.0014	0.0014	25.856	0.0004	OK
2F	3.4	1	0.0033	26	0.0044	0.0044	0.0013	OK	0.0006	0.0006	71.238	0.0002	OK
1F	3.35	1	0.0033	88	0.0032	0.0032	0.0009	OK	0.0013	0.0013	23.785	0.0004	OK
2F	3.4	1	0.0033	26	-0.0011	-0.0011	-0.0003	OK	-0.0003	-0.0003	31.680	-0.0001	OK
1F	3.35	1	0.0033	6769	-0.0007	-0.0007	-0.0002	OK	-0.0002	-0.0002	42.335	0	OK
2F	3.4	1	0.0033	7	-0.0011	-0.0011	-0.0003	OK	-0.0004	-0.0004	26.130	-0.0001	OK
1F	3.35	1	0.0033	6769	-0.0012	-0.0012	-0.0003	OK	0	0	630.599	0	OK
2F	3.4	1	0.0033	7	-0.002	-0.002	-0.0006	OK	-0.0007	-0.0007	27.889	-0.0002	OK
1F	3.35	1	0.0033	6769	-0.0014	-0.0014	-0.0004	OK	0	0	377.504	0	OK
2F	3.4	1	0.0033	7	-0.0027	-0.0027	-0.0008	OK	-0.0008	-0.0008	34.696	-0.0002	OK
1F	3.35	1	0.0033	6769	-0.0017	-0.0017	-0.0005	OK	0.0001	0.0001	138.499	0	OK
2F	3.4	1	0.0033	7	0.0035	0.0035	0.001	OK	0.0019	0.0019	18.663	0.0005	OK
1F	3.35	1	0.0033	6773	0.0015	0.0015	0.0004	OK	0.0007	0.0007	20.119	0.0002	OK
2F	3.4	1	0.0033	7	0.0027	0.0027	0.0008	OK	0.0018	0.0018	14.789	0.0005	OK
1F	3.35	1	0.0033	6773	0.0016	0.0016	0.0005	OK	0.0009	0.0009	19.281	0.0003	OK
2F	3.4	1	0.0033	7	0.0046	0.0046	0.0013	OK	0.0034	0.0034	13.584	0.001	OK
1F	3.35	1	0.0033	6773	0.0025	0.0025	0.0007	OK	0.0017	0.0017	14.556	0.0005	OK
2F	3.4	1	0.0033	7	0.0043	0.0043	0.0013	OK	0.0033	0.0033	12.792	0.001	OK
1F	3.35	1	0.0033	6773	0.0025	0.0025	0.0008	OK	0.0017	0.0017	14.534	0.0005	OK
2F	3.4	1	0.0033	26	-0.001	-0.001	-0.0003	OK	-0.0004	-0.0004	27.619	-0.0001	OK
1F	3.35	1	0.0033	6769	-0.0007	-0.0007	-0.0002	OK	-0.0001	-0.0001	53.925	0	OK
2F	3.4	1	0.0033	7	-0.0009	-0.0009	-0.0003	OK	-0.0004	-0.0004	22.842	-0.0001	OK

1F	3.35	1	0.0033	6769	-0.0011	-0.0011	-0.0003	OK	0	0	279.494	0	OK
2F	3.4	1	0.0033	7	-0.0019	-0.0019	-0.0006	OK	-0.0007	-0.0007	26.014	-0.0002	OK
1F	3.35	1	0.0033	6769	-0.0013	-0.0013	-0.0004	OK	0	0	767.576	0	OK
2F	3.4	1	0.0033	7	-0.0029	-0.0029	-0.0008	OK	-0.0008	-0.0008	36.313	-0.0002	OK
1F	3.35	1	0.0033	88	0.0018	0.0018	0.0005	OK	0.0002	0.0002	116.818	0	OK
2F	3.4	1	0.0033	7	0.0032	0.0032	0.0009	OK	0.0018	0.0018	17.467	0.0005	OK
1F	3.35	1	0.0033	6773	0.0015	0.0015	0.0005	OK	0.0008	0.0008	19.804	0.0002	OK
2F	3.4	1	0.0033	7	0.0029	0.0029	0.0009	OK	0.0018	0.0018	16.034	0.0005	OK
1F	3.35	1	0.0033	6773	0.0016	0.0016	0.0005	OK	0.0008	0.0008	19.546	0.0002	OK
2F	3.4	1	0.0033	7	0.0048	0.0048	0.0014	OK	0.0034	0.0034	14.262	0.001	OK
1F	3.35	1	0.0033	6769	0.0025	0.0025	0.0007	OK	0.0017	0.0017	14.739	0.0005	OK
2F	3.4	1	0.0033	7	0.004	0.004	0.0012	OK	0.0033	0.0033	12.099	0.001	OK
1F	3.35	1	0.0033	6773	0.0026	0.0026	0.0008	OK	0.0018	0.0018	14.507	0.0005	OK

8.4 VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI DELL'EDIFICIO – GIUNTO STRUTTURALE

Come indicato al cap.1 e successivi, a livello strutturale, tutti e tre gli edifici sono costituiti da due corpi di fabbrica indipendenti, opportunamente giuntati. Come indicato in seguito e riportato negli elaborati grafici, sarà necessario un giunto strutturale di dimensione 100mm. Si vedano elaborati grafici per indicazione del giunto strutturale).

Si riporta di seguito il calcolo del giunto strutturale, in accordo al cap. 7.2.1 della Normativa Vigente *Distanza tra costruzioni contigue*. Il calcolo è stato svolto considerando gli spostamenti massimi SLV per ciascuna costruzione, in corrispondenza dei punti alla massima quota in cui i due edifici si fronteggiano.

8.4.1 EDIFICIO A1

Per quanto riguarda la Parte 1, lo spostamento massimo da analisi a $Q=3.35m$ risulta essere pari a 4,01mm, che amplificato per $\mu_d = 5,67$ ($T_1 < T_C$) risulta essere pari a 22,7mm.

Per quanto riguarda la Parte 2, lo spostamento massimo da analisi a quota $Q=3.35m$ risulta essere pari a 3,98mm, che amplificato per $\mu_d = 5,87$ ($T_1 < T_C$) risulta essere pari a 23,4mm.

La somma di tali spostamenti risulta dunque essere pari a $22,7mm + 23,4mm = 46,1mm < 100mm$ (giunto strutturale).

8.4.2 EDIFICIO A2

Per quanto riguarda la Parte 1, lo spostamento massimo da analisi a $Q=3.35m$ risulta essere pari a 3,90 mm, che amplificato per $\mu_d = 5,97$ ($T_1 < T_C$) risulta essere pari a 23,3mm.

Per quanto riguarda la Parte 2, lo spostamento massimo da analisi a quota $Q=3.35\text{m}$ risulta essere pari a $3,05\text{mm}$, che amplificato per $\mu_d = 6,63$ ($T1 < TC$) risulta essere pari a $20,2\text{mm}$.

La somma di tali spostamenti risulta dunque essere pari a $23,3\text{mm} + 20,2\text{mm} = 43,5\text{mm} < 100\text{mm}$ (giunto strutturale).

8.4.3 EDIFICIO A

Per quanto riguarda la Parte 1, lo spostamento massimo da analisi a $Q=6.99\text{m}$ risulta essere pari a $17,5\text{mm}$, che amplificato per $\mu_d = 2.46$ ($T1 < TC$) risulta essere pari a $43,1\text{mm}$.

Per quanto riguarda la Parte 2, lo spostamento massimo da analisi a quota $Q=6.99\text{m}$ risulta essere pari a $11,6\text{mm}$, che amplificato per $\mu_d = 3.23$ ($T1 < TC$) risulta essere pari a $37,5\text{mm}$.

La somma di tali spostamenti risulta dunque essere pari a $43,1\text{mm} + 37,5\text{mm} = 80,6\text{mm} < 100\text{mm}$ (giunto strutturale).

9 VERIFICHE DEI PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI

Scopo della presente relazione è l'illustrazione dei criteri e delle ipotesi di calcolo adottati, delle verifiche in merito alle condizioni di stabilità dei manufatti ed al tasso di lavoro dei materiali per le tipologie strutturali maggiormente significative.

Si specifica che le opere di fondazione sono state valutate secondo quanto riportato al capitolo 7.2.5 delle NTC 2018. In particolare, essendo la struttura classificata in CD"B", le azioni da analisi sono state amplificate del coefficiente pari a 1,10.

Come richiesto dalle NTC 2018 C 10.2.1 la quantità di informazioni contenute nel seguente elaborato *richiede un'attenzione particolare alle modalità di presentazione dei risultati, in modo che questi riassumano, in una sintesi completa ed efficace, il comportamento della struttura [...], inoltre l'esito di ogni elaborazione deve essere sintetizzato in disegni [...] per le parti più sollecitate della struttura.*

È opportuno che i tabulati generalmente forniti dai programmi automatici, [...] non facciano parte integrante della Relazione stessa, ma ne costituiscano un allegato.

Per tale motivazione, si riportano di seguito le verifiche degli elementi strutturali ritenuti maggiormente significativi, relativamente ai corpi di fabbrica in oggetto.

In particolare, si riportano le verifiche elencate:

EDIFICIO A1

- Trave di fondazione
- Setti di controvento
- Pilastro
- Travi c.a.
- Solaio alveolare

EDIFICIO A2

- Trave di fondazione
- Setti di controvento
- Pilastro
- Travi c.a.
- Solaio alveolare

EDIFICIO A

- Trave di fondazione
- Setti di controvento
- Pilastro
- Travi c.a.
- Solaio alveolare

9.1 EDIFICIO A1

9.1.1 TRAVE DI FONDAZIONE

Si riportano di seguito le verifiche relative al minimo di armatura delle fondazioni dell'edificio A1; trattandosi di fondazioni costituite sia da una ciabatta di fondazione che da una parete, si è verificata l'armatura minima dei due elementi.

EDIFICIO A1				
TRAVI DI FONDAZIONE TIPOLOGIA A				
	A_c [cm ²]	A_s [cm ²]	ρ_s [%]	
Ciabatta di fondazione arm. Superiore	3200	6.79	0.212	$\geq 0.2 \%$
Ciabatta di fondazione arm. Inferiore	3200	6.79	0.212	$\geq 0.2 \%$
Parete Dir. Orizzontale	2500	5.03	0.201	$\geq 0.2 \%$
Parete Dir. Verticale	2500	7.85	0.314	$\geq 0.2 \%$
TRAVI DI FONDAZIONE TIPOLOGIA B				
	A_c [cm ²]	A_s [cm ²]	ρ_s [%]	
Ciabatta di fondazione arm. Superiore	3200	6.79	0.212	$\geq 0.2 \%$
Ciabatta di fondazione arm. Inferiore	3200	6.79	0.212	$\geq 0.2 \%$
Parete Dir. Orizzontale	3500	7.85	0.224	$\geq 0.2 \%$
Parete Dir. Verticale	3500	7.85	0.224	$\geq 0.2 \%$
TRAVI DI FONDAZIONE TIPOLOGIA C				
	A_c [cm ²]	A_s [cm ²]	ρ_s [%]	
Ciabatta di fondazione arm. Superiore	6800	13.57	0.200	$\geq 0.2 \%$
Ciabatta di fondazione arm. Inferiore	6800	13.57	0.200	$\geq 0.2 \%$
Parete Dir. Orizzontale	2500	5.03	0.201	$\geq 0.2 \%$
Parete Dir. Verticale	2500	7.85	0.314	$\geq 0.2 \%$
TRAVI DI FONDAZIONE TIPOLOGIA D				
	A_c [cm ²]	A_s [cm ²]	ρ_s [%]	
Ciabatta di fondazione arm. Superiore	3200	6.79	0.212	$\geq 0.2 \%$
Ciabatta di fondazione arm. Inferiore	3200	6.79	0.212	$\geq 0.2 \%$
Parete Dir. Orizzontale	3500	7.85	0.224	$\geq 0.2 \%$
Parete Dir. Verticale	3500	7.85	0.224	$\geq 0.2 \%$

Nel seguito le verifiche effettuate in merito alle travi di fondazione. In particolare, si fa riferimento alla trave tra gli appoggi P14-P13-S18-S16-S13-P11-P9-S9-P7-S6-P5-S3-P3-P1.

Si riportano nel seguito le verifiche effettuate mediante i software dedicati.

Trave in opera P14-P13-S18-S16-S13-P11-P9-S9-P7-S6-P5-S3-P3-P1:

Metodo di calcolo

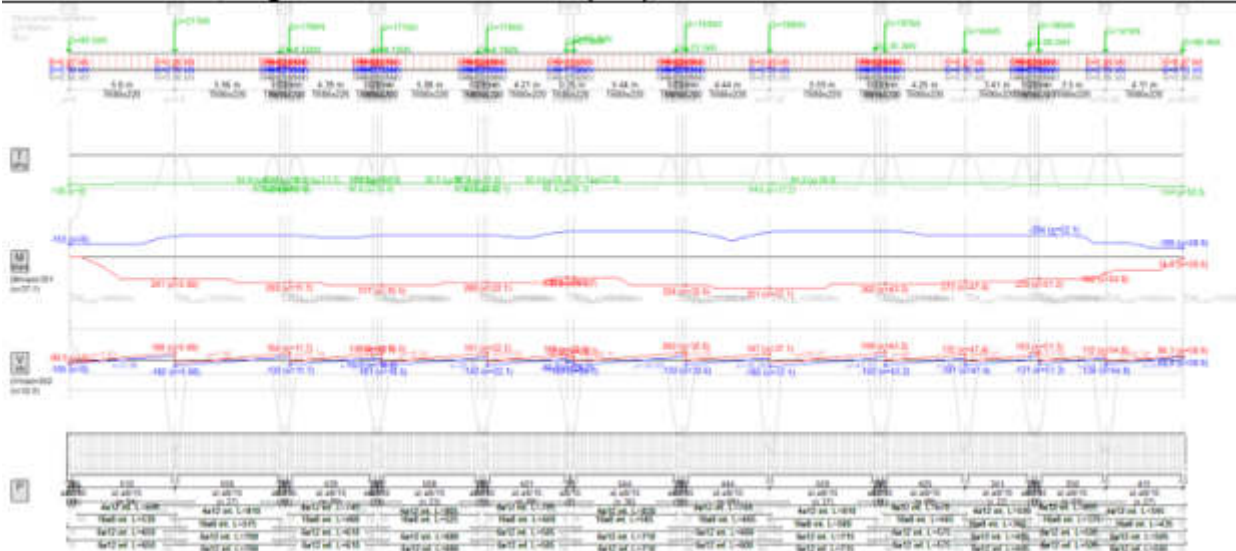
Stati limite

Norma di riferimento D.M. 17/01/18

Reazioni vincolari

App. x [m]	R_{max} [kN]	R_{min} [kN]	R_{med} [kN]	App. x [m]	R_{max} [kN]	R_{min} [kN]	R_{med} [kN]
1	0	0.07	0.04	2	5.60	0.06	0.04
3	11.2	0.03	0.02	4	11.4	0.04	0.03
5	11.7	0.05	0.04	6	16.1	0.04	0.03
7	16.3	0.05	0.03	8	16.6	0.07	0.05
9	21.6	0.04	0.03	10	21.9	0.05	0.03
11	22.1	0.08	0.05	12	26.3	0.05	0.03
13	26.7	0.05	0.03	14	32.1	0.08	0.06
15	32.4	0.06	0.04	16	32.6	0.05	0.03
17	37.1	0.06	0.04	18	42.7	0.04	0.03
19	42.9	0.06	0.04	20	43.2	0.08	0.05
21	47.4	0.07	0.05	22	50.8	0.02	0.01
23	51.1	0.06	0.04	24	51.3	0.02	0.02
25	54.8	0.06	0.04	26	58.9	0.07	0.04

Schema di calcolo, diagrammi delle azioni interne (SLU), estrazione dei ferri



Caratteristiche meccaniche

Calcestruzzo

R_{ck} [MPa]	f_{ck} [MPa]	γ_c	f_{sd} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_c [GPa]	ϵ_{c1} [‰]	ϵ_{cu} [‰]	Legame costitutivo
30.0	24.9	1.50	14.1	2.56	31.4	2.00	3.50	parabola-rettangolo

Acciaio

Tipo	f_{yk} [MPa]	γ_s	f_{sd} [MPa]	E_s [GPa]	ϵ_{sd} [‰]	ϵ_{su} [‰]	Legame costitutivo
B450C	450	1.15	391	206	1.90	67.5	elasto-plastico

Verifiche a flessione (SLU)

x [m]	M_s [kNm]	M_R [kNm]	$\psi = M_R/M_s $	$\epsilon_{s,suo}$ [‰]	$\epsilon_{s,inf}$ [‰]	A_{suo}	$A_{s,inf}$
0	-153	-285	1.87	71.5	-1.42		6ø12
5.60	241	2210	9.18	-3.50	29.3		12ø12
11.7	283	1840	6.52	-3.50	36.5		12ø12
16.5	317	1850	5.84	-3.50	36.5		12ø12
22.1	288	1920	6.67	-3.50	34.8		12ø12
26.3	228	1900	8.31	-3.50	36.3		12ø12

Verifiche a flessione (SLU)

x [m]	M _s [kNm]	M _R [kNm]	ψ=[M _R /M _s]	ε _{c,sup} [‰]	ε _{c,inf} [‰]	A _{sup}	A _{inf}	
26.7	228	2010	8.82	-3.50	33.0			12ø12
32.6	324	2020	6.26	-3.50	33.0			12ø12
37.1	351	2210	6.30	-3.50	29.3			12ø12
43.2	302	2050	6.78	-3.50	32.9			12ø12
47.4	273	2210	8.09	-3.50	29.3			12ø12
51.3	239	2040	8.50	-3.50	33.0			12ø12
52.1	-264	-964	3.65	71.5	-2.66			6ø12
54.8	182	2210	12.2	-3.50	29.3			12ø12
58.9	-109	-430	3.95	71.5	-1.79			6ø12
58.9	14.5	815	56.1	-3.50	61.1			6ø12

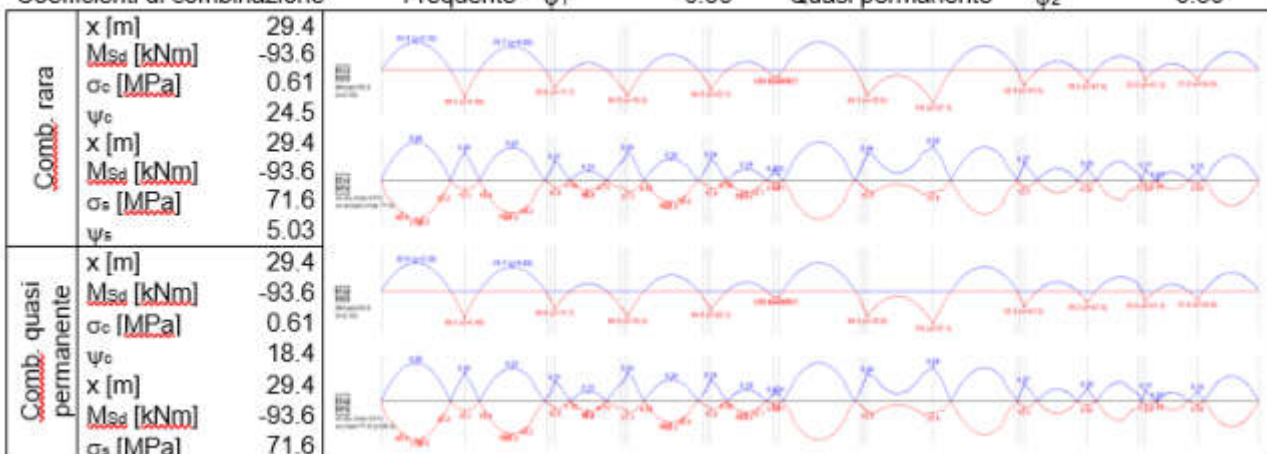
Verifiche a taglio (SLU)

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto l'asse della trave $\cot(\theta)$ 1.50

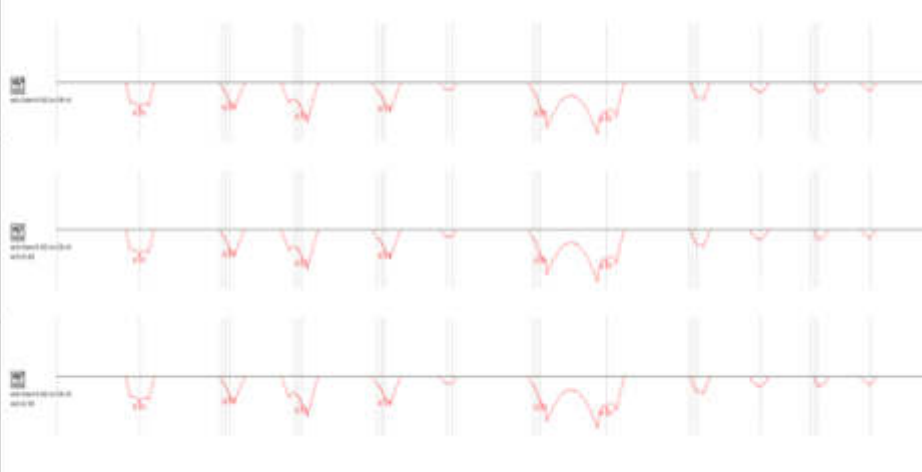
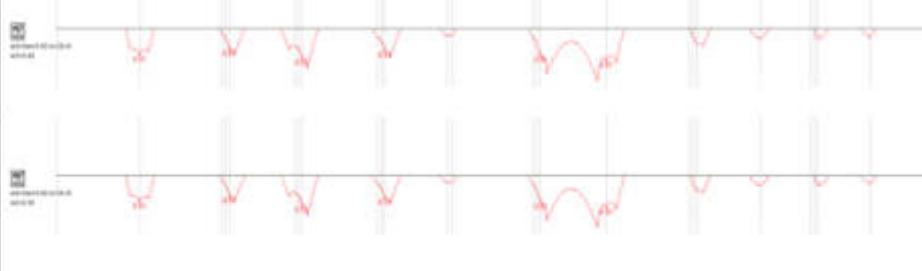

x [m]	V _s [kN]	V _R [kN]	ψ=[V _R /V _s]	d [cm]	b _w [cm]	staffe
0	-105	765	7.31			
0	-80.5	765	9.50			
5.60	-162	765	4.71	216	80	st. 8/15
5.60	168	765	4.56	216	80	st. 8/15
11.7	-132	765	5.81	216	80	st. 8/15
11.7	164	765	4.68	216	80	st. 8/15
16.0	19.0	765	40.1	216	80	st. 8/15
16.0	130	765	5.87	216	80	st. 8/15
16.5	-161	765	4.76	216	80	st. 8/15
16.5	140	765	5.47	216	80	st. 8/15
22.1	-142	765	5.38	216	80	st. 8/15
22.1	161	765	4.76	216	80	st. 8/15
26.3	-64.3	765	11.9	216	80	st. 8/15
26.3	118	765	6.49	216	80	st. 8/15
26.7	-150	765	5.08	216	80	st. 8/15
26.7	53.0	765	14.4	216	80	st. 8/15
32.6	-132	765	5.79	216	80	st. 8/15
32.6	202	765	3.79	216	80	st. 8/15
37.1	-185	765	4.12	216	80	st. 8/15
37.1	147	765	5.20	216	80	st. 8/15
43.2	-142	765	5.38	216	80	st. 8/15
43.2	199	765	3.84	216	80	st. 8/15
47.4	-141	765	5.44	216	80	st. 8/15
47.4	132	765	5.81	216	80	st. 8/15
51.3	-121	765	6.31	216	80	st. 8/15
51.3	193	765	3.97	216	80	st. 8/15
54.8	-134	765	5.69	216	80	st. 8/15
54.8	112	765	6.80	216	80	st. 8/15
58.9	66.4	197	2.96	216	80	st. 8/15
58.9	86.3	197	2.28	216	80	st. 8/15

SLE - Verifica delle tensioni in esercizio

Coefficienti di combinazione Frequente ψ_1 0.50 Quasi permanente ψ_2 0.30



SLE - Verifica di fessurazione

Gruppi di esigenze			a	w ₁ [mm]	0.20	w ₂ [mm]	0.30	w ₃ [mm]	0.40
Comb. rara	x [m]	36.4							
	M _{sd} [kNm]	68.2							
	Δ _{sm} [cm]	37.7							
	ε _{sm} [‰]	0.07							
	w _d [mm]	0.02							
	ψ	n.d.							
Comb. frequente	x [m]	36.4							
	M _{sd} [kNm]	68.2							
	Δ _{sm} [cm]	37.7							
	ε _{sm} [‰]	0.07							
	w _d [mm]	0.02							
	ψ	13.9							
Comb. quasi permanente	x [m]	36.4							
	M _{sd} [kNm]	68.2							
	Δ _{sm} [cm]	37.7							
	ε _{sm} [‰]	0.07							
	w _d [mm]	0.02							
	ψ	10.4							

9.1.2 SETTI DI CONTROVENTO

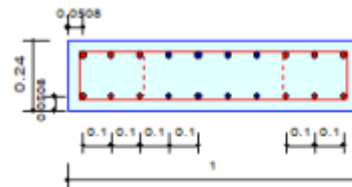
Sono state condotte le verifiche di resistenza di tutti i setti dell'edificio; a titolo esemplificativo si riportano di seguito le verifiche relative ai setti S1 e S11 del fabbricato "Edificio A1", tra i maggiormente sollecitati. Nelle figure seguenti si riportano le caratteristiche geometriche, i dettagli costruttivi, le verifiche a taglio e i grafici momento-azione assiale del setto in questione ai vari piani.

9.1.2.1 SETTO S1:

1. Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018
 Wall ID : 1 (Wall Mark : wM0001)
 Story : 1F (Height = 3.35 m)
 Material Data : $f_{ck} = 28000$, $f_{yk} = 400000$, $f_{yw} = 400000$ KPa
 $f_{yke} = 400000$ KPa
 Wall Dim. (Length*Thk) : 1*0.24 m
 Vertical Rebar : P12 @100 (AsV = 0.00226 m²/m)
 End Rebar : 6-P16 @100

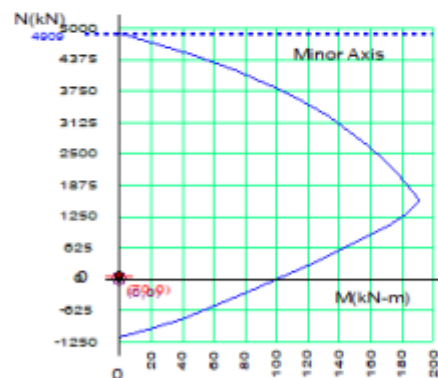
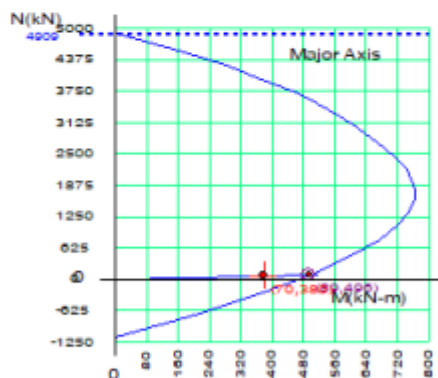
Unit System : kN, m



2. Axial and Moments Capacity

Concentric Max. Axial Load $N_{Rdmax} = 4909.28$ kN

	y (LCB : 5, POS : I)	z (LCB : 5, POS : I)
N_{Ed} (kN)	69.6087	69.6087
N_{Rd} (kN)	89.0576	0.00000
N_{Ed} / N_{Rd}	0.782 < 1.000 O.K	0.000 < 1.000 O.K
M_{Ed} (kN-m)	379.634	0.00000
M_{Rd} (kN-m)	495.504	0.00000
M_{Ed} / M_{Rd}	0.766 < 1.000 O.K	0.000 < 1.000 O.K




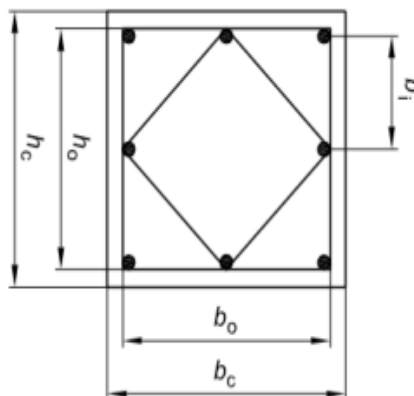
3. Shear Capacity

Applied Shear Force $V_{Ed} = 113.545$ kN (Load Combination : 5)
 Shear Ratio by Conc $V_{Ed}/V_{Rdc} = 113.545 / 115.452 = 0.9835$
 Shear Ratio by V_{Rds} $V_{Ed}/V_{Rds} = 113.545 / 295.037 = 0.3848$
 Shear Ratio by V_{Rdmax} $V_{Ed}/V_{Rdmax} = 113.545 / 771.120 = 0.1472$
 Shear Ratio $V_{Ed}/V_{Rd} = 0.983 < 1.000$ O.K
 (Asw-H_{req} = 0.00048 m²/m, P10 @150)

Le verifiche di resistenza del setto risultano soddisfatte.

Si riportano nel seguito le verifiche di duttilità della zona dissipativa del setto S1, con pilastri armati in zona critica tramite staffe $\phi 10$ passo 10cm, in accordo al cap. 7.4.6.2.3 della Normativa Vigente.

input						
fck	28	Mpa		q0	3	
fcd	15.87	Mpa		Tc	0.661	s
fyk	450	Mpa		T1	0.283	s
fyd	391.30	Mpa		domanda di curvatura	12.41	
bc	240	mm				
L setto	1000	mm		Nsd (SLV)	92.4	kN
h pilastro	360	mm		nu_d	0.024	< 0,4
ricoprimento cls	30	mm				
b0	170	mm		epsilon_y,s	0.001957	
h0	290	mm				
n_long	6			n_as,v	2	
d_long	16	mm		as,v	0.5	cm2
d_staffa	10	mm		passo As,v	20	cm
d_trasversali	6	mm		rho_v	0.002083	
passo staffa	100	mm		omega_v	0.051	
bi_x	144	mm				
n_x1	1					
n_x2	0					
hi_y	132.00	mm				
n_y	2					
alpha_n	0.694					
alpha_s	0.584					
alpha	0.406					
braccia dir x	3					
L_x	170	mm				
volume staffe V	31494.2	mm3				
braccia dir y	2					
L_y	290	mm				
volume staffe V	45530	mm3				
Vstaffe	77024.2	mm3				
Vcls	4930000	mm3				
omega_wd	0.385					
alpha*omega_w	0.156	>	valore di controllo	0.043		
omega_wd	0.385	>	valore di controllo	0.080		
Asl_pil (cm2)	12.06	cm2				
1%≤rho_pil≤4%	1.40%	ok				

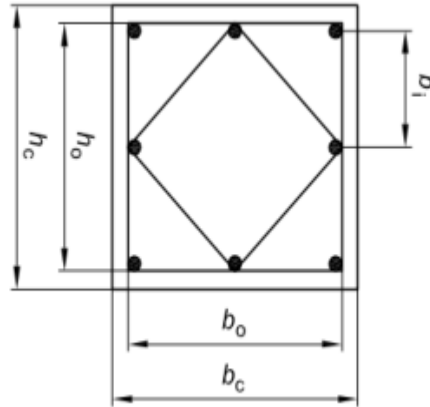


La verifica di duttilità dei pilastri risulta soddisfatta, in accordo alla limitazione [7.4.32].



Si riportano nel seguito le verifiche di duttilità della zona dissipativa del setto S10, con pilastri armati in zona critica tramite staffe $\phi 10$ passo 10cm, in accordo al cap. 7.4.6.2.3 della Normativa Vigente.

input							
fck	28	Mpa		q0	3		
fcd	15.87	Mpa		Tc	0.661	s	
fyk	450	Mpa		T1	0.271	s	
fyd	391.30	Mpa		domanda di curvatura	12.91		
bc	240	mm					
L setto	1000	mm		Nsd (SLV)	29	kN	
h pilastro	360	mm		nu_d	0.008	< 0,4	
ricoprimento cls	30	mm					
b0	170	mm		epsilon_y,s	0.001957		
h0	290	mm					
n_long	6			n_as,v	2		
d_long	16	mm		as,v	0.5	cm ²	
d_staffa	10	mm		passo As,v	20	cm	
d_trasversali	6	mm		rho_v	0.002083		
passo staffa	100	mm		omega_v	0.051		
bi_x	144	mm					
n_x1	1						
n_x2	0						
hi_y	132.00	mm					
n_y	2						
alpha_n	0.694						
alpha_s	0.584						
alpha	0.406						
braccia dir x	3						
L_x	170	mm					
volume staffe V	31494.2	mm ³					
braccia dir y	2						
L_y	290	mm					
volume staffe V	45530	mm ³					
Vstaffe	77024.2	mm ³					
Vcls	4930000	mm ³					
omega_wd	0.385						
alpha*omega_w	0.156	>	valore di controllo	0.028			
omega_wd	0.385	>	valore di controllo	0.080			
Asl_pil (cm ²)	12.06	cm ²					
1% ≤ rho_pil ≤ 4%	1.40%	ok					



La verifica di duttilità dei pilastri risulta soddisfatta, in accordo alla limitazione [7.4.32].

9.1.3 PILASTRI

In accordo allo schema statico scelto, si riportano di seguito le verifiche a compressione semplice dei pilastri. La resistenza a compressione semplice è stata calcolata mediante la formula C4.1.4 riportata nella Circolare 21 gennaio 2019 n. 7, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018" ovvero:

$$N_{Rd} = 0.8 A_{cf} f_{cd} + A_{s,tot} f_{yd}$$

Si riportano di seguito le verifiche strutturali del pilastro P7 e P13 maggiormente sollecitati dell'Edificio A1.

P7		Nsd	Bx	By	n. ferri	D	As	Nrd	R>S	rho (%)
	imp1	310.0	25	25	4	16	8.04	1107.88	v	1.29
P13		Nsd	Bx	By	n. ferri	D	As	Nrd	R>S	rho (%)
	imp1	354.0	25	25	4	16	8.04	1107.88	v	1.29

Per tutti i pilastri è stata eseguita la verificata di instabilità. Si riporta la verifica del pilastro P7 e P13 al piano terra, eseguita tramite il metodo della colonna modello.

9.1.3.1 PILASTRO P7

La sollecitazione assiale massima al piano terra risulta pari a 310,0 kN; la luce di libera inflessione viene considerata pari a 3.40 m. L'eccentricità accidentale da considerarsi in accordo alla normativa vigente è pari a 0,020 m (NTC 4.1.3.4.2, [... eccentricità pari almeno a $1/200 \cdot h \geq 20mm$ con h altezza di libera inflessione del pilastro.]); pertanto il momento che sollecita la sezione nella direzione di minore inerzia è pari a 6.20 kNm.

Si riporta di seguito una sintesi della verifica, che risulta soddisfatta.

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

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018

Titolo: _____

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	25	25	1	4,02	4
			2	4,02	21

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 310 kN
 M_{Ed} 0 kNm
 M_{yEd} 0 kNm
 M_{zEd} 0 kNm

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

Tipo sezione
☒ Rettang. ☐ Trapez. ☐ a T ☐ Circolare ☐ Rettangoli ☐ Coord. ☐ DXF

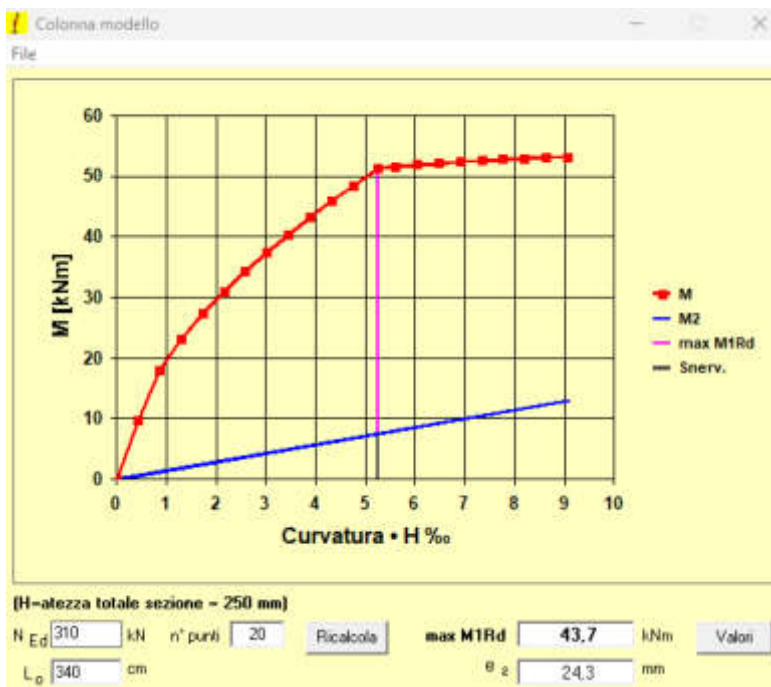
Metodo di calcolo
☒ S.L.U. ☐ S.L.U. ☐ Metodo n

Tipo sezione
☒ Retta ☐ Devata

Materiali
B450C **C28/35**
 E_{cu} 67,5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5 %
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87 %
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 [7]
 σ_{syd} 1,957 % σ_{c,adm} 11
 σ_{s,adm} 255 N/mm² T_{co} 0,6667
 T_{c1} 1,971

M_{MRd} 53,04 kNm
 σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 %
 ε_s 4,116 %
 d 21 cm
 x 9,651 x/d 0,4596
 δ 1

Calcolo MRd **Domio M-N**
 L₀ 340 cm Col. modello
 M-curvatura
☐ Precompresso



M_{rd} = 43,7 kNm > M_{ed} = 6.20 kNm VERIFICATO

La verifica ad instabilità risulta soddisfatta.

Come precedentemente esposto, per l'edificio in oggetto i pilastri non contribuiscono alla resistenza al sisma, sono quindi elementi "secondari". Tali elementi, tuttavia, devono essere in grado di assorbire le deformazioni della struttura soggetta all'azione sismica di progetto mantenendo la capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

Si è, dunque, proceduto alla verifica della duttilità dei pilastri, confrontando la domanda in duttilità di curvatura espressa mediante il fattore di duttilità, valutata in maniera approssimata come segue:

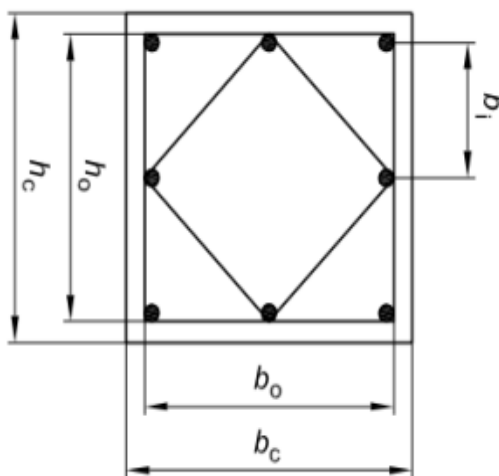
$$\mu_{\phi} = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot \left(1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

e la capacità in duttilità di curvatura calcolata come indicato al §4.1.2.3.4.2.

A titolo di esempio si riporta nel seguito la verifica di duttilità del pilastro P7.

La sollecitazione massima SLV è pari a 224,4 kN, la domanda di curvatura allo SLC è pari a 12,99, mentre la forza assiale adimensionalizzata è pari a 0,226.

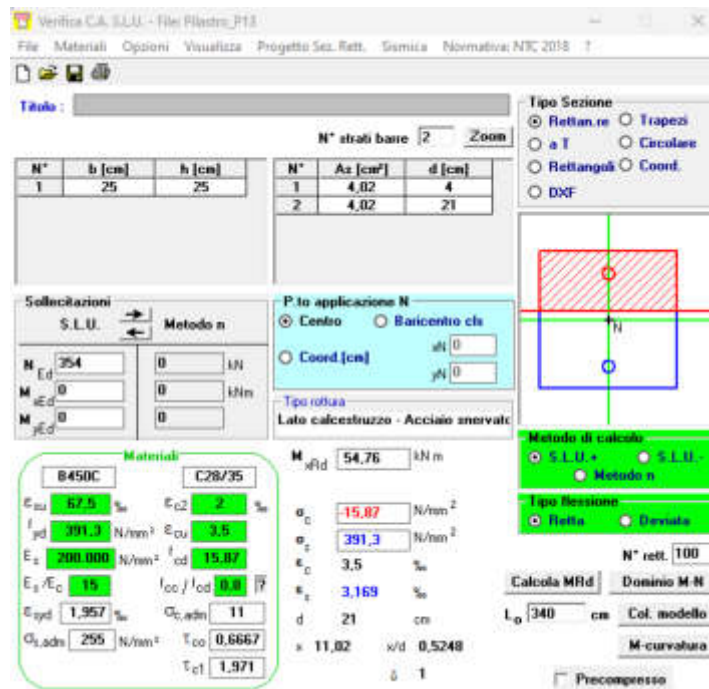
fck	28 Mpa	q0	3	
fcd	15.87 Mpa	Tc	0.661	s
fyk	450 Mpa	T1	0.281	s
fyd	391.30 Mpa	domanda di curvatura	12.49	
bc	250 mm	Nsd (SLV)	224.4 kN	
hc	250 mm	nu_d	0.226	
ricoprimento cls	25 mm			
b0	190 mm	epsilon_y,s	0.001957	
h0	190 mm			
d_long	16 mm			
d_staffa	10 mm			
d_trasversali	10 mm			
passo staffa	50 mm			
bi_x	164 mm			
n_x	1			
hi_y	164.00 mm			
n_y	1			
alpha_n	0.503			
alpha_s	0.754			
alpha	0.380			
braccia dir x	2			
L_x	190 mm			
volume staffe Vx	29830 mm3			
braccia dir y	2			
L_y	190 mm			
volume staffe Vy	29830 mm3			
Vstaffe	59660 mm3			
Vcls	1805000 mm3			
omega_wd	0.815			
alpha*omega_wd	0.309	>	valore di controllo	0.183



9.1.3.2 PILASTRO P13

La sollecitazione assiale massima al piano terra risulta pari a 354,0 kN; la luce di libera inflessione viene considerata pari a 3.40 m. L'eccentricità accidentale da considerarsi in accordo alla normativa vigente è pari a 0,020 m (NTC 4.1.3.4.2, [... *eccentricità pari almeno a $1/200 \cdot h \geq 20\text{mm}$ con h altezza di libera inflessione del pilastro.*]); pertanto il momento che sollecita la sezione nella direzione di minore inerzia è pari a 7.08 kNm.

Si riporta di seguito una sintesi della verifica, che risulta soddisfatta.



Verifica C.A. S.L.U. - File Pilastro_P13

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC, 2018

Tavola: []

N° strati barre: 2 **Zoom:** []

N°	b [cm]	h [cm]	N°	Az [cm²]	d [cm]
1	25	25	1	4.02	4
			2	4.02	21

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 254 kN
M_{Ed} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura: Late calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C28/35

E_{cu} 57.5 N/mm²
f_{yd} 391.3 N/mm²
E_s 200.000 N/mm²
E_s/E_c 15
E_{yd} 1.957 N/mm²
C_{te,adm} 255 N/mm²
τ_{co} 0.6667
τ_{cl} 1.971

E_{p2} 2 N/mm²
ε_{cu} 3.5 ‰
f_{cd} 15.87 N/mm²
I_{co}/I_{cd} 0.8 []
C_{te,adm} 11
τ_{co} 0.6667
τ_{cl} 1.971

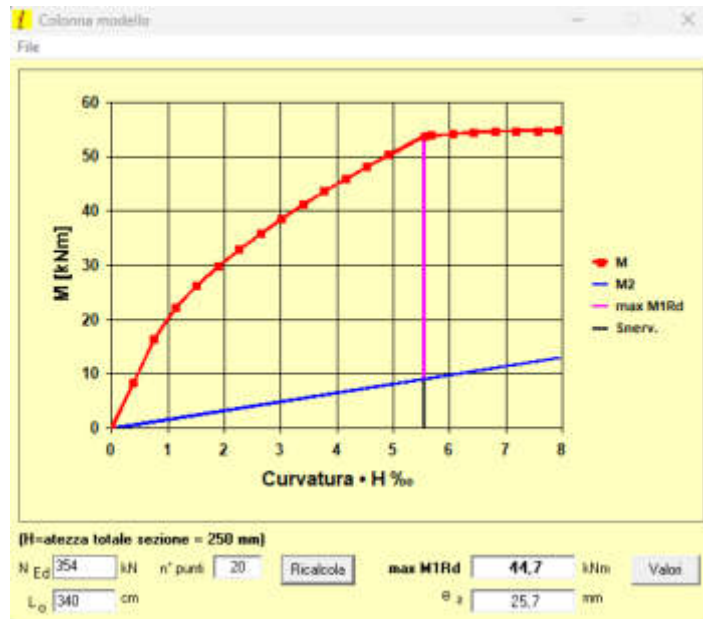
M_{Ed} 54.76 kNm
σ_c -15.87 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 3.169 ‰
d 21 cm
x 11.02 x/d 0.5248
ξ 1

Tipo Sezione: Rettang. re ☒ Trapez. ☐
a T ☐ Calcestr. ☐
Rettangola ☐ Coord. ☐
DXF ☐

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

Tipo Nessione: Retta ☒ Deviato ☐

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 340 cm Col. modello
M-curvatura
Precompresso ☐



$M_{rd} = 44,7 \text{ kNm} > M_{ed} = 7,08 \text{ kNm}$ VERIFICATO

La verifica ad instabilità risulta soddisfatta.

Come precedentemente esposto, per l'edificio in oggetto i pilastri non contribuiscono alla resistenza al sisma, sono quindi elementi "secondari". Tali elementi, tuttavia, devono essere in grado di assorbire le deformazioni della struttura soggetta all'azione sismica di progetto mantenendo la capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

Si è, dunque, proceduto alla verifica della duttilità dei pilastri, confrontando la domanda in duttilità di curvatura espressa mediante il fattore di duttilità, valutata in maniera approssimata come segue:

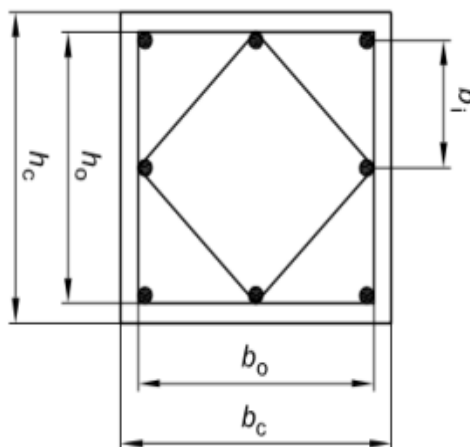
$$\mu_{\phi} = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot \left(1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

e la capacità in duttilità di curvatura calcolata come indicato al §4.1.2.3.4.2.

A titolo di esempio si riporta nel seguito la verifica di duttilità del pilastro P13.

La sollecitazione massima SLV è pari a 256,9 kN, la domanda di curvatura allo SLC è pari a 12,99, mentre la forza assiale adimensionalizzata è pari a 0,259.

fck	28	Mpa	q0	3	
fcd	15.87	Mpa	Tc	0.661	s
fyk	450	Mpa	T1	0.269	s
fyd	391.30	Mpa	domanda di curvatura	12.99	
bc	250	mm	Nsd (SLV)	256.9	kN
hc	250	mm	nu_d	0.259	
ricoprimento cls	25	mm			
b0	190	mm	epsilon_y,s	0.001957	
h0	190	mm			
d_long	16	mm			
d_staffa	10	mm			
d_trasversali	10	mm			
passo staffa	50	mm			
bi_x	164	mm			
n_x	1				
hi_y	164.00	mm			
n_y	1				
alpha_n	0.503				
alpha_s	0.754				
alpha	0.380				
braccia dir x	2				
L_x	190	mm			
volume staffe Vx	29830	mm3			
braccia dir y	2				
L_y	190	mm			
volume staffe Vy	29830	mm3			
Vstaffe	59660	mm3			
Vcls	1805000	mm3			
omega_wd	0.815				
alpha*omega_wd	0.309	>	valore di controllo	0.225	



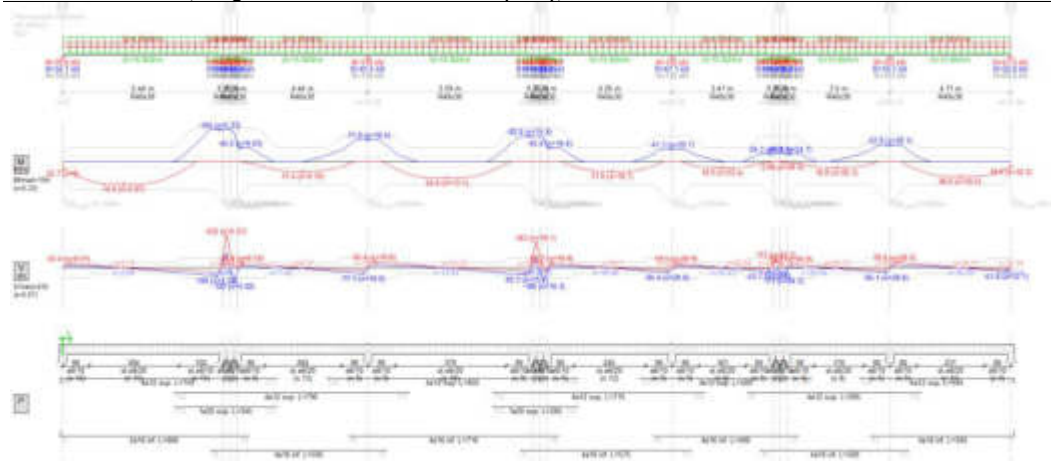
9.1.4 TRAVI IN C.A.

Si riportano nel seguito le verifiche effettuate in merito alle travi in elevazione. In particolare, si fa riferimento alla trave tra gli appoggi P8-S8-P6-S5-P4-S2-P2-S1 e alla trave tra gli appoggi P5-S4-P4. Si riportano nel seguito le verifiche effettuate mediante i software dedicati.

9.1.4.1 TRAVE IN OPERA P8-S8-P6-S5-P4-S2-P2-S1

Metodo di calcolo									
Stati limite					Norma di riferimento D.M. 17/01/18				
Reazioni vincolari									
App.	x [m]	R _{max} [kN]	R _{min} [kN]	R _{med} [kN]	App.	x [m]	R _{max} [kN]	R _{min} [kN]	R _{med} [kN]
1	0	70.8	35.1	70.8	2	5.44	549	260	541
3	5.69	-221	-584	-538	4	5.94	262	29.4	195
5	10.4	176	87.4	176	6	16.0	447	172	413
7	16.2	-192	-503	-464	8	16.5	266	88.8	237
9	20.7	135	67.1	135	10	24.1	174	32.4	138
11	24.4	-10.9	-206	-145	12	24.6	173	12.2	124
13	28.1	153	76.1	153	14	32.2	57.4	25.8	55.6

Schema di calcolo, diagrammi delle azioni interne (SLU), estrazione dei ferri



Caratteristiche meccaniche

Calcestruzzo

R _{ck} [MPa]	f _{ck} [MPa]	γ _c	f _{cd} [MPa]	f _{ctm} [MPa]	E _c [GPa]	ε _{c1} [‰]	ε _{cu} [‰]	Legame costitutivo
35.0	29.0	1.50	16.5	2.83	32.6	2.00	3.50	parabola-rettangolo

Acciaio

Tipo	f _{yk} [MPa]	γ _s	f _{sd} [MPa]	E _s [GPa]	ε _{sd} [‰]	ε _{su} [‰]	Legame costitutivo
B450C	450	1.15	391	206	1.90	67.5	elasto-plastico

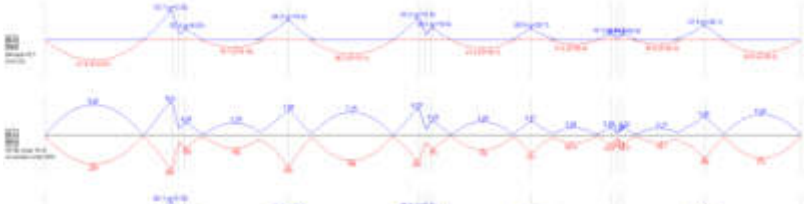
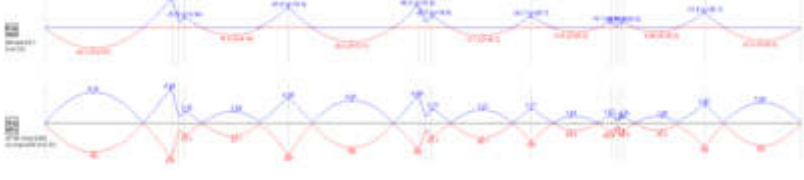
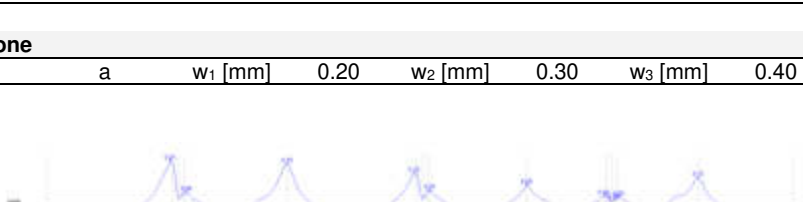
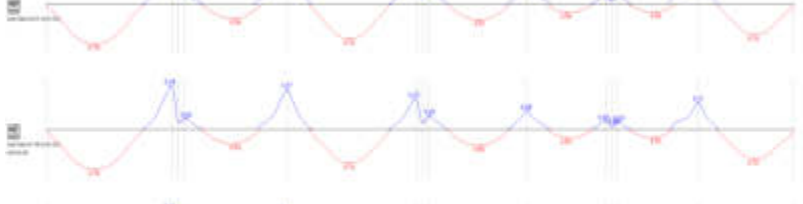
Verifiche a flessione (SLU)

x [m]	M _s [kNm]	M _R [kNm]	η= M _R /M _s	ε _{c,sup} [‰]	ε _{c,inf} [‰]	A _{sup}	A _{inf}
0	22.7	45.4	2.00	-3.50	24.6	4ø12	5ø16
2.07	74.0	91.5	1.24	-3.50	15.2	4ø12	5ø16
5.33	-104	-110	1.06	17.2	-3.50	8ø12+1ø20	9ø16
6.03	-45.5	-110	2.42	16.8	-3.50	8ø12+1ø20	9ø16
8.16	31.4	74.4	2.37	-3.50	18.2	4ø12	4ø16
10.4	-71.8	-83.0	1.16	20.1	-3.50	8ø12	8ø16
13.1	54.0	74.4	1.38	-3.50	18.2	4ø12	4ø16
15.9	-82.0	-110	1.34	16.4	-3.50	8ø12+1ø20	8ø16
16.6	-45.4	-110	2.42	16.6	-3.50	8ø12+1ø20	8ø16
18.7	31.6	74.4	2.35	-3.50	18.2	4ø12	4ø16
20.7	-41.3	-83.0	2.01	20.1	-3.50	8ø12	8ø16
22.4	18.9	74.4	3.94	-3.50	18.2	4ø12	4ø16
24.1	-25.3	-83.0	3.28	19.4	-3.50	8ø12	8ø16
24.5	2.08	129	61.9	-3.50	13.4	8ø12	8ø16
24.7	-25.3	-83.0	3.28	19.4	-3.50	8ø12	8ø16
26.3	18.8	74.4	3.96	-3.50	18.2	4ø12	4ø16
28.1	-52.8	-83.0	1.57	20.1	-3.50	8ø12	8ø16
30.5	48.6	74.4	1.53	-3.50	18.2	4ø12	4ø16
32.2	18.0	38.3	2.12	-3.50	26.8	4ø12	4ø16

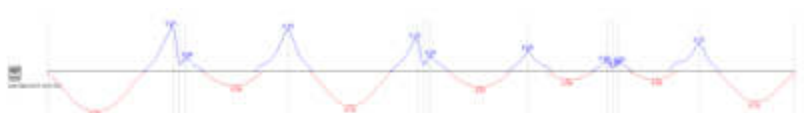
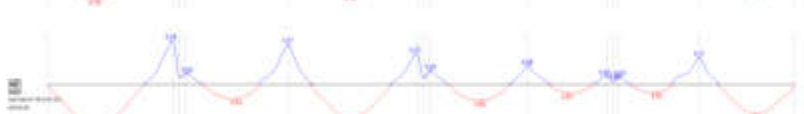
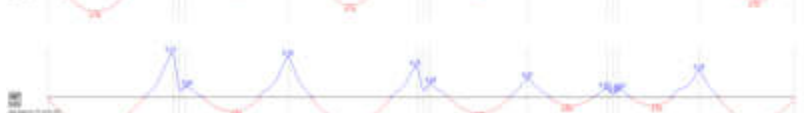
Verifiche a taglio (SLU)

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto l'asse della trave						cot(θ)	1.50
x [m]	V _S [kN]	V _R [kN]	ψ= V _R /V _S	d [cm]	b _w [cm]	staffe	
0.21	63.4	138	2.18	26	40	st. 8/10	
5.22	-106	138	1.30	26	40	st. 8/10	
5.57	432	138	0.32	26	40	st. 8/10	
5.82	-182	138	0.75	26	40	st. 8/10	
6.12	69.4	138	1.99	26	40	st. 8/10	
10.2	-77.3	138	1.79	26	40	st. 8/10	
10.6	85.4	138	1.62	26	40	st. 8/10	
15.7	-92.3	138	1.50	26	40	st. 8/10	
16.1	343	138	0.40	26	40	st. 8/10	
16.3	-186	138	0.74	26	40	st. 8/10	
16.6	69.7	138	1.98	26	40	st. 8/10	
20.6	-65.4	138	2.11	26	40	st. 8/10	
20.9	59.5	138	2.32	26	40	st. 8/10	
24.0	-53.1	138	2.60	26	40	st. 8/10	
24.3	113	138	1.23	26	40	st. 8/10	
24.5	-111	138	1.24	26	40	st. 8/10	
24.8	52.9	138	2.61	26	40	st. 8/10	
28.0	-65.1	138	2.12	26	40	st. 8/10	
28.3	78.0	138	1.77	26	40	st. 8/10	
32.1	-51.8	138	2.66	26	40	st. 8/10	

SLE - Verifica delle tensioni in esercizio

Coefficienti di combinazione		Frequente	ψ ₁	0.50	Quasi permanente	ψ ₂	0.30
Comb. rara	x [m]	5.33					
	M _{Sd} [kNm]	-72.7					
	σ _c [MPa]	10.4					
	ψ _c	1.68					
	x [m]	5.33					
	M _{Sd} [kNm]	-72.7					
Comb. quasi permanente	σ _s [MPa]	265					
	ψ _s	1.36					
	x [m]	5.33					
	M _{Sd} [kNm]	-62.1					
	σ _c [MPa]	8.86					
	ψ _c	1.48					
Comb. frequente	x [m]	5.33					
	M _{Sd} [kNm]	-65.1					
	Δ _{sm} [cm]	18.7					
	ε _{sm} [‰]	0.99					
	w _d [mm]	0.18					
	ψ	2.15					
Comb. quasi permanente	x [m]	5.33					
	M _{Sd} [kNm]	-62.1					
	Δ _{sm} [cm]	18.7					
	ε _{sm} [‰]	0.94					
	w _d [mm]	0.17					
	ψ	1.71					

SLE - Verifica di fessurazione

Gruppi di esigenze		a	w ₁ [mm]	0.20	w ₂ [mm]	0.30	w ₃ [mm]	0.40
Comb. rara	x [m]	5.33						
	M _{Sd} [kNm]	-72.7						
	Δ _{sm} [cm]	18.7						
	ε _{sm} [‰]	1.13						
	w _d [mm]	0.21						
	ψ	n.d.						
Comb. frequente	x [m]	5.33						
	M _{Sd} [kNm]	-65.1						
	Δ _{sm} [cm]	18.7						
	ε _{sm} [‰]	0.99						
	w _d [mm]	0.18						
	ψ	2.15						
Comb. quasi permanente	x [m]	5.33						
	M _{Sd} [kNm]	-62.1						
	Δ _{sm} [cm]	18.7						
	ε _{sm} [‰]	0.94						
	w _d [mm]	0.17						
	ψ	1.71						

9.1.4.2 TRAVE IN OPERA P5-S4-P4

Metodo di calcolo

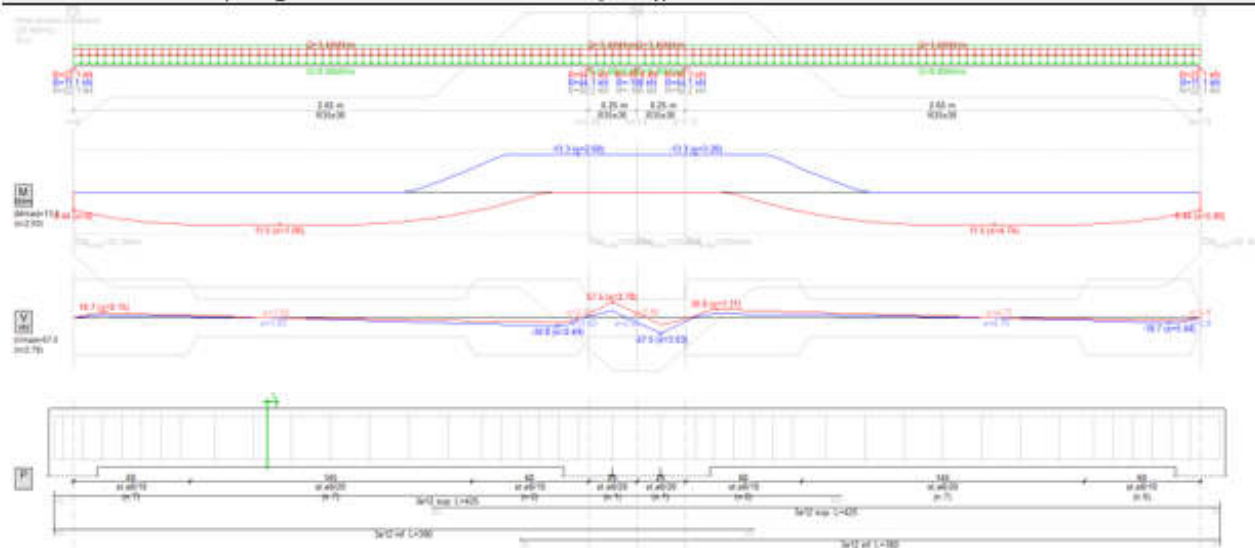
Stati limite

Norma di riferimento D.M. 17/01/18

Reazioni vincolari

App.	x [m]	R_{max} [kN]	R_{min} [kN]	R_{med} [kN]	App.	x [m]	R_{max} [kN]	R_{min} [kN]	R_{med} [kN]
1	0	22.1	11.1	22.1	2	2.85	94.3	44.1	92.2
3	2.90	-49.8	-108	-105	4	3.15	94.3	44.1	92.2
5	5.80	22.1	11.1	22.1					

Schema di calcolo, diagrammi delle azioni interne (SLU), estrazione dei ferri



Caratteristiche meccaniche

Calcestruzzo

R_{ck} [MPa]	f_{ck} [MPa]	γ_c	f_{ctd} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_c [GPa]	ϵ_{c1} [‰]	ϵ_{cu} [‰]	Legame costitutivo
35.0	29.0	1.50	16.5	2.83	32.6	2.00	3.50	parabola-rettangolo

Acciaio

Tipo	f_{yk} [MPa]	γ_s	f_{td} [MPa]	E_s [GPa]	ϵ_{sd} [‰]	ϵ_{su} [‰]	Legame costitutivo
B450C	450	1.15	391	206	1.90	67.5	elasto-plastico

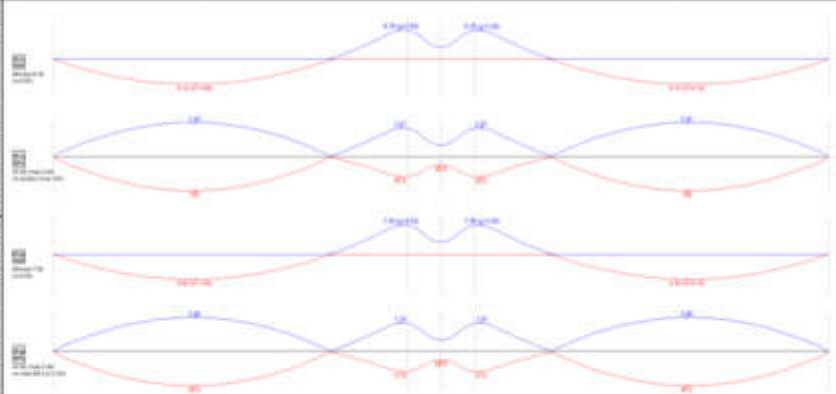
Verifiche a flessione (SLU)

x [m]	M_S [kNm]	M_R [kNm]	$\psi = M_R/M_S $	$\epsilon_{c,lim}$ [‰]	$\epsilon_{c,ult}$ [‰]	$A_{s,ult}$	$A_{s,lim}$
0	6.44	22.1	3.43	-3.50	32.1	3ø12	3ø12
1.08	11.5	33.4	2.91	-3.50	26.2	3ø12	3ø12
2.80	-13.3	-82.9	4.74	19.4	-3.50	6ø12	6ø12
3.20	-13.3	-82.9	4.74	19.4	-3.50	6ø12	6ø12
4.74	11.5	33.4	2.91	-3.50	26.2	3ø12	3ø12
5.80	6.44	22.1	3.43	-3.50	32.1	3ø12	3ø12

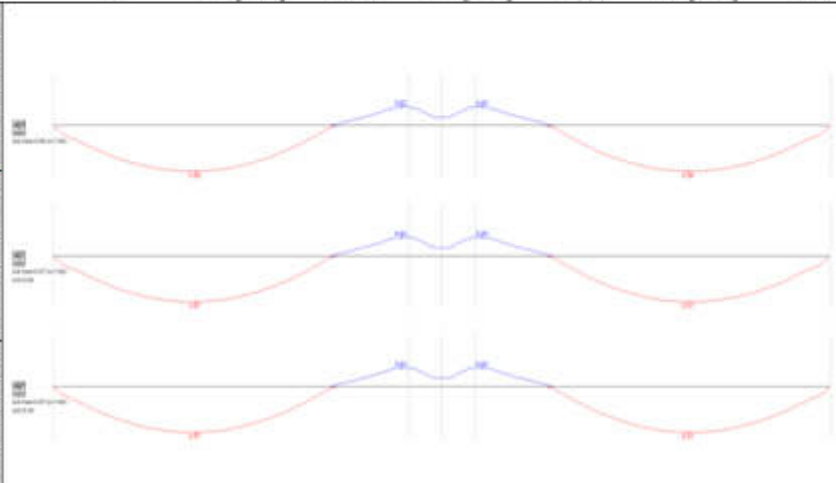
Verifiche a taglio (SLU)

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto l'asse della trave						$\cot(\theta)$
x [m]	V_S [kN]	V_R [kN]	$\psi = V_R/V_S $	d [cm]	b_w [cm]	staffe
0.15	18.7	138	7.38	26	35	st. 8/10
2.49	-30.8	138	4.49	26	35	st. 8/10
2.78	57.5	69.0	1.20	26	35	st. 8/20
3.03	-57.5	69.0	1.20	26	35	st. 8/20
3.31	30.8	138	4.49	26	35	st. 8/10
5.64	-18.7	138	7.38	26	35	st. 8/10

SLE - Verifica delle tensioni in esercizio

Coefficienti di combinazione			Frequente ψ_1	0.50	Quasi permanente ψ_2	0.30
Comb. rara	x [m]	1.06				
	M_{Sd} [kNm]	8.13				
	σ_c [MPa]	2.45				
	ψ_c	7.11				
	x [m]	1.06				
	M_{Sd} [kNm]	8.13				
	σ_s [MPa]	102				
Comb. quasi permanente	ψ_s	3.52				
	x [m]	1.06				
	M_{Sd} [kNm]	6.85				
	σ_c [MPa]	2.06				
	ψ_c	6.34				
	x [m]	1.06				
	M_{Sd} [kNm]	6.85				
	σ_s [MPa]	86.0				

SLE - Verifica di fessurazione

Gruppi di esigenze			a	w_1 [mm]	0.20	w_2 [mm]	0.30	w_3 [mm]	0.40
Comb. rara	x [m]	1.06							
	M_{Sd} [kNm]	8.13							
	Δ_{sm} [cm]	29.8							
	ϵ_{sm} [‰]	0.29							
	w_c [mm]	0.08							
	ψ	n.d.							
	ψ	n.d.							
Comb. frequente	x [m]	1.06							
	M_{Sd} [kNm]	7.21							
	Δ_{sm} [cm]	29.8							
	ϵ_{sm} [‰]	0.26							
	w_c [mm]	0.07							
	ψ	5.08							
	ψ	5.08							
Comb. quasi permanente	x [m]	1.06							
	M_{Sd} [kNm]	6.85							
	Δ_{sm} [cm]	29.8							
	ϵ_{sm} [‰]	0.25							
	w_c [mm]	0.07							
	ψ	4.01							
	ψ	4.01							

9.1.5 SOLAIO ALVEOLARE


Il solaio del primo impalcato, in corrispondenza del pavimento del piano terra, sarà realizzato mediante solai prefabbricati alveolari caratterizzati da una luce pari a 6,05 m. Relativamente al primo impalcato il carico applicato in combinazione rara risulta essere pari a 6.0 kN/m^2 (considerando $g_2=3.0 \text{ kN/mq}$ e $q_{\text{cat C}} = 3.0 \text{ kN/mq}$).

La tipologia scelta risulta essere solaio alveolare 20+5cm, di cui si riportano le tabelle di portata:


NEW-CEM ES 20

Immagini

H 20 rasato



H 20 cappa da 5 cm



CARATTERISTICHE PRINCIPALI DEL PRODOTTO

	Descrizione	U.M.	Valore
Prodotto	Peso proprio (P.P.)	kN/m²	2,8
	Trasporto	m²/viaggio	105
	Volume di cls per rasatura	m³/m²	0,009
	Conducibilità equivalente (λ_{eq})	W/mK	1,33
	Calore specifico (Cs)	kJ/kgK	0,92
Rasato	Fattore di resistenza al vapore (μ)	-	89,7
	Potere fonoisolante (Rw)	dB	47,7
	Calpestio (Lnw,eq)	dB	78,4
Cappa 5 cm	Conducibilità equivalente (λ_{eq})	W/mK	1,41
	Calore specifico (Cs)	kJ/kgK	0,92
	Fattore di resistenza al vapore (μ)	-	101,7
	Potere fonoisolante (Rw)	dB	53,7
	Calpestio (Lnw,eq)	dB	72,8

H 20 CON CAPPDA 5 cm - carico in kN/m²

	luce (m)	4	4,5	5	5,5	6	6,5	7	7,5	8,0	8,5	9,0	9,5	10,0
Codice Armatura	ES 20 Ta	-	-	15,30	11,10	7,90	5,40	3,40	1,80					
		25,90	19,70	15,30	12,10	9,60	7,60	6,00	4,70	3,80	2,90	2,20	1,60	
	ES 20 Tb	-	-	-	14,30	10,60	7,70	5,40	3,60	2,00				
		30,10	23,10	18,00	14,30	11,40	9,20	7,40	6,00	4,80	3,80	3,00	2,30	
	ES 20 Tc	-	-	-	-	13,10	9,90	7,30	5,20	3,50	2,00			
		34,10	26,30	20,60	16,40	13,30	10,80	8,70	7,20	5,80	4,70	3,80	3,00	1,20
	ES 20 Td	-	-	-	-	-	-	9,90	7,40	5,40	3,80	2,40	1,20	
		39,30	30,40	24,00	19,20	15,60	12,70	10,50	8,60	7,10	5,90	4,90	3,80	1,90
	ES 20 Te	-	-	-	-	-	-	-	9,70	7,40	5,50	3,90	2,60	1,30
		44,20	34,30	27,20	21,90	17,80	14,60	12,10	10,10	8,40	7,00	5,80	4,50	2,60
	ES 20 Tf	-	-	-	-	-	-	-	-	9,40	7,30	5,50	4,00	2,70
		49,00	38,10	30,20	24,40	19,90	16,40	13,70	11,40	9,60	8,10	6,80	5,30	3,20
	ES 20 Tg	-	-	-	-	-	-	-	-	-	9,00	7,00	5,40	-
		53,50	41,61	33,10	26,80	21,90	18,20	15,20	12,70	10,70	9,10	7,70	6,00	3,90

9.2 EDIFICIO A2

9.2.1 TRAVE DI FONDAZIONE

Si riportano di seguito le verifiche relative al minimo di armatura delle fondazioni dell'edificio A1; trattandosi di fondazioni costituite sia da una ciabatta di fondazione che da una parete, si è verificata l'armatura minima dei due elementi.

EDIFICIO A2				
TRAVI DI FONDAZIONE TIPOLOGIA A				
	A_c [cm ²]	A_s [cm ²]	ρ_s [%]	
Ciabatta di fondazione arm. Superiore	3200	6.79	0.212	≥ 0.2 %
Ciabatta di fondazione arm. Inferiore	3200	6.79	0.212	≥ 0.2 %
Parete Dir. Orizzontale	2500	5.03	0.201	≥ 0.2 %
Parete Dir. Verticale	2500	7.85	0.314	≥ 0.2 %
TRAVI DI FONDAZIONE TIPOLOGIA B				
	A_c [cm ²]	A_s [cm ²]	ρ_s [%]	
Ciabatta di fondazione arm. Superiore	6800	13.57	0.200	≥ 0.2 %
Ciabatta di fondazione arm. Inferiore	6800	13.57	0.200	≥ 0.2 %
Parete Dir. Orizzontale	2500	5.03	0.201	≥ 0.2 %
Parete Dir. Verticale	2500	7.85	0.314	≥ 0.2 %
TRAVI DI FONDAZIONE TIPOLOGIA C				
	A_c [cm ²]	A_s [cm ²]	ρ_s [%]	
Ciabatta di fondazione arm. Superiore	3200	6.79	0.212	≥ 0.2 %
Ciabatta di fondazione arm. Inferiore	3200	6.79	0.212	≥ 0.2 %
Parete Dir. Orizzontale	3500	7.85	0.224	≥ 0.2 %
Parete Dir. Verticale	3500	7.85	0.224	≥ 0.2 %

Nel seguito le verifiche effettuate in merito alle travi di fondazione. In particolare, si fa riferimento alla trave tra gli appoggi P14-P13-S18-S16-S13-P11-P9-S9-P7-S6-P5-S3-P3-P1.

Si riportano nel seguito le verifiche effettuate mediante i software dedicati.

Trave in opera P24-S15-P22-P20-P18-P16-P14-P12-S10-P10-P8-S7-P6-P4-S4-P2:

Metodo di calcolo

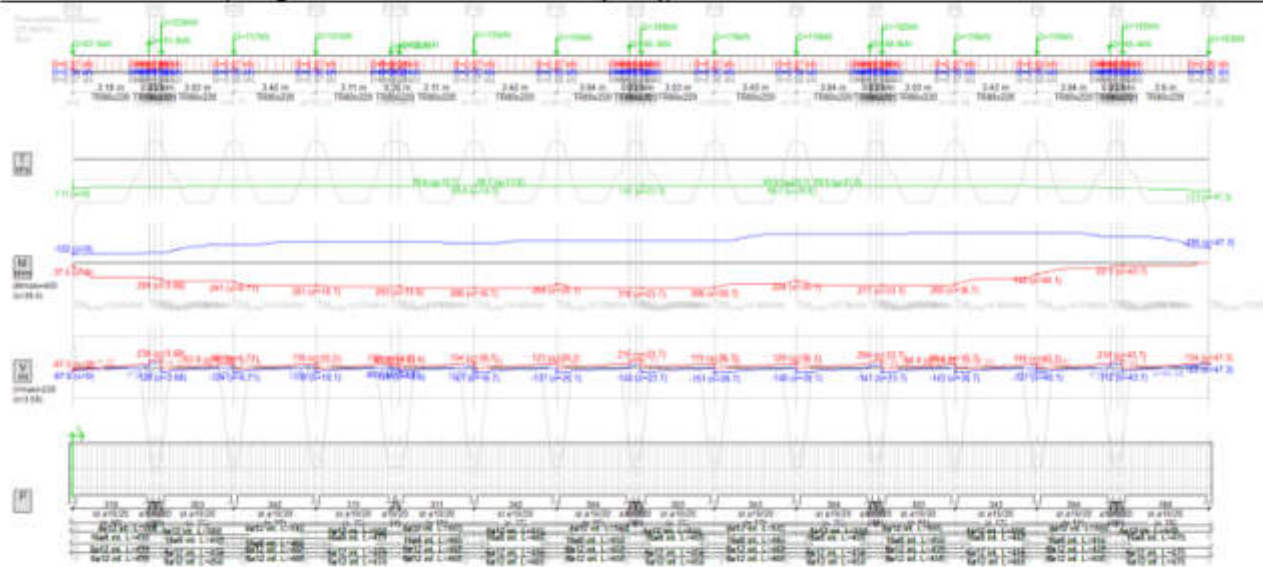
Stati limite

Norma di riferimento D.M. 17/01/18

Reazioni vincolari

App. x [m]	R_{max} [kN]	R_{min} [kN]	R_{med} [kN]	App. x [m]	R_{max} [kN]	R_{min} [kN]	R_{med} [kN]
1	0	0.07	0.04	2	3.18	0.02	0.01
3	3.43	0.10	0.07	4	3.68	0.05	0.03
5	6.71	0.07	0.05	6	10.1	0.07	0.05
7	13.2	0.05	0.04	8	13.6	0.03	0.02
9	16.7	0.07	0.05	10	20.1	0.07	0.05
11	23.2	0.03	0.01	12	23.4	0.04	0.03
13	23.7	0.04	0.02	14	26.7	0.07	0.05
15	30.1	0.07	0.04	16	33.2	0.03	0.02
17	33.4	0.03	0.02	18	33.7	0.06	0.04
19	36.7	0.07	0.05	20	40.1	0.08	0.05
21	43.2	0.08	0.05	22	43.4	0.07	0.05
23	43.7	0.05	0.03	24	47.3	0.09	0.05

Schema di calcolo, diagrammi delle azioni interne (SLU), estrazione dei ferri



Caratteristiche meccaniche

Calcestruzzo

R_{ck} [MPa]	f_{ck} [MPa]	γ_c	f_{sd} [MPa]	f_{cm} [MPa]	E_c [GPa]	ϵ_{c1} [‰]	ϵ_{cu} [‰]	Legame costitutivo
35.0	29.0	1.50	16.5	2.83	32.6	2.00	3.50	parabola-rettangolo

Acciaio

Tipo	f_{yk} [MPa]	γ_s	f_{sd} [MPa]	E_s [GPa]	ϵ_{sd} [‰]	ϵ_{su} [‰]	Legame costitutivo
B450C	450	1.15	391	206	1.90	67.5	elasto-plastico

Verifiche a flessione (SLU)

x [m]	M_s [kNm]	M_R [kNm]	$\psi = M_R/M_s $	$\epsilon_{s,sup}$ [‰]	$\epsilon_{s,inf}$ [‰]	A_{sup}	A_{inf}
0	-122	-600	4.93	71.5	-1.98		6ø12
0	37.5	953	25.4	-3.50	55.6		6ø12
3.68	209	2400	11.5	-3.50	26.0		12ø12
6.71	241	2610	10.8	-3.50	23.4		12ø12
10.1	281	2610	9.29	-3.50	23.4		12ø12
13.6	293	2610	8.91	-3.50	23.4		12ø12
16.7	308	2610	8.49	-3.50	23.4		12ø12

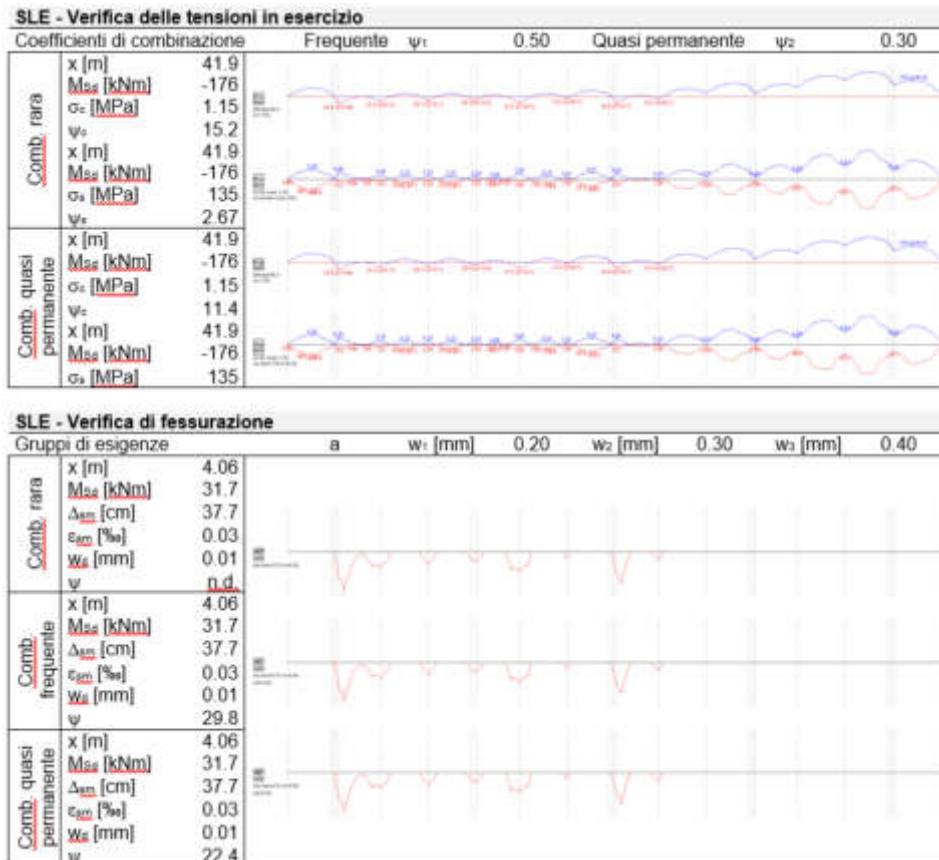
Verifiche a flessione (SLU)

x [m]	M _s [kNm]	M _{Ed} [kNm]	$\psi = M_{Ed}/M_s $	$\epsilon_{s,Ed}$ [%]	$\epsilon_{s,Int}$ [%]	A _{s,Ed}	A _{s,Int}
20.1	268	2610	9.77	-3.50	23.4		12ø12
23.7	318	2340	7.36	-3.50	26.6		12ø12
26.7	308	2610	8.48	-3.50	23.4		12ø12
30.1	224	2610	11.7	-3.50	23.4		12ø12
33.7	277	2340	8.44	-3.50	26.6		12ø12
36.7	266	2610	9.82	-3.50	23.4		12ø12
40.1	142	2610	18.5	-3.50	23.4		12ø12
43.7	22.3	2340	105	-3.50	26.6		12ø12
47.3	-205	-581	2.83	71.5	-1.95		6ø12

Verifiche a taglio (SLU)

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto l'asse della trave $\cot(\theta)$ 1.50

x [m]	V _s [kN]	V _{Ed} [kN]	$\psi = V_{Ed}/V_s $	d [cm]	b _{Ed} [cm]	staffe
0	-87.8	896	10.2			
0	-67.5	896	13.3			
3.68	-126	896	7.12	216	80	st. 10/20
3.68	239	896	3.75	216	80	st. 10/20
5.70	62.8	896	14.3	216	80	st. 10/20
6.71	-124	896	7.21	216	80	st. 10/20
6.71	108	896	8.29	216	80	st. 10/20
10.1	-118	896	7.61	216	80	st. 10/20
10.1	118	896	7.62	216	80	st. 10/20
13.2	-50.1	896	17.9	216	80	st. 10/20
13.2	112	896	7.97	216	80	st. 10/20
13.6	-108	896	8.29	216	80	st. 10/20
13.6	69.3	896	12.9	216	80	st. 10/20
16.7	-141	896	6.34	216	80	st. 10/20
16.7	134	896	6.70	216	80	st. 10/20
20.1	-137	896	6.54	216	80	st. 10/20
20.1	123	896	7.29	216	80	st. 10/20
23.7	-140	896	6.41	216	80	st. 10/20
23.7	215	896	4.17	216	80	st. 10/20
26.7	-151	896	5.95	216	80	st. 10/20
26.7	119	896	7.54	216	80	st. 10/20
30.1	-146	896	6.12	216	80	st. 10/20
30.1	120	896	7.46	216	80	st. 10/20
33.7	-141	896	6.34	216	80	st. 10/20
33.7	204	896	4.39	216	80	st. 10/20
36.7	54.6	896	16.4	216	80	st. 10/20
36.7	-143	896	6.26	216	80	st. 10/20
36.7	99.4	896	9.01	216	80	st. 10/20
40.1	-127	896	7.03	216	80	st. 10/20
40.1	106	896	8.44	216	80	st. 10/20
43.7	-112	896	7.98	216	80	st. 10/20
43.7	210	896	4.26	216	80	st. 10/20
47.3	103	212	2.07	216	80	st. 10/20
47.3	134	212	1.59	216	80	st. 10/20



9.2.2 SETTI DI CONTROVENTO

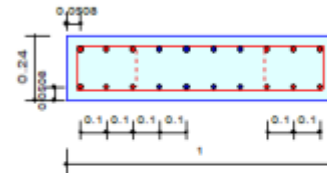
Sono state condotte le verifiche di resistenza di tutti i setti dell'edificio; a titolo esemplificativo si riportano di seguito le verifiche relative ai setti S11 e S15 del fabbricato "Edificio A2", tra i maggiormente sollecitati. Nelle figure seguenti si riportano le caratteristiche geometriche, i dettagli costruttivi, le verifiche a taglio e i grafici momento-azione assiale del setto in questione ai vari piani.

9.2.2.1 SETTO S11:

1. Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018
 Wall ID : 11 (Wall Mark : wM0011)
 Story : 1F (Height = 3.35 m)
 Material Data : $f_{ck} = 28000$, $f_{yk} = 400000$, $f_{yw} = 400000$ KPa
 $f_{yke} = 400000$ KPa
 Wall Dim. (Length*Thk) : 1*0.24 m
 Vertical Rebar : P12 @100 ($A_sV = 0.00226$ m²/m)
 End Rebar : 6-P16 @100

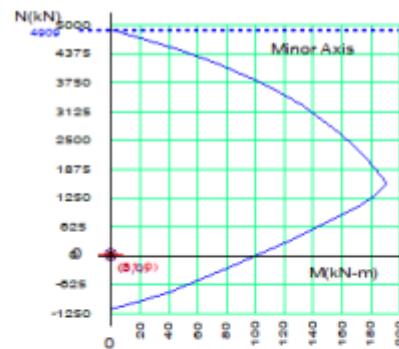
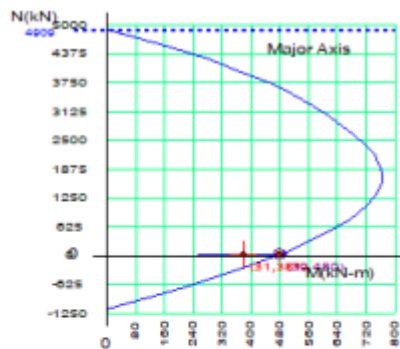
Unit System : kN, m



2. Axial and Moments Capacity

Concentric Max. Axial Load $N_{Rdmax} = 4909.28$ kN

	y (LCB: 4, POS: I)	z (LCB: 4, POS: I)
N_{Ed} (kN)	30.6000	30.6000
N_{Rd} (kN)	39.3873	0.00000
N_{Ed} / N_{Rd}	$0.777 < 1.000$ O.K	$0.000 < 1.000$ O.K
M_{Ed} (kN-m)	380.507	0.00000
M_{Rd} (kN-m)	480.025	0.00000
M_{Ed} / M_{Rd}	$0.793 < 1.000$ O.K	$0.000 < 1.000$ O.K



3. Shear Capacity

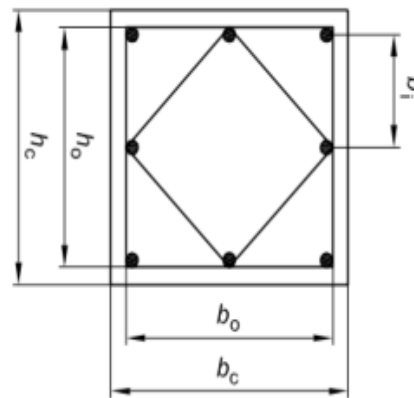
Applied Shear Force $V_{Ed} = 104.346$ kN (Load Combination: 14)
 Shear Ratio by Conc $V_{Ed}/V_{Rdc} = 104.346 / 107.472 = 0.9709$
 Shear Ratio by V_{Rds} $V_{Ed}/V_{Rds} = 104.346 / 442.556 = 0.2358$
 Shear Ratio by V_{Rdmax} $V_{Ed}/V_{Rdmax} = 104.346 / 771.120 = 0.1353$
 Shear Ratio $V_{Ed}/V_{Rd} = 0.971 < 1.000$ O.K
 ($A_{sw-H_{req}} = 0.00048$ m²/m, P10 @100)

Le verifiche di resistenza del setto risultano soddisfatte.

Si riportano nel seguito le verifiche di duttilità della zona dissipativa del setto S11, con pilastri armati in zona critica tramite staffe $\phi 10$ passo 10cm, in accordo al cap. 7.4.6.2.3 della Normativa Vigente.

La verifica di duttilità dei pilastri risulta soddisfatta, in accordo alla limitazione [7.4.32].

input						
fck	28 Mpa			q0	3	
fcd	15.87 Mpa			Tc	0.661 s	
fyk	450 Mpa			T1	0.266 s	
fyd	391.30 Mpa			domanda di curvatura	13.13	
bc	240 mm					
L setto	1000 mm			Nsd (SLV)	30.6 kN	
h pilastro	360 mm			nu_d	0.008 < 0,4	
ricoprimento cls	30 mm					
b0	170 mm					
h0	290 mm			epsilon_y,s	0.001957	
n_long	6					
d_long	16 mm			n_as,v	2	
d_staffa	10 mm			as,v	0.5 cm ²	
d_trasversali	6 mm			passo As,v	20 cm	
passo staffa	100 mm			rho_v	0.002083	
bi_x	144 mm			omega_v	0.051	
n_x1	1					
n_x2	0					
hi_y	132.00 mm					
n_y	2					
alpha_n	0.694					
alpha_s	0.584					
alpha	0.406					
braccia dir x	3					
L_x	170 mm					
volume staffe V	31494.2 mm ³					
braccia dir y	2					
L_y	290 mm					
volume staffe V	45530 mm ³					
Vstaffe	77024.2 mm ³					
Vcls	4930000 mm ³					
omega_wd	0.385					
alpha*omega_w	0.156	>	valore di controllo	0.030		
omega_wd	0.385	>	valore di controllo	0.080		
Asl_pil (cm ²)	12.06 cm ²					
1%≤rho_pil≤4%	1.40%	ok				

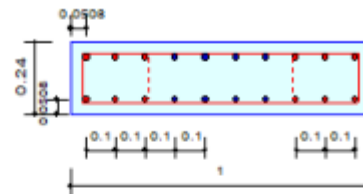


9.2.2.2 SETTO S15:

1. Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018
 Wall ID : 15 (Wall Mark : wM0015)
 Story : 1F (Height = 3.35 m)
 Material Data : $f_{ck} = 28000$, $f_{yk} = 400000$, $f_{yw} = 400000$ KPa
 $f_{yke} = 400000$ KPa
 Wall Dim. (Length*Thk) : 1*0.24 m
 Vertical Rebar : P12 @100 (AsV = 0.00226 m²/m)
 End Rebar : 6-P16 @100

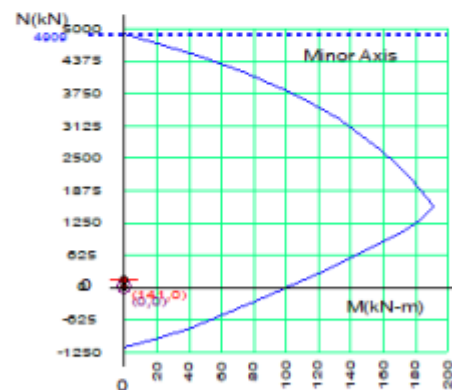
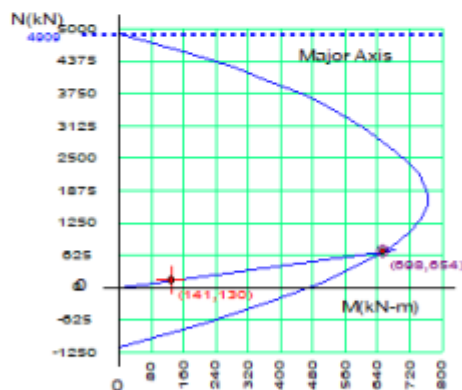
Unit System : kN, m



2. Axial and Moments Capacity

Concentric Max. Axial Load $N_{Rdmax} = 4909.28$ kN

	y (LCB : 34, POS : I)	z (LCB : 34, POS : I)
N_{Ed} (kN)	140.832	140.832
N_{Rd} (kN)	698.463	0.00000
N_{Ed} / N_{Rd}	$0.202 < 1.000$ O.K	$0.000 < 1.000$ O.K
M_{Ed} (kN-m)	129.889	0.00000
M_{Rd} (kN-m)	654.372	0.00000
M_{Ed} / M_{Rd}	$0.198 < 1.000$ O.K	$0.000 < 1.000$ O.K




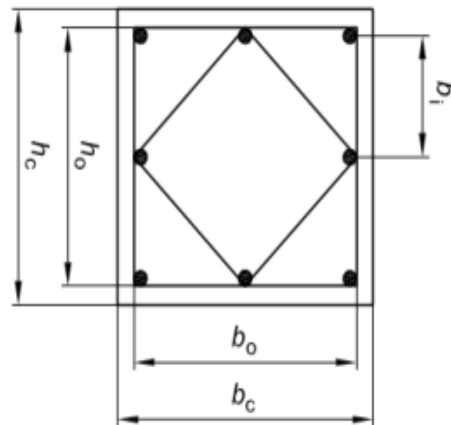
3. Shear Capacity

Applied Shear Force $V_{Ed} = 37.6231$ kN (Load Combination : 34)
 Shear Ratio by Conc $V_{Ed}/V_{Rdc} = 37.6231 / 122.353 = 0.3075$
 Shear Ratio by V_{Rds} $V_{Ed}/V_{Rds} = 37.6231 / 442.556 = 0.0850$
 Shear Ratio by V_{Rdmax} $V_{Ed}/V_{Rdmax} = 37.6231 / 771.120 = 0.0488$
 Shear Ratio $V_{Ed}/V_{Rd} = 0.307 < 1.000$ O.K
 (Asw-H_req = 0.00048 m²/m, P10 @100)

Le verifiche di resistenza del setto risultano soddisfatte.

Si riportano nel seguito le verifiche di duttilità della zona dissipativa del setto S15, con pilastri armati in zona critica tramite staffe $\phi 10$ passo 10cm, in accordo al cap. 7.4.6.2.3 della Normativa Vigente.

input							
fck	28	Mpa		q0	3		
fcd	15.87	Mpa		Tc	0.661	s	
fyk	450	Mpa		T1	0.235	s	
fyd	391.30	Mpa		domanda di curvatura	14.70		
bc	240	mm					
L setto	1000	mm		Nsd (SLV)	155.6	kN	
h pilastro	360	mm		nu_d	0.041	< 0,4	
ricoprimento cls	30	mm					
b0	170	mm		epsilon_y,s	0.001957		
h0	290	mm					
n_long	6			n_as,v	2		
d_long	16	mm		as,v	0.5	cm2	
d_staffa	10	mm		passo As,v	20	cm	
d_trasversali	6	mm		rho_v	0.002083		
passo staffa	100	mm		omega_v	0.051		
bi_x	144	mm					
n_x1	1						
n_x2	0						
hi_y	132.00	mm					
n_y	2						
alpha_n	0.694						
alpha_s	0.584						
alpha	0.406						
braccia dir x	3						
L_x	170	mm					
volume staffe V	31494.2	mm3					
braccia dir y	2						
L_y	290	mm					
volume staffe V	45530	mm3					
Vstaffe	77024.2	mm3					
Vcls	4930000	mm3					
omega_wd	0.385						
alpha*omega_w	0.156	>	valore di controllo	0.077			
omega_wd	0.385	>	valore di controllo	0.080			
Asl_pil (cm2)	12.06	cm2					
1%≤rho_pil≤4%	1.40%	ok					



9.2.3 PILASTRI

In accordo allo schema statico scelto, si riportano di seguito le verifiche a compressione semplice dei pilastri. La resistenza a compressione semplice è stata calcolata mediante la formula C4.1.4 riportata nella Circolare 21 gennaio 2019 n. 7, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018" ovvero:

$$N_{Rd} = 0.8 A_{cf_{cd}} + A_{s,tot} f_{yd}$$

Si riportano di seguito le verifiche strutturali dei pilastri P14 e P20 maggiormente sollecitati dell'Edificio A2.

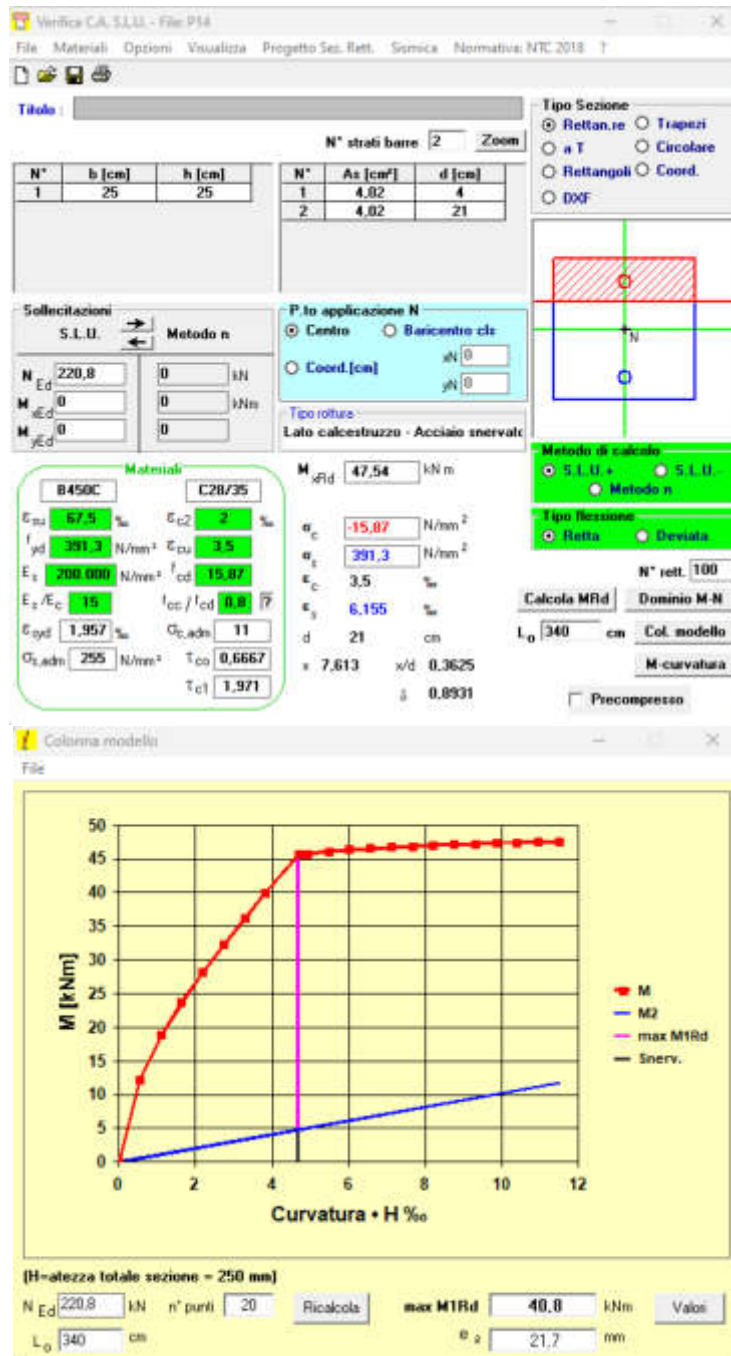
P14		Nsd	Bx	By	n. ferri	D	As	Nrd	R>S	rho (%)
	imp1	220.8	25	25	4	16	8.04	1107.88	v	1.29
P20		Nsd	Bx	By	n. ferri	D	As	Nrd	R>S	rho (%)
	imp1	199.4	25	25	4	16	8.04	1107.88	v	1.29

Per tutti i pilastri è stata eseguita la verificata di instabilità. Si riporta la verifica del pilastro P14 e del pilastro P20 al piano terra, eseguita tramite il metodo della colonna modello.

9.2.3.1 PILASTRO P14

La sollecitazione assiale massima al piano terra risulta pari a 220,8 kN; la luce di libera inflessione viene considerata pari a 3.40 m. L'eccentricità accidentale da considerarsi in accordo alla normativa vigente è pari a 0,020 m (NTC 4.1.3.4.2, [... eccentricità pari almeno a $1/200 \cdot h \geq 20mm$ con h altezza di libera inflessione del pilastro.]); pertanto il momento che sollecita la sezione nella direzione di minore inerzia è pari a 4.42 kNm.

Si riporta di seguito una sintesi della verifica, che risulta soddisfatta.



$M_{rd} = 40,8 \text{ kNm} > M_{ed} = 4.42 \text{ kNm}$ VERIFICATO

La verifica ad instabilità risulta soddisfatta.

Come precedentemente esposto, per l'edificio in oggetto i pilastri non contribuiscono alla resistenza al sisma, sono quindi elementi "secondari". Tali elementi, tuttavia, devono essere in grado di assorbire le deformazioni della struttura soggetta all'azione sismica di progetto mantenendo la capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

Si è, dunque, proceduto alla verifica della duttilità dei pilastri, confrontando la domanda in duttilità di curvatura espressa mediante il fattore di duttilità, valutata in maniera approssimata come segue:

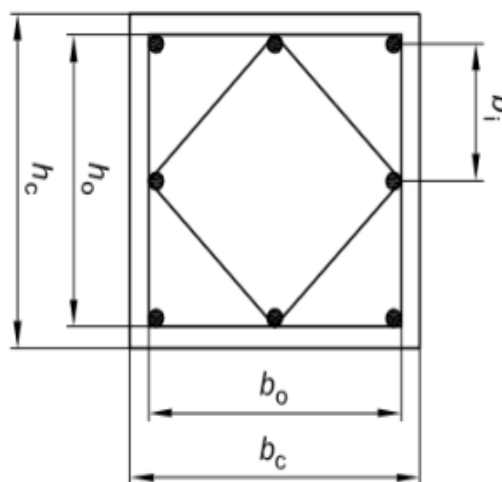
$$\mu_{\phi} = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot \left(1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

e la capacità in duttilità di curvatura calcolata come indicato al §4.1.2.3.4.2.

A titolo di esempio si riporta nel seguito la verifica di duttilità del pilastro P14.

La sollecitazione massima SLV è pari a 159,8 kN, la domanda di curvatura allo SLC è pari a 13,26, mentre la forza assiale adimensionalizzata è pari a 0,161.

fck	28 Mpa	q0	3	
fcd	15.87 Mpa	Tc	0.661	s
fyk	450 Mpa	T1	0.263	s
fyd	391.30 Mpa	domanda di curvatura	13.26	
bc	250 mm	Nsd (SLV)	159.8	kN
hc	250 mm	nu_d	0.161	
ricoprimento cls	30 mm	epsilon_y,s	0.001957	
b0	180 mm			
h0	180 mm			
d_long	16 mm			
d_staffa	10 mm			
d_trasversali	10 mm			
passo staffa	75 mm			
bi_x	154 mm			
n_x	1			
hi_y	154.00 mm			
n_y	1			
alpha_n	0.512			
alpha_s	0.627			
alpha	0.321			
braccia dir x	2			
L_x	180 mm			
volume staffe Vx	28260 mm3			
braccia dir y	2			
L_y	180 mm			
volume staffe Vy	28260 mm3			
Vstaffe	56520 mm3			
Vcls	2430000 mm3			
omega_wd	0.574			
alpha*omega_wd	0.184	>	valore di controllo	0.139

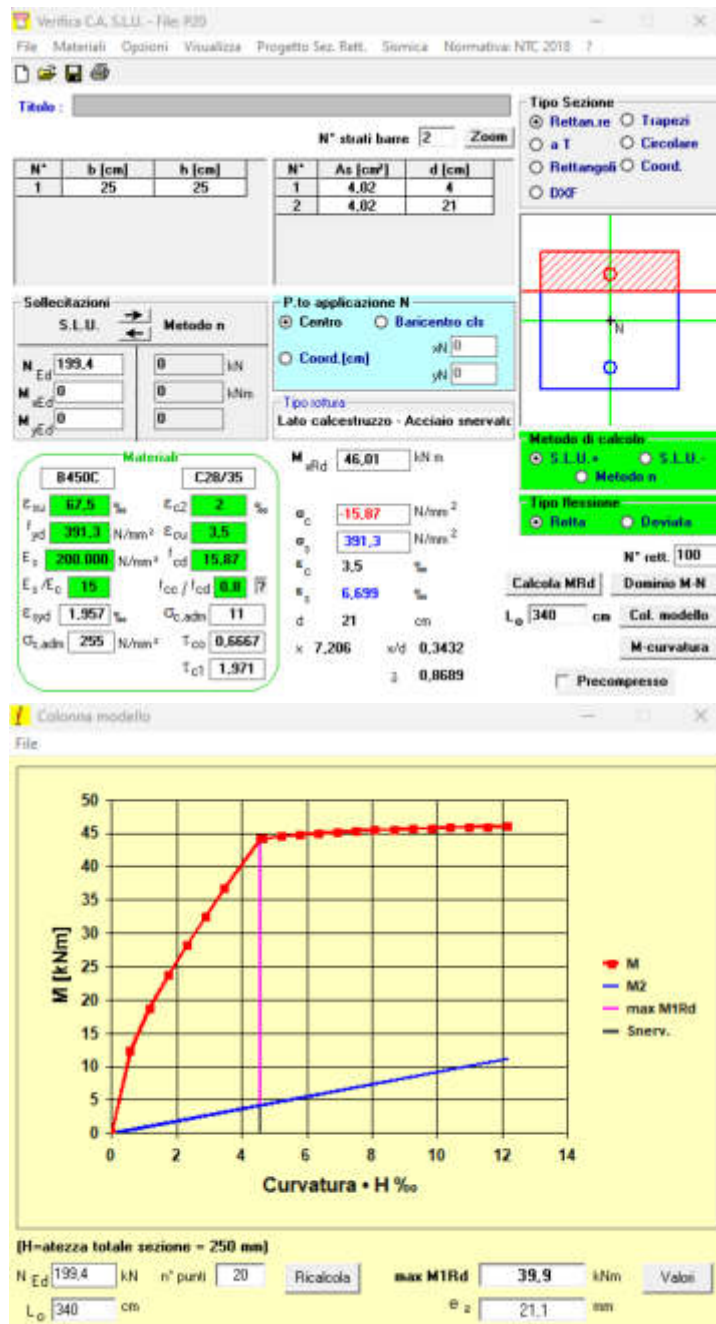


9.2.3.2 PILASTRO P20

La sollecitazione assiale massima al piano terra risulta pari a 199,4 kN; la luce di libera inflessione viene considerata pari a 3.40 m. L'eccentricità accidentale da considerarsi in accordo alla normativa vigente è pari a 0,020 m (NTC 4.1.3.4.2, [... eccentricità pari almeno a $1/200 \cdot h \geq 20\text{mm}$])

con h altezza di libera inflessione del pilastro.]); pertanto il momento che sollecita la sezione nella direzione di minore inerzia è pari a 3.99 kNm.

Si riporta di seguito una sintesi della verifica, che risulta soddisfatta.



$M_{rd} = 39,9 \text{ kNm} > M_{ed} = 3.99 \text{ kNm}$ VERIFICATO

La verifica ad instabilità risulta soddisfatta.

Come precedentemente esposto, per l'edificio in oggetto i pilastri non contribuiscono alla resistenza al sisma, sono quindi elementi "secondari". Tali elementi, tuttavia, devono essere in grado di assorbire le deformazioni della struttura soggetta all'azione sismica di progetto mantenendo la capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

Si è, dunque, proceduto alla verifica della duttilità dei pilastri, confrontando la domanda in duttilità di curvatura espressa mediante il fattore di duttilità, valutata in maniera approssimata come segue:

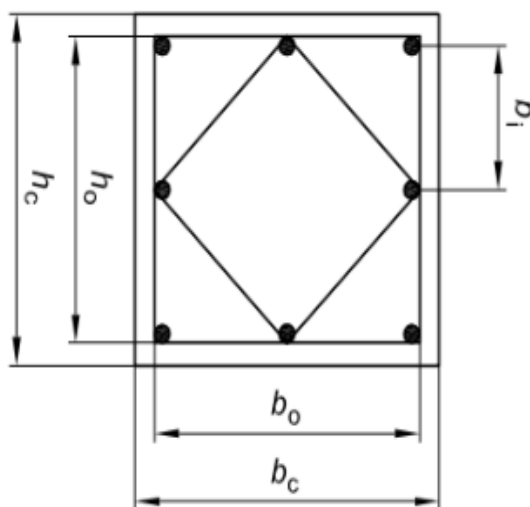
$$\mu_{\phi} = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot \left(1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

e la capacità in duttilità di curvatura calcolata come indicato al §4.1.2.3.4.2.

A titolo di esempio si riporta nel seguito la verifica di duttilità del pilastro P20.

La sollecitazione massima SLV è pari a 143,5 kN, la domanda di curvatura allo SLC è pari a 14,82, mentre la forza assiale adimensionalizzata è pari a 0,145.

fck	28	Mpa	q0	3	
fcd	15.87	Mpa	Tc	0.661	s
fyk	450	Mpa	T1	0.233	s
fyd	391.30	Mpa	domanda di curvatura	14.82	
bc	250	mm	Nsd (SLV)	143.5	kN
hc	250	mm	nu_d	0.145	
ricoprimento cls	30	mm			
b0	180	mm	epsilon_y,s	0.001957	
h0	180	mm			
d_long	16	mm			
d_staffa	10	mm			
d_trasversali	10	mm			
passo staffa	75	mm			
bi_x	154	mm			
n_x	1				
hi_y	154.00	mm			
n_y	1				
alpha_n	0.512				
alpha_s	0.627				
alpha	0.321				
braccia dir x	2				
L_x	180	mm			
volume staffe Vx	28260	mm3			
braccia dir y	2				
L_y	180	mm			
volume staffe Vy	28260	mm3			
Vstaffe	56520	mm3			
Vcls	2430000	mm3			
omega_wd	0.574				
alpha*omega_wd	0.184	>	valore di controllo	0.140	



9.2.4 TRAVI IN C.A.

Si riportano nel seguito le verifiche effettuate in merito alle travi in elevazione. In particolare, si fa riferimento alla trave tra gli appoggi P16-P14-P12-S10-P10-P8-S7-P6-P4-S4-P2.

Si riportano nel seguito le verifiche effettuate mediante i software dedicati.

9.2.4.1 TRAVE IN OPERA P16-P14-P12-S10-P10-P8-S7-P6-P4-S4-P2:

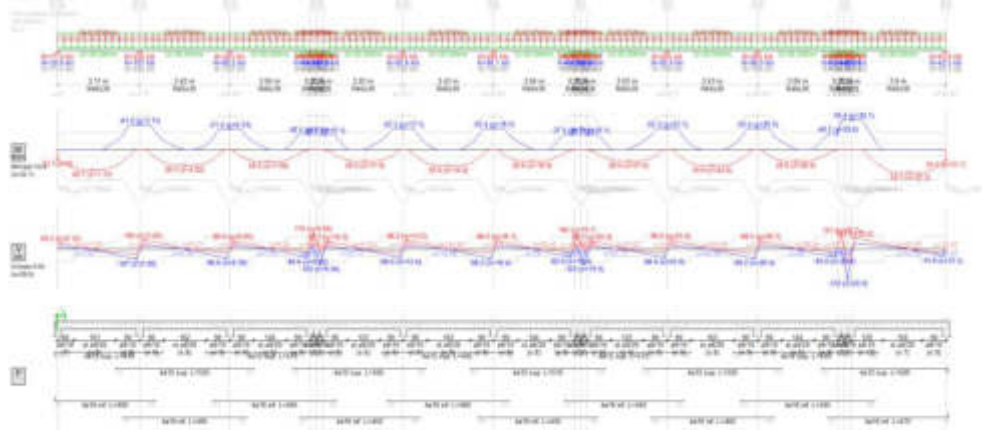
Metodo di calcolo

Stati limite Norma di riferimento D.M. 17/01/18

Reazioni vincolari

App.	x [m]	R _{max} [kN]	R _{min} [kN]	R _{med} [kN]	App.	x [m]	R _{max} [kN]	R _{min} [kN]	R _{med} [kN]
1	0	77.0	30.9	71.5	2	3.11	225	107	220
3	6.53	203	89.2	193	4	9.57	273	65.5	224
5	9.82	-53.9	-308	-239	6	10.1	263	61.5	215
7	13.1	205	95.8	199	8	16.5	205	96.1	199
9	19.6	265	62.9	217	10	19.8	-52.1	-302	-234
11	20.1	263	61.9	215	12	23.1	205	95.8	199
13	26.5	205	96.0	199	14	29.6	256	52.4	204
15	29.8	-171	-448	-410	16	30.1	458	223	451
17	33.7	83.4	42.5	83.4					

Schema di calcolo, diagrammi delle azioni interne (SLU), estrazione dei ferri



Caratteristiche meccaniche

Calcestruzzo

R _{ck} [MPa]	f _{ck} [MPa]	γ _c	f _{cd} [MPa]	f _{ctm} [MPa]	E _c [GPa]	ε _{c1} [‰]	ε _{cu} [‰]	Legame costitutivo
35.0	29.0	1.50	16.5	2.83	32.6	2.00	3.50	parabola-rettangolo

Acciaio

Tipo	f _{yk} [MPa]	γ _s	f _{sd} [MPa]	E _s [GPa]	ε _{sd} [‰]	ε _{su} [‰]	Legame costitutivo
B450C	450	1.15	391	206	1.90	67.5	elasto-plastico

Verifiche a flessione (SLU)

x [m]	M _s [kNm]	M _R [kNm]	ψ= M _R /M _s	ε _{c,sup} [‰]	ε _{c,inf} [‰]	A _{sup}	A _{inf}
0	23.3	37.1	1.59	-3.50	27.2	4ø12	4ø16
1.31	49.7	74.4	1.50	-3.50	18.2	4ø12	4ø16
3.11	-61.9	-83.0	1.34	20.0	-3.50	8ø12	8ø16
4.82	38.5	74.4	1.93	-3.50	18.2	4ø12	4ø16
6.53	-51.2	-83.0	1.62	20.1	-3.50	8ø12	8ø16
7.99	29.9	74.4	2.49	-3.50	18.2	4ø12	4ø16
9.51	-38.5	-83.0	2.16	19.4	-3.50	8ø12	8ø16
10.1	-36.7	-83.0	2.26	19.7	-3.50	8ø12	8ø16
11.6	28.4	74.4	2.62	-3.50	18.2	4ø12	4ø16
13.1	-52.3	-83.0	1.59	20.0	-3.50	8ø12	8ø16
14.8	39.9	74.4	1.86	-3.50	18.2	4ø12	4ø16
16.5	-52.4	-83.0	1.58	19.9	-3.50	8ø12	8ø16
18.0	28.6	74.4	2.60	-3.50	18.2	4ø12	4ø16
19.5	-37.0	-83.0	2.24	19.4	-3.50	8ø12	8ø16
20.1	-36.7	-83.0	2.26	19.4	-3.50	8ø12	8ø16
21.6	28.4	74.4	2.62	-3.50	18.2	4ø12	4ø16
23.1	-52.3	-83.0	1.59	20.0	-3.50	8ø12	8ø16
24.8	39.9	74.4	1.86	-3.50	18.2	4ø12	4ø16
26.5	-52.4	-83.0	1.58	20.1	-3.50	8ø12	8ø16
28.0	28.6	74.4	2.60	-3.50	18.2	4ø12	4ø16
29.6	-40.2	-83.0	2.06	19.6	-3.50	8ø12	8ø16
30.1	-74.4	-83.0	1.12	20.1	-3.50	8ø12	8ø16
32.3	58.3	74.4	1.27	-3.50	18.2	4ø12	4ø16
33.7	25.6	34.9	1.36	-3.50	28.2	4ø12	4ø16

Verifiche a taglio (SLU)

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto l'asse della trave							cot(θ)	1.50
x [m]	V _s [kN]	V _R [kN]	ψ= V _R /V _S	d [cm]	b _w [cm]	staffe		
0.12	69.2	138	2.00	26	40	st. 8/10		
2.99	-107	138	1.29	26	40	st. 8/10		
3.25	102	138	1.35	26	40	st. 8/10		
6.39	-96.6	138	1.43	26	40	st. 8/10		
6.65	88.0	138	1.57	26	40	st. 8/10		
9.45	-84.6	138	1.63	26	40	st. 8/10		
9.69	170	138	0.81	26	40	st. 8/10		
9.94	-163	138	0.85	26	40	st. 8/10		
10.3	82.3	138	1.68	26	40	st. 8/10		
13.0	-88.0	138	1.57	26	40	st. 8/10		
13.2	98.2	138	1.41	26	40	st. 8/10		
16.4	-98.2	138	1.41	26	40	st. 8/10		
16.7	88.5	138	1.56	26	40	st. 8/10		
19.4	-82.8	138	1.67	26	40	st. 8/10		
19.7	164	138	0.84	26	40	st. 8/10		
19.9	-163	138	0.84	26	40	st. 8/10		
20.3	82.3	138	1.68	26	40	st. 8/10		
23.0	-88.0	138	1.57	26	40	st. 8/10		
23.2	98.2	138	1.41	26	40	st. 8/10		
26.4	-98.2	138	1.41	26	40	st. 8/10		
26.7	88.5	138	1.56	26	40	st. 8/10		
29.4	-83.0	138	1.66	26	40	st. 8/10		
29.7	155	138	0.88	26	40	st. 8/10		
29.9	-319	138	0.43	26	40	st. 8/10		
30.2	123	138	1.12	26	40	st. 8/10		
33.5	-74.9	138	1.84	26	40	st. 8/10		

SLE - Verifica delle tensioni in esercizio

Coefficienti di combinazione		Frequente	ψ ₁	0.50	Quasi permanente	ψ ₂	0.30
Comb. rara	x [m]	32.3					
	M _{Sd} [kNm]	41.2					
	σ _c [MPa]	8.17					
	ψ _c	2.13					
	x [m]	30.1					
	M _{Sd} [kNm]	-52.6					
	σ _s [MPa]	256					
Comb. quasi permanente	ψ _s	1.41					
	x [m]	32.3					
	M _{Sd} [kNm]	35.3					
	σ _c [MPa]	6.99					
	ψ _c	1.87					
	x [m]	30.1					
	M _{Sd} [kNm]	-45.0					
	σ _s [MPa]	219					

SLE - Verifica di fessurazione

Gruppi di esigenze		a	w ₁ [mm]	0.20	w ₂ [mm]	0.30	w ₃ [mm]	0.40
Comb. rara	x [m]	30.1						
	M _{Sd} [kNm]	-52.6						
	Δ _{sm} [cm]	20.1						
	ε _{sm} [‰]	1.03						
	w _d [mm]	0.20						
	ψ	n.d.						
Comb. frequente	x [m]	30.1						
	M _{Sd} [kNm]	-47.2						
	Δ _{sm} [cm]	20.1						
	ε _{sm} [‰]	0.90						
	w _d [mm]	0.18						
	ψ	2.20						
Comb. quasi permanente	x [m]	30.1						
	M _{Sd} [kNm]	-45.0						
	Δ _{sm} [cm]	20.1						
	ε _{sm} [‰]	0.85						
	w _d [mm]	0.17						
	ψ	1.75						

9.2.4.2 TRAVE IN OPERA S15-S14-S13

Metodo di calcolo

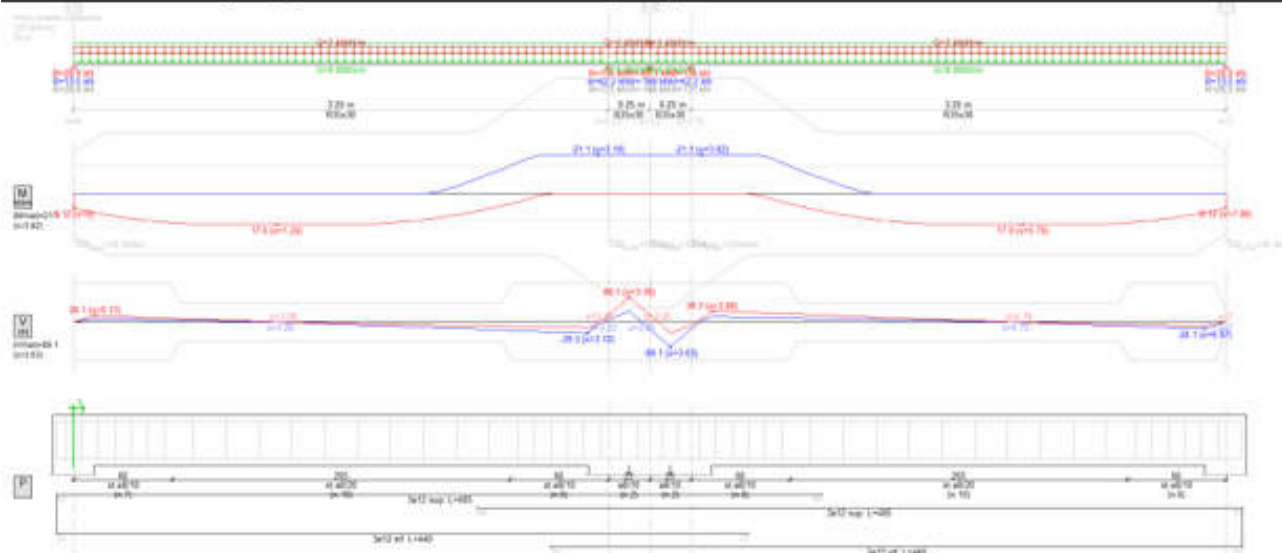
Stati limite

Norma di riferimento D.M. 17/01/18

Reazioni vincolari

App. x [m]	R_{max} [kN]	R_{min} [kN]	R_{med} [kN]	App. x [m]	R_{max} [kN]	R_{min} [kN]	R_{med} [kN]
1	0	28.9	13.5	2	3.25	134	62.2
3	3.50	-80.3	-169	4	3.75	134	62.2
5	7.00	28.9	13.5				131

Schema di calcolo, diagrammi delle azioni interne (SLU), estrazione dei ferri



Caratteristiche meccaniche

Calcestruzzo

R_{ck} [MPa]	f_{tk} [MPa]	γ_c	f_{cd} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_c [GPa]	ϵ_{c1} [‰]	ϵ_{cu} [‰]	Legame costitutivo
35.0	29.0	1.50	16.5	2.83	32.6	2.00	3.50	parabola-rettangolo

Acciaio

Tipo	f_{yk} [MPa]	γ_s	f_{cd} [MPa]	E_s [GPa]	ϵ_{sy} [‰]	ϵ_{su} [‰]	Legame costitutivo
B450C	450	1.15	391	206	1.90	67.5	elasto-plastico

Verifiche a flessione (SLU)

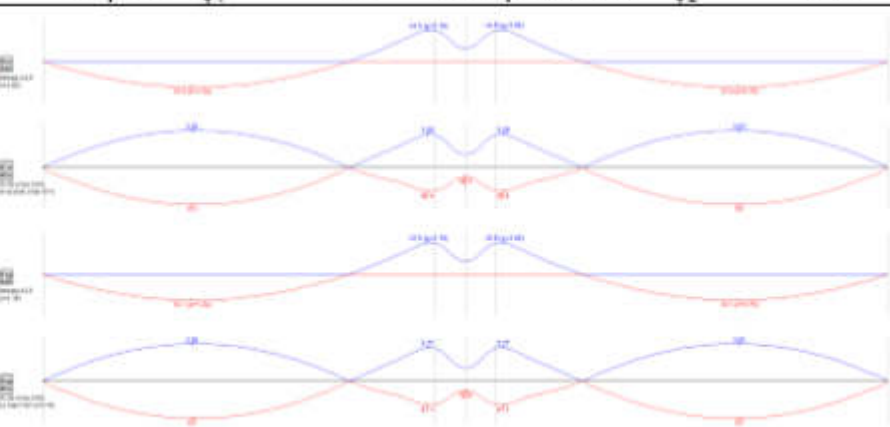
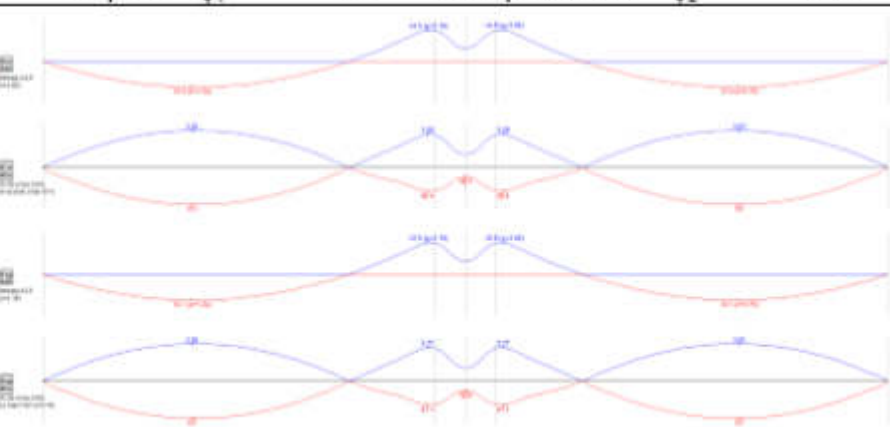
x [m]	M_s [kNm]	M_R [kNm]	$\psi = M_R/M_s $	$\epsilon_{c, sup}$ [‰]	$\epsilon_{c, inf}$ [‰]	$A_{s, sup}$	$A_{s, inf}$
0	8.12	22.1	2.72	-3.50	32.1	3ø12	3ø12
1.24	17.0	33.4	1.98	-3.50	28.2	3ø12	3ø12
3.18	-21.1	-82.9	2.98	19.3	-3.50	6ø12	6ø12
3.82	-21.1	-82.9	2.98	19.3	-3.50	6ø12	6ø12
5.78	17.0	33.4	1.98	-3.50	28.2	3ø12	3ø12
7.00	8.12	22.1	2.72	-3.50	32.1	3ø12	3ø12

Verifiche a taglio (SLU)

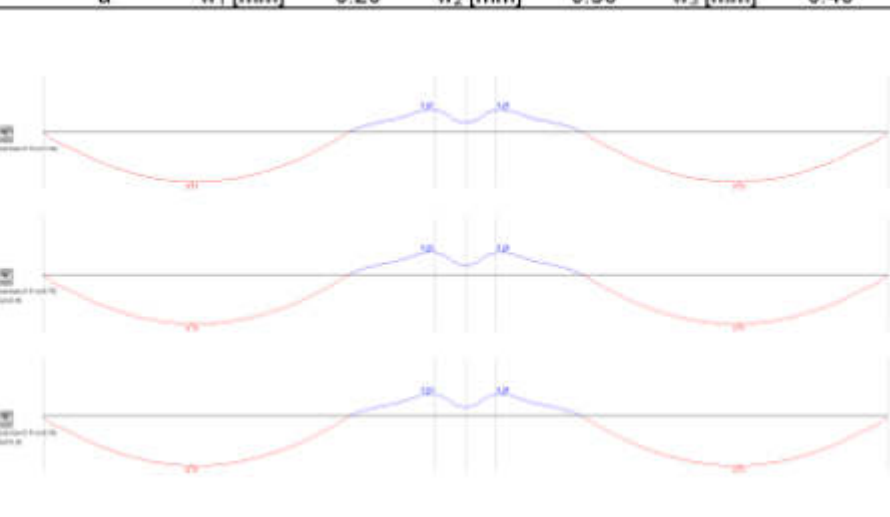
Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto l'asse della trave $\cot(\theta)$ 1.50

x [m]	V_s [kN]	V_R [kN]	$\psi = V_R/V_s $	d [cm]	b_w [cm]	staffe
0.13	24.1	138	5.73	28	35	st. 8/10
3.12	-39.3	138	3.51	28	35	st. 8/10
3.38	89.1	138	1.55	28	35	st. 8/10
3.63	-89.1	138	1.55	28	35	st. 8/10
3.88	39.3	138	3.51	28	35	st. 8/10
6.87	-24.1	138	5.73	28	35	st. 8/10

SLE - Verifica delle tensioni in esercizio

Coefficienti di combinazione			Frequente	ψ_1	0.50	Quasi permanente	ψ_2	0.30
Comb. rara	x [m]	5.76						
	M_{Sd} [kNm]	12.0						
	σ_c [MPa]	3.63						
	ψ_c	4.80						
	x [m]	1.24						
	M_{Sd} [kNm]	12.0						
Comb. quasi permanente	σ_s [MPa]	151						
	ψ_s	2.38						
	x [m]	5.76						
	M_{Sd} [kNm]	10.1						
	σ_c [MPa]	3.05						
	ψ_c	4.28						
Comb. rara	x [m]	5.76						
	M_{Sd} [kNm]	12.0						
	σ_c [MPa]	3.63						
	ψ_c	4.80						
	x [m]	1.24						
	M_{Sd} [kNm]	12.0						
Comb. quasi permanente	σ_s [MPa]	151						
	ψ_s	2.38						
	x [m]	5.76						
	M_{Sd} [kNm]	10.1						
	σ_c [MPa]	3.05						
	ψ_c	4.28						

SLE - Verifica di fessurazione

Gruppi di esigenze			a	w_1 [mm]	0.20	w_2 [mm]	0.30	w_3 [mm]	0.40
Comb. rara	x [m]	1.24							
	M_{Sd} [kNm]	12.0							
	Δ_{sm} [cm]	29.8							
	ϵ_{sm} [‰]	0.44							
	w_d [mm]	0.13							
	ψ	n.d.							
Comb. frequente	x [m]	5.76							
	M_{Sd} [kNm]	10.7							
	Δ_{sm} [cm]	29.8							
	ϵ_{sm} [‰]	0.39							
	w_d [mm]	0.11							
	ψ	3.43							
Comb. quasi permanente	x [m]	5.76							
	M_{Sd} [kNm]	10.1							
	Δ_{sm} [cm]	29.8							
	ϵ_{sm} [‰]	0.37							
	w_d [mm]	0.11							
	ψ	2.71							

9.2.5 SOLAIO ALVEOLARE

Il solaio del primo impalcato, in corrispondenza del pavimento del piano terra, sarà realizzato mediante solai prefabbricati alveolari caratterizzati da una luce pari a 7,00 m. Relativamente al primo impalcato il carico applicato in combinazione rara risulta essere pari a 6.0 kN/m^2 (considerando $g_2=3.0 \text{ kN/mq}$ e $q_{\text{cat C}} = 3.0 \text{ kN/mq}$).

La tipologia scelta risulta essere solaio alveolare 20+5cm, di cui si riportano le tabelle di portata:

NEW-CEM ES 20

Immagini

H 20 rasato

H 20 cappa da 5 cm

CARATTERISTICHE PRINCIPALI DEL PRODOTTO

	Descrizione	U.M.	Valore
Prodotto	Peso proprio (P.P.)	kN/m ²	2,8
	Trasporto	m ² /viaggio	105
	Volume di cls per rasatura	m ³ /m ²	0,009
Rasato	Conducibilità equivalente (λ_{eq})	W/mK	1,33
	Calore specifico (Cs)	kJ/kgK	0,92
	Fattore di resistenza al vapore (μ)	-	89,7
	Potere fonoisolante (Rw)	dB	47,7
Cappa 5 cm	Calpestio (L _{nw,eq})	dB	78,4
	Conducibilità equivalente (λ_{eq})	W/mK	1,41
	Calore specifico (Cs)	kJ/kgK	0,92
	Fattore di resistenza al vapore (μ)	-	101,7
	Potere fonoisolante (Rw)	dB	53,7
	Calpestio (L _{nw,eq})	dB	72,8

H 20 CON CAPPDA 5 cm - carico in kN/m²

Codice Armatura

luce (m)	4	4,5	5	5,5	6	6,5	7	7,5	8,0	8,5	9,0	9,5	10,0
ES 20 Ta	-	-	15,30	11,10	7,90	5,40	3,40	1,80					
	25,90	19,70	15,30	12,10	9,60	7,60	6,00	4,70	3,80	2,90	2,20	1,60	
ES 20 Tb	-	-	-	14,30	10,60	7,70	5,40	3,60	2,00				
	30,10	23,10	18,00	14,30	11,40	9,20	7,40	6,00	4,80	3,80	3,00	2,30	
ES 20 Tc	-	-	-	-	13,10	9,90	7,30	5,20	3,50	2,00			
	34,10	26,30	20,60	16,40	13,30	10,80	8,70	7,20	5,80	4,70	3,80	3,00	1,20
ES 20 Td	-	-	-	-	-	-	9,90	7,40	5,40	3,80	2,40	1,20	
	39,30	30,40	24,00	19,20	15,60	12,70	10,50	8,60	7,10	5,90	4,90	3,80	1,90
ES 20 Te	-	-	-	-	-	-	-	9,70	7,40	5,50	3,90	2,60	1,30
	44,20	34,30	27,20	21,90	17,80	14,60	12,10	10,10	8,40	7,00	5,80	4,50	2,60
ES 20 Tf	-	-	-	-	-	-	-	-	9,40	7,30	5,50	4,00	2,70
	49,00	38,10	30,20	24,40	19,90	16,40	13,70	11,40	9,60	8,10	6,80	5,30	3,20
ES 20 Tg	-	-	-	-	-	-	-	-	-	9,00	7,00	5,40	-
	53,50	41,61	33,10	26,80	21,90	18,20	15,20	12,70	10,70	9,10	7,70	6,00	3,90

9.3 EDIFICIO A

9.3.1 TRAVE DI FONDAZIONE

Si riportano di seguito le verifiche relative al minimo di armatura delle fondazioni dell'edificio A1; trattandosi di fondazioni costituite sia da una ciabatta di fondazione che da una parete, si è verificata l'armatura minima dei due elementi.

EDIFICIO A				
TRAVI DI FONDAZIONE TIPOLOGIA A				
	A_c [cm ²]	A_s [cm ²]	ρ_s [%]	
Ciabatta di fondazione arm. Superiore	4000	12.06	0.302	$\geq 0.2 \%$
Ciabatta di fondazione arm. Inferiore	4000	12.06	0.302	$\geq 0.2 \%$
Parete Dir. Orizzontale	2500	5.03	0.201	$\geq 0.2 \%$
Parete Dir. Verticale	2500	7.85	0.314	$\geq 0.2 \%$
TRAVI DI FONDAZIONE TIPOLOGIA B				
	A_c [cm ²]	A_s [cm ²]	ρ_s [%]	
Ciabatta di fondazione arm. Superiore	4000	9.24	0.231	$\geq 0.2 \%$
Ciabatta di fondazione arm. Inferiore	4000	9.24	0.231	$\geq 0.2 \%$
Parete Dir. Orizzontale	3500	7.85	0.224	$\geq 0.2 \%$
Parete Dir. Verticale	3500	7.85	0.224	$\geq 0.2 \%$
TRAVI DI FONDAZIONE TIPOLOGIA C				
	A_c [cm ²]	A_s [cm ²]	ρ_s [%]	
Ciabatta di fondazione arm. Superiore	8000	18.47	0.231	$\geq 0.2 \%$
Ciabatta di fondazione arm. Inferiore	8000	18.47	0.231	$\geq 0.2 \%$
Parete Dir. Orizzontale	3500	7.85	0.224	$\geq 0.2 \%$
Parete Dir. Verticale	3500	7.85	0.224	$\geq 0.2 \%$
TRAVI DI FONDAZIONE TIPOLOGIA D				
	A_c [cm ²]	A_s [cm ²]	ρ_s [%]	
Ciabatta di fondazione arm. Superiore	4000	9.24	0.231	$\geq 0.2 \%$
Ciabatta di fondazione arm. Inferiore	4000	9.24	0.231	$\geq 0.2 \%$
Parete Dir. Orizzontale	4500	11.31	0.251	$\geq 0.2 \%$
Parete Dir. Verticale	4500	11.31	0.251	$\geq 0.2 \%$
TRAVI DI FONDAZIONE TIPOLOGIA E				
	A_c [cm ²]	A_s [cm ²]	ρ_s [%]	
Ciabatta di fondazione arm. Superiore	4000	9.24	0.231	$\geq 0.2 \%$
Ciabatta di fondazione arm. Inferiore	4000	9.24	0.231	$\geq 0.2 \%$
Parete Dir. Orizzontale	2500	5.03	0.201	$\geq 0.2 \%$
Parete Dir. Verticale	2500	7.85	0.314	$\geq 0.2 \%$

Si riportano nel seguito le verifiche effettuate in merito alle travi di fondazione. In particolare, si fa riferimento alla trave tra gli appoggi S12-P17-S11-P16.

Si riportano nel seguito le verifiche effettuate mediante i software dedicati.

Trave in opera S12-P17-S11-P16:

Metodo di calcolo

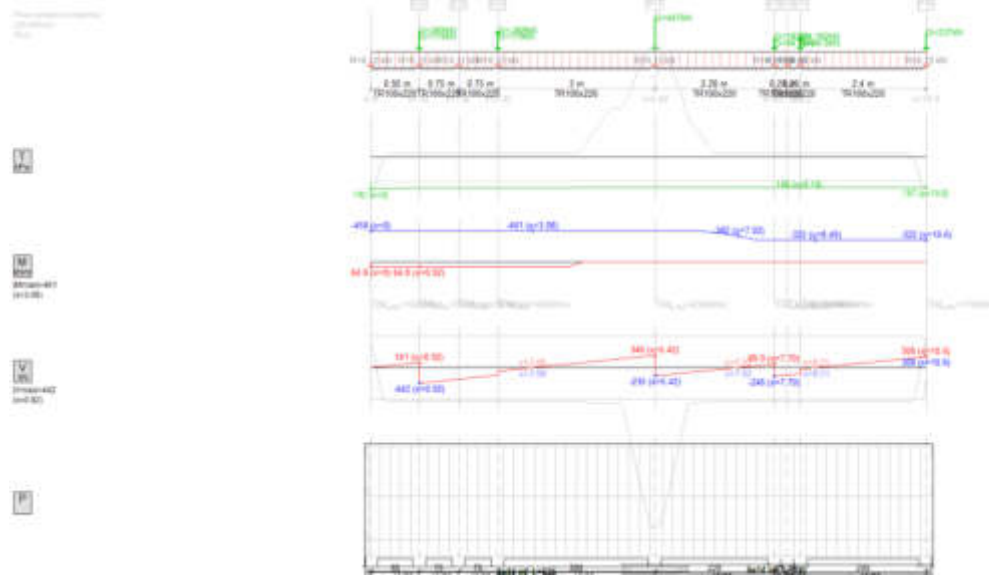
Stati limite

Norma di riferimento D.M. 17/01/18

Reazioni vincolari

App.	x [m]	R _{max} [kN]	R _{min} [kN]	R _{med} [kN]	App.	x [m]	R _{max} [kN]	R _{min} [kN]	R _{med} [kN]
1	0	0.12	0.12	0.12	2	0.92	0.13	0.13	0.13
3	1.67	0.11	0.11	0.11	4	2.42	0.13	0.13	0.13
5	5.42	0.13	0.13	0.13	6	7.70	0.17	0.17	0.17
7	7.95	0.18	0.18	0.18	8	8.20	0.16	0.16	0.16
9	10.6	0.13	0.13	0.13					

Schema di calcolo, diagrammi delle azioni interne (SLU), estrazione dei ferri



Caratteristiche meccaniche

Calcestruzzo

R _{ck} [MPa]	f _{ck} [MPa]	γ _c	f _{cd} [MPa]	f _{ctm} [MPa]	E _c [GPa]	ε _{c1} [‰]	ε _{cu} [‰]	Legame costitutivo
30.0	24.9	1.50	14.1	2.56	31.4	2.00	3.50	parabola-rettangolo

Acciaio

Tipo	f _{yk} [MPa]	γ _s	f _{sd} [MPa]	E _s [GPa]	ε _{sd} [‰]	ε _{su} [‰]	Legame costitutivo
B450C	450	1.15	391	206	1.90	67.5	elasto-plastico

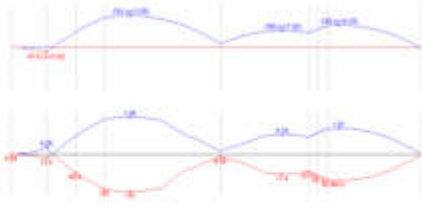
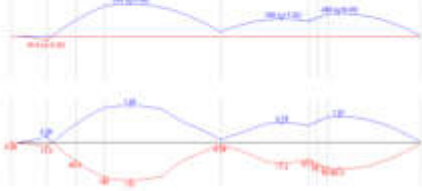
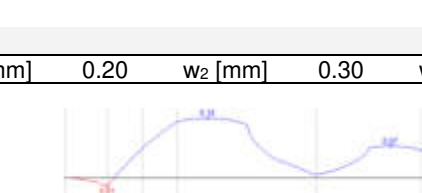
Verifiche a flessione (SLU)

x [m]	M _S [kNm]	M _R [kNm]	ψ = M _R /M _S	ε _{c,sup} [‰]	ε _{c,inf} [‰]	A _{sup}	A _{inf}
0	-458	-895	1.95	69.1	-2.30	4ø16	6ø14
0	64.8	1170	18.1	-3.50	54.8	4ø16	6ø14
0.92	64.8	2030	31.4	-3.50	32.0	4ø16	6ø14
3.08	-461	-1600	3.47	69.1	-3.23	4ø16	6ø14
7.02	-382	-1600	4.18	69.1	-3.23	4ø16	6ø14
8.49	-322	-1600	4.96	69.1	-3.23	4ø16	6ø14
10.6	-322	-895	2.78	69.1	-2.30	4ø16	6ø14




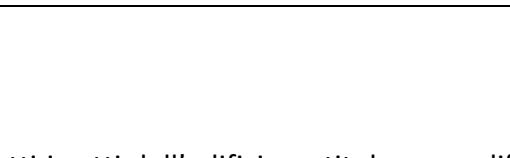
Verifiche a taglio (SLU)

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto l'asse della trave					cot(θ)	1.50
x [m]	V _s [kN]	V _R [kN]	ψ= V _R /V _s	d [cm]	b _w [cm]	staffe
0.92	-442	892	2.02	215	100	st. 10/20
0.92	141	892	6.35	215	100	st. 10/20
5.42	-235	892	3.79	215	100	st. 10/20
5.42	346	892	2.58	215	100	st. 10/20
7.70	-246	892	3.63	215	100	st. 10/20
7.70	99.9	892	8.93	215	100	st. 10/20
10.6	308	252	0.81	215	100	st. 10/20

SLE - Verifica delle tensioni in esercizio

Coefficienti di combinazione		Frequente	ψ ₁	0.70	Quasi permanente	ψ ₂	0.60
Comb. rara	x [m]	3.08					
	M _{Sd} [kNm]	-354					
	σ _c [MPa]	1.44					
	ψ _c	10.4					
	x [m]	3.08					
Comb. quasi permanente	M _{Sd} [kNm]	-354					
	σ _s [MPa]	135					
	ψ _s	2.68					
	x [m]	3.08					
	M _{Sd} [kNm]	-354					
Comb. quasi permanente	σ _s [MPa]	135					
	x [m]	3.08					
	M _{Sd} [kNm]	-354					
	σ _s [MPa]	135					
	x [m]	3.08					

SLE - Verifica di fessurazione

Gruppi di esigenze		a	w ₁ [mm]	0.20	w ₂ [mm]	0.30	w ₃ [mm]	0.40
Comb. rara	x [m]	3.08						
	M _{Sd} [kNm]	-354						
	Δ _{sm} [cm]	36.0						
	ε _{sm} [‰]	0.39						
	w _d [mm]	0.14						
Comb. frequente	ψ	n.d.						
	x [m]	3.08						
	M _{Sd} [kNm]	-354						
	Δ _{sm} [cm]	36.0						
	ε _{sm} [‰]	0.39						
Comb. quasi permanente	w _d [mm]	0.14						
	ψ	2.83						
	x [m]	3.08						
	M _{Sd} [kNm]	-354						
	Δ _{sm} [cm]	36.0						
Comb. quasi permanente	ε _{sm} [‰]	0.39						
	w _d [mm]	0.14						
	ψ	2.12						
	x [m]	3.08						
	M _{Sd} [kNm]	-354						

9.3.2 SETTI DI CONTROVENTO

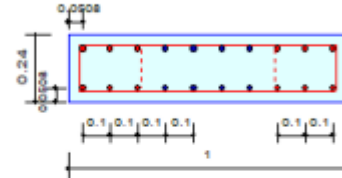
Sono state condotte le verifiche di resistenza di tutti i setti dell'edificio; a titolo esemplificativo si riportano di seguito le verifiche relative ai setti S7 e S12 del fabbricato "Edificio A", tra i maggiormente sollecitati. Nelle figure seguenti si riportano le caratteristiche geometriche, i dettagli costruttivi, le verifiche a taglio e i grafici momento-azione assiale del setto in questione ai vari piani.

9.3.2.1 SETTO S7:

1. Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018
 Wall ID : 7 (Wall Mark : wM0007)
 Story-MN, Shear : 1F (Height = 3.35 m), 2F (Height = 3.4 m)
 Material Data : $f_{ck} = 28000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa
 $f_{yke} = 450000$ KPa
 Wall Dim. (Length*Thk) : 1*0.24 m
 Vertical Rebar : P16 @100 ($A_{sV} = 0.00402$ m²/m)
 End Rebar : 6-P24 @100

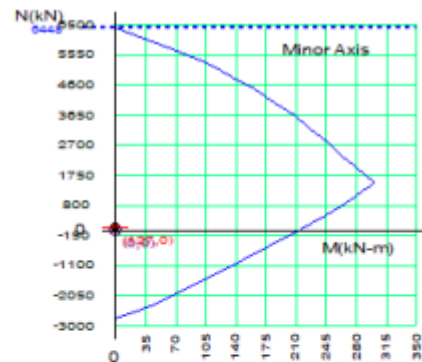
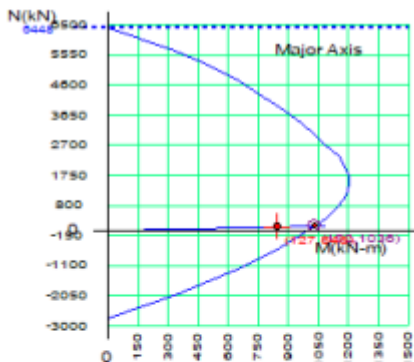
Unit System : kN, m



2. Axial and Moments Capacity

Concentric Max. Axial Load $N_{Rdmax} = 6448.08$ kN

	y (LCB : 6, POS : I)	z (LCB : 6, POS : I)
N_{Ed} (kN)	127.074	127.074
N_{Rd} (kN)	152.406	0.00000
N_{Ed} / N_{Rd}	$0.834 < 1.000$ O.K	$0.000 < 1.000$ O.K
M_{Ed} (kN-m)	848.298	0.00000
M_{Rd} (kN-m)	1036.48	0.00000
M_{Ed} / M_{Rd}	$0.818 < 1.000$ O.K	$0.000 < 1.000$ O.K



3. Shear Capacity

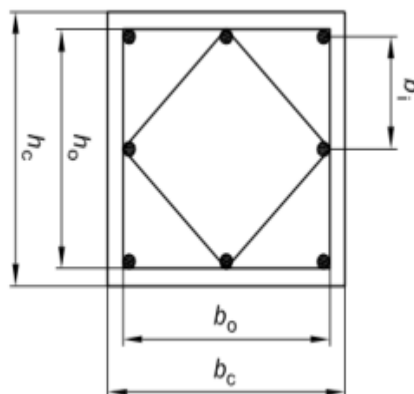
Applied Shear Force $V_{Ed} = 129.523$ kN (Load Combination : 10)
 Shear Ratio by Conc $V_{Ed}/V_{Rdc} = 129.523 / 140.652 = 0.9209$
 Shear Ratio by V_{Rds} $V_{Ed}/V_{Rds} = 129.523 / 500.791 = 0.2586$
 Shear Ratio by V_{Rdmax} $V_{Ed}/V_{Rdmax} = 129.523 / 771.120 = 0.1680$
 Shear Ratio $V_{Ed}/V_{Rd} = 0.921 < 1.000$ O.K
 ($A_{sw-H_{req}} = 0.00048$ m²/m, P10 @100)

Le verifiche di resistenza del setto risultano soddisfatte.

Si riportano nel seguito le verifiche di duttilità della zona dissipativa del setto S7, con pilastri armati in zona critica tramite staffe $\phi 10$ passo 10cm, in accordo al cap. 7.4.6.2.3 della Normativa Vigente.

La verifica di duttilità dei pilastri risulta soddisfatta, in accordo alla limitazione [7.4.32].

input							
fck	28	Mpa			q0	2.4	
fcd	15.87	Mpa			Tc	0.674	s
fyk	450	Mpa			T1	0.647	s
fyd	391.30	Mpa			domanda di curvatura	4.70	
bc	240	mm					
L setto	1000	mm			Nsd (SLV)	134.1	kN
h pilastro	360	mm			nu_d	0.035	< 0,4
ricoprimento cls	30	mm					
b0	170	mm					
h0	290	mm			epsilon_y,s	0.001957	
n_long	6				n_as,v	2	
d_long	16	mm			as,v	0.5	cm2
d_staffa	10	mm			passo As,v	20	cm
d_trasversali	6	mm			rho_v	0.002083	
passo staffa	100	mm			omega_v	0.051	
bi_x	144	mm					
n_x1	1						
n_x2	0						
hi_y	88.00	mm					
n_y	3						
alpha_n	0.773						
alpha_s	0.584						
alpha	0.451						
braccia dir x	4						
L_x	170	mm					
volume staffe V	36298.4	mm3					
braccia dir y	2						
L_y	290	mm					
volume staffe V	45530	mm3					
Vstaffe	81828.4	mm3					
Vcls	4930000	mm3					
omega_wd	0.409						
alpha*omega_w	0.185	>	valore di controllo	-0.001			
omega_wd	0.409	>	valore di controllo	0.080			
Asl_pil (cm2)	12.06	cm2					
1%≤rho_pil≤4%	1.40%	ok					

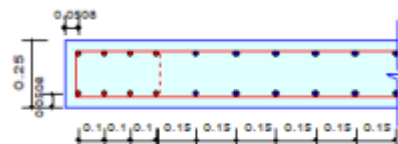


9.3.2.2 SETTO S12:

1. Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018
 Wall ID : 12 (Wall Mark : wM0012)
 Story : 2F (Height = 3.4 m)
 Material Data : $f_{ck} = 28000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa
 $f_{yk} = 450000$ KPa
 Wall Dim. (Length*Thk) : 2*0.25 m
 Vertical Rebar : P16 @150 ($A_s/V = 0.00268$ m²/m)
 End Rebar : 8-P20 @100

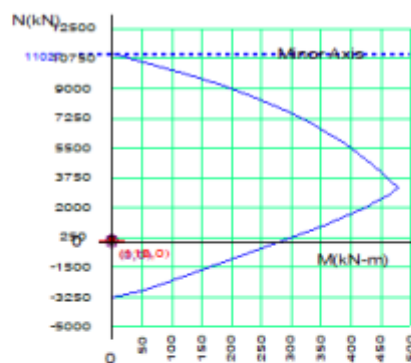
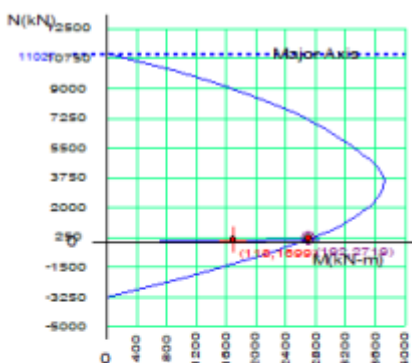
Unit System : kN, m



2. Axial and Moments Capacity

Concentric Max. Axial Load $N_{Rdmax} = 11026.9$ kN

	y (LCB : 10, POS : I)	z (LCB : 10, POS : I)
N_{Ed} (kN)	117.920	117.920
N_{Rd} (kN)	191.818	0.00000
N_{Ed} / N_{Rd}	$0.615 < 1.000$ OK	$0.000 < 1.000$ OK
M_{Ed} (kN-m)	1699.39	0.00000
M_{Rd} (kN-m)	2719.24	0.00000
M_{Ed} / M_{Rd}	$0.625 < 1.000$ OK	$0.000 < 1.000$ OK



3. Shear Capacity

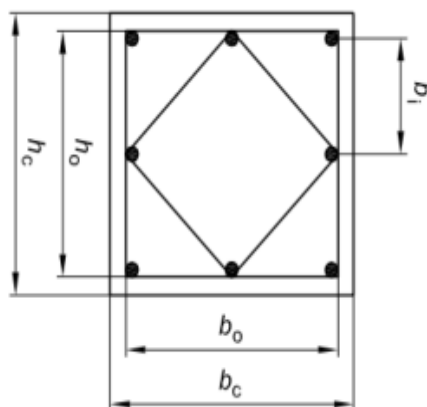
Applied Shear Force $V_{Ed} = 496.481$ kN (Load Combination : 10)
 Shear Ratio by Conc $V_{Ed}/V_{Rdc} = 496.481 / 222.480 = 2.2316$
 Shear Ratio by V_{Rds} $V_{Ed}/V_{Rds} = 496.481 / 1001.58 = 0.4957$
 Shear Ratio by V_{Rdmax} $V_{Ed}/V_{Rdmax} = 496.481 / 1606.50 = 0.3090$
 Shear Ratio $V_{Ed}/V_{Rd} = 0.496 < 1.000$ OK
 ($A_{sw}-H_{req} = 0.00078$ m²/m, P10 @100)

Le verifiche di resistenza del setto risultano soddisfatte.

Si riportano nel seguito le verifiche di duttilità della zona dissipativa del setto S12, con pilastri armati in zona critica tramite staffe $\phi 10$ passo 10cm, in accordo al cap. 7.4.6.2.3 della Normativa Vigente.

La verifica di duttilità dei pilastri risulta soddisfatta, in accordo alla limitazione [7.4.32].

fck	28	Mpa			q0	2.4	
fcd	15.87	Mpa			Tc	0.674	s
fyk	450	Mpa			T1	0.421	s
fyd	391.30	Mpa			domanda di curvatura	6.58	
bc	250	mm					
L setto	2000	mm			Nsd (SLV)	307.2	kN
h pilastro	400	mm			nu_d	0.039	< 0,4
ricoprimento cls	30	mm					
b0	180	mm					
h0	330	mm			epsilon_y,s	0.001957	
n_long	8						
d_long	20	mm			n_as,v	2	
d_staffa	10	mm			as,v	0.5	cm ²
d trasversali	6	mm			passo As,v	20	cm
passo staffa	100	mm			rho_v	0.002	
bi_x	150	mm			omega_v	0.049	
n_x1	1						
n_x2	0						
hi_y	100.00	mm					
n_y	3						
alpha_n	0.769						
alpha_s	0.613						
alpha	0.471						
braccia dir x	4						
L_x	180	mm					
volume staffe V	38433.6	mm ³					
braccia dir y	2						
L_y	330	mm					
volume staffe V	51810	mm ³					
Vstaffe	90243.6	mm ³					
Vcls	5940000	mm ³					
omega_wd	0.375						
alpha*omega_w	0.176	>	valore di controllo	0.012			
omega_wd	0.375	>	valore di controllo	0.080			
Asl_pil (cm ²)	25.12	cm ²					
1%≤rho_pil≤4%	2.51%	ok					



9.3.3 PILASTRI

In accordo allo schema statico scelto, si riportano di seguito le verifiche a compressione semplice dei pilastri. La resistenza a compressione semplice è stata calcolata mediante la formula C4.1.4 riportata nella Circolare 21 gennaio 2019 n. 7, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018" ovvero:

$$N_{Rd} = 0.8 A_{cfcd} + A_{s,tot} f_{yd}$$

Si riportano di seguito le verifiche strutturali dei pilastri P7 e P14 maggiormente sollecitati dell'Edificio A.

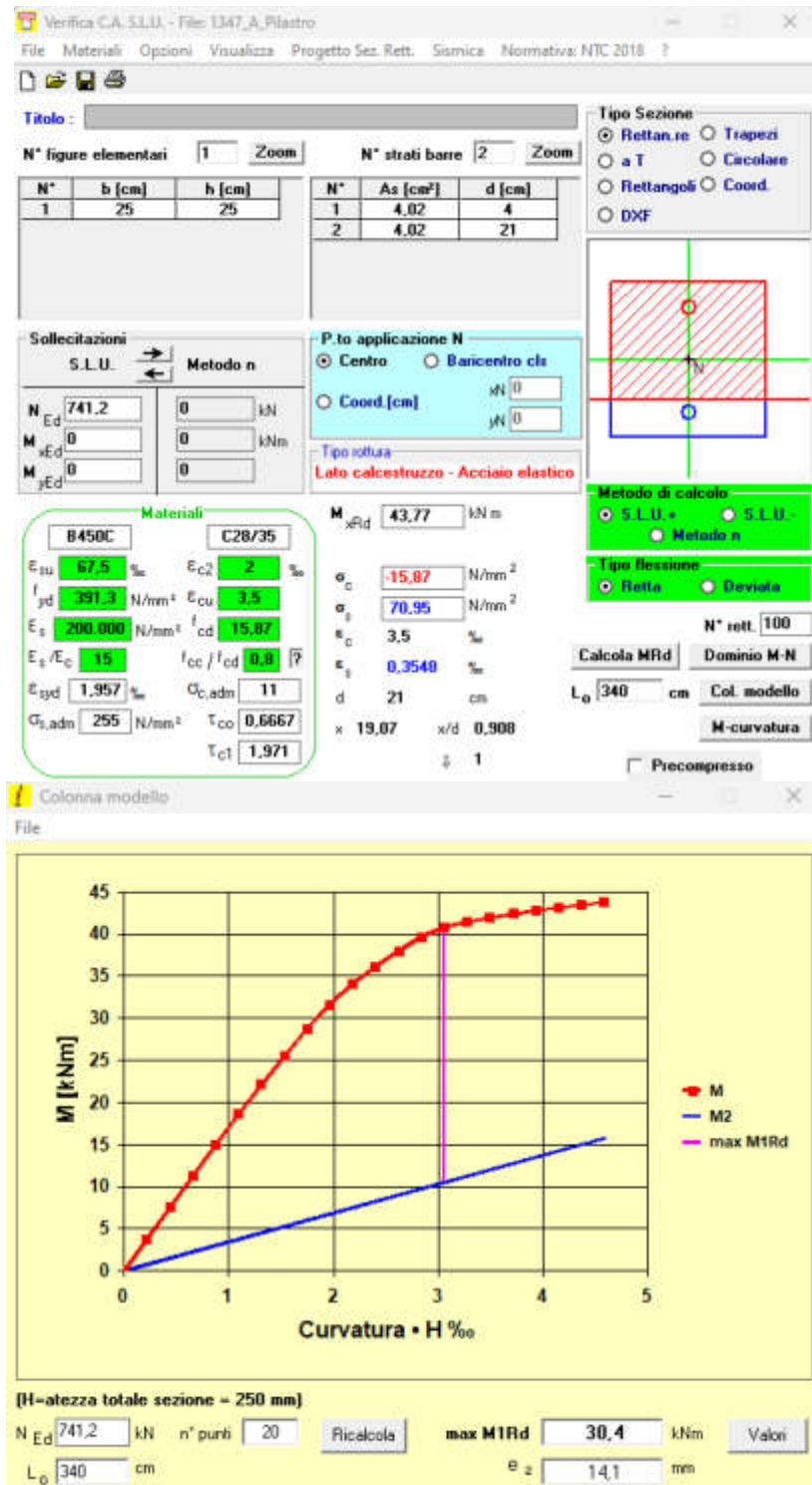
P7		Nsd	Bx	By	n. ferri	D	As	Nrd	R>S	rho (%)
	imp2	335.6	25	25	4	16	8.04	1107.88	✓	1.29
	imp1	741.2	25	25	4	16	8.04	1107.88	✓	1.29
P14		Nsd	Bx	By	n. ferri	D	As	Nrd	R>S	rho (%)
	imp2	339.6	25	25	4	16	8.04	1107.88	✓	1.29
	imp1	813.9	25	25	4	16	8.04	1107.88	✓	1.29

Per tutti i pilastri è stata eseguita la verificata di instabilità. Si riporta la verifica del pilastro P14 al piano terra, eseguita tramite il metodo della colonna modello.

9.3.3.1 PILASTRO P7

La sollecitazione assiale massima al piano terra risulta pari a 741,2 kN; la luce di libera inflessione viene considerata pari a 3.40 m. L'eccentricità accidentale da considerarsi in accordo alla normativa vigente è pari a 0,020 m (NTC 4.1.3.4.2, [... eccentricità pari almeno a $1/200 \cdot h \geq 20mm$ con h altezza di libera inflessione del pilastro.]); pertanto il momento che sollecita la sezione nella direzione di minore inerzia è pari a 14,82 kNm.

Si riporta di seguito una sintesi della verifica, che risulta soddisfatta.



Mrd = 30,4 kNm > Med = 14.82 kNm VERIFICATO

La verifica ad instabilità risulta soddisfatta.

Come precedentemente esposto, per l'edificio in oggetto i pilastri non contribuiscono alla resistenza al sisma, sono quindi elementi "secondari". Tali elementi, tuttavia, devono essere in grado di assorbire le deformazioni della struttura soggetta all'azione sismica di progetto mantenendo la capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

Si è, dunque, proceduto alla verifica della duttilità dei pilastri, confrontando la domanda in duttilità di curvatura espressa mediante il fattore di duttilità, valutata in maniera approssimata come segue:

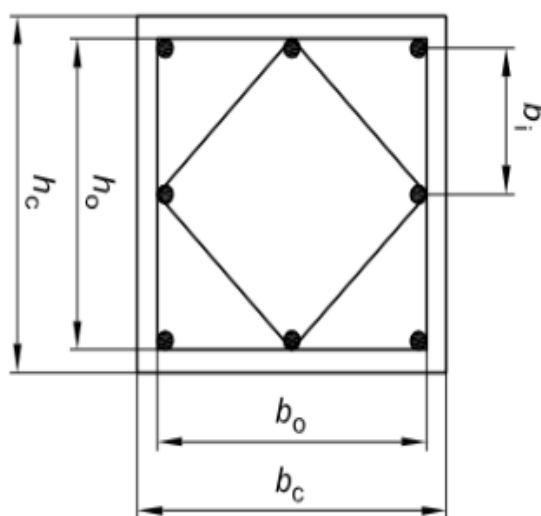
$$\mu_{\phi} = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot \left(1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

e la capacità in duttilità di curvatura calcolata come indicato al §4.1.2.3.4.2.

A titolo di esempio si riporta nel seguito la verifica di duttilità del pilastro P7.

La sollecitazione massima SLV è pari a 487,1 kN, la domanda di curvatura allo SLC è pari a 4,69, mentre la forza assiale adimensionalizzata è pari a 0,491.

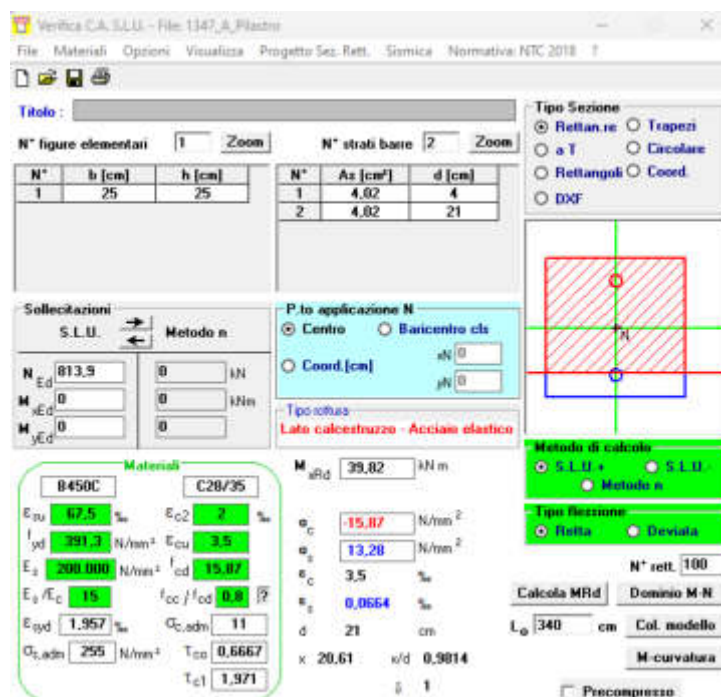
fck	28 Mpa		q0	2.4	
fcd	15.87 Mpa		Tc	0.674	s
fyk	450 Mpa		T1	0.637	s
fyd	391.30 Mpa		domanda di curvatura	4.76	
bc	250 mm		Nsd (SLV)	487.1	kN
hc	250 mm		nu_d	0.491	
ricoprimento cls	25 mm				
b0	190 mm		epsilon_y,s	0.001957	
h0	190 mm				
d_long	16 mm				
d_staffa	10 mm				
d_trasversali	10 mm				
passo staffa	75 mm				
bi_x	164 mm				
n_x	1				
hi_y	164.00 mm				
n_y	1				
alpha_n	0.503				
alpha_s	0.644				
alpha	0.324				
braccia dir x	2				
L_x	190 mm				
volume staffe Vx	29830 mm3				
braccia dir y	2				
L_y	190 mm				
volume staffe Vy	29830 mm3				
Vstaffe	59660 mm3				
Vcls	2707500 mm3				
omega_wd	0.543				
alpha*omega_wd	0.176	>	valore di controllo	0.145	



9.3.3.2 PILASTRO P14

La sollecitazione assiale massima al piano terra risulta pari a 813,9 kN; la luce di libera inflessione viene considerata pari a 3.40 m. L'eccentricità accidentale da considerarsi in accordo alla normativa vigente è pari a 0,020 m (NTC 4.1.3.4.2, [... *eccentricità pari almeno a $1/200 \cdot h \geq 20\text{mm}$ con h altezza di libera inflessione del pilastro.*]); pertanto il momento che sollecita la sezione nella direzione di minore inerzia è pari a 16,28 kNm.

Si riporta di seguito una sintesi della verifica, che risulta soddisfatta.



Verifica CA.SLU - File: 1347_A_Pilastro

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018

TITOLO :

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	25	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4,02	4
2	4,02	21

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N: 813,9 kN
M_{Ed}: 0 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

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

Tipi rotture
Lato calcestruzzo - Acciaio elastico

Materiali

Proprietà	B450C	C28/35
E_{cu}	67,5 %	2 %
f_{yk}	291,3 N/mm²	3,5
E_s	200.000 N/mm²	15,07
E_s / E_c	15	0,8
E_{yk}	1.957 %	11
$G_{c,adm}$	255 N/mm²	0,6667
T_{c1}		1,971

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

Tipi sezione
Rett. Deviata

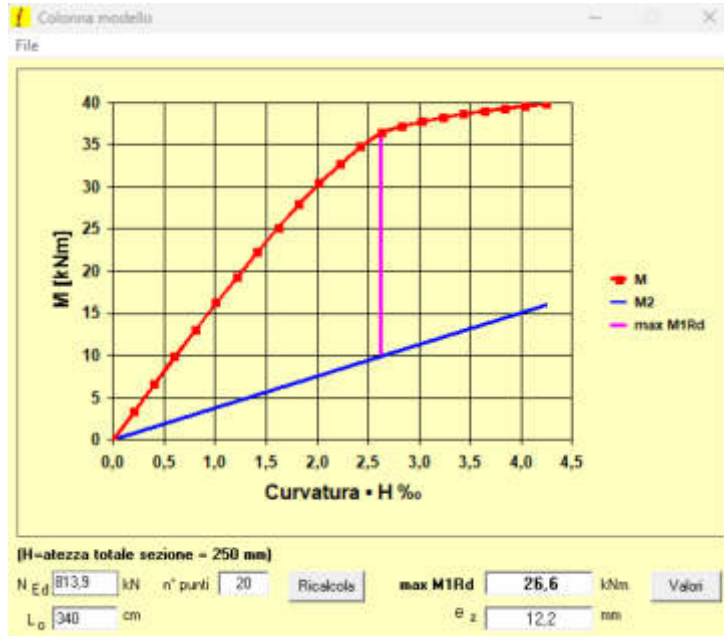
N° rett: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 340 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso



$M_{rd} = 26,6 \text{ kNm} > M_{ed} = 16,28 \text{ kNm}$ VERIFICATO

La verifica ad instabilità risulta soddisfatta.

Come precedentemente esposto, per l'edificio in oggetto i pilastri non contribuiscono alla resistenza al sisma, sono quindi elementi "secondari". Tali elementi, tuttavia, devono essere in grado di assorbire le deformazioni della struttura soggetta all'azione sismica di progetto mantenendo la capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

Si è, dunque, proceduto alla verifica della duttilità dei pilastri, confrontando la domanda in duttilità di curvatura espressa mediante il fattore di duttilità, valutata in maniera approssimata come segue:

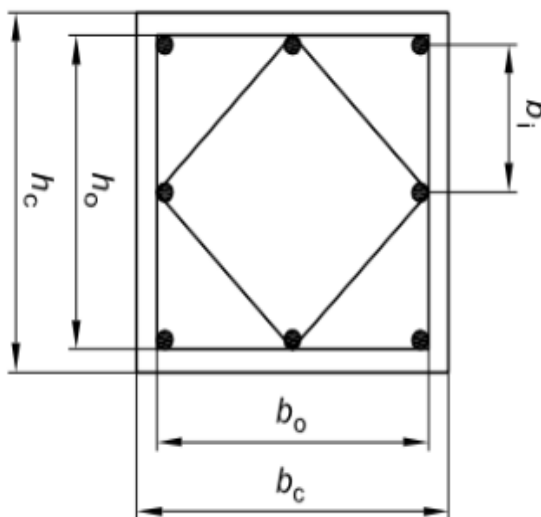
$$\mu_{\phi} = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot \left(1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

e la capacità in duttilità di curvatura calcolata come indicato al §4.1.2.3.4.2.

A titolo di esempio si riporta nel seguito la verifica di duttilità del pilastro P14.

La sollecitazione massima SLV e pari a 540,7,1 kN, la domanda di curvatura allo SLC e pari a 6,58, mentre la forza assiale adimensionalizzata e pari a 0,545.

fck	28 Mpa	q0	2.4	
fcd	15.87 Mpa	Tc	0.674	s
fyk	450 Mpa	T1	0.421	s
fyd	391.30 Mpa	domanda di curvatura	6.58	
bc	250 mm	Nsd (SLV)	540.7 kN	
hc	250 mm	nu_d	0.545	
ricoprimento cls	25 mm	epsilon_y,s	0.001957	
b0	190 mm			
h0	190 mm			
d_long	16 mm			
d_staffa	10 mm			
d_trasversali	10 mm			
passo staffa	50 mm			
bi_x	164 mm			
n_x	1			
hi_y	164.00 mm			
n_y	1			
alpha_n	0.503			
alpha_s	0.754			
alpha	0.380			
braccia dir x	2			
L_x	190 mm			
volume staffe Vx	29830 mm3			
braccia dir y	2			
L_y	190 mm			
volume staffe Vy	29830 mm3			
Vstaffe	59660 mm3			
Vcls	1805000 mm3			
omega_wd	0.815			
alpha*omega_wd	0.309	>	valore di controllo	0.242



9.3.4 TRAVI IN C.A.

Si riportano nel seguito le verifiche effettuate in merito alle travi in elevazione. In particolare, si fa riferimento alla trave tra gli appoggi P6-P5-S4 del secondo impalcato e alla trave P11-P13-P16-P18 del terzo impalcato.

Si riportano nel seguito le verifiche effettuate mediante i software dedicati.

9.3.4.1 TRAVE IN OPERA P6-P5-S4:

Metodo di calcolo

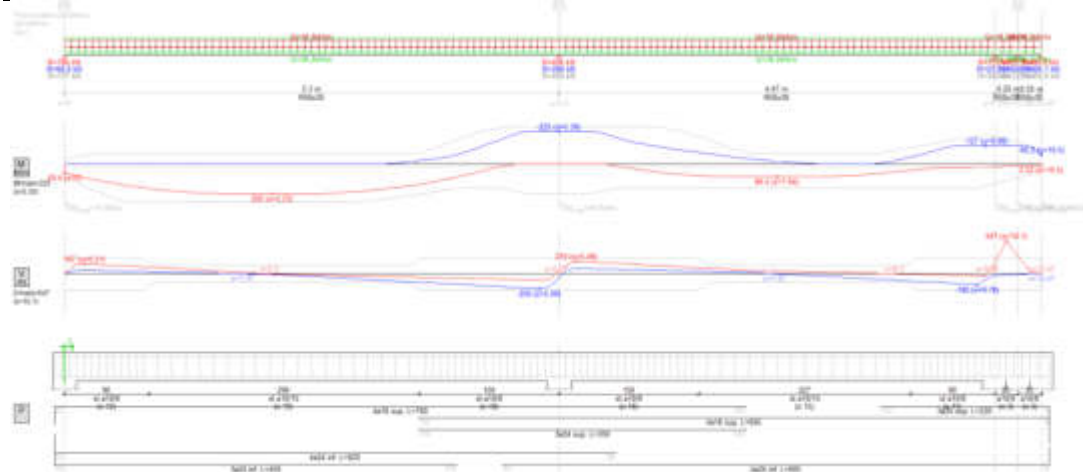
Stati limite

Norma di riferimento D.M. 17/01/18

Reazioni vincolari

App.	x [m]	R _{max} [kN]	R _{min} [kN]	R _{med} [kN]	App.	x [m]	R _{max} [kN]	R _{min} [kN]	R _{med} [kN]
1	0	184	66.9	177	2	5.30	494	206	494
3	9.97	755	23.9	549	4	10.2	39.9	-500	-325
5	10.5	10.6	-34.1	-16.6					

Schema di calcolo, diagrammi delle azioni interne (SLU), estrazione dei ferri



Caratteristiche meccaniche

Calcestruzzo

R _{ck} [MPa]	f _{ck} [MPa]	γ _c	f _{cd} [MPa]	f _{ctm} [MPa]	E _c [GPa]	ε _{cc1} [‰]	ε _{cu} [‰]	Legame costitutivo
35.0	29.0	1.50	16.5	2.83	32.6	2.00	3.50	parabola-rettangolo

Acciaio

Tipo	f _{yk} [MPa]	γ _s	f _{sd} [MPa]	E _s [GPa]	ε _{sd} [‰]	ε _{su} [‰]	Legame costitutivo
B450C	450	1.15	391	206	1.90	67.5	elasto-plastico

Verifiche a flessione (SLU)

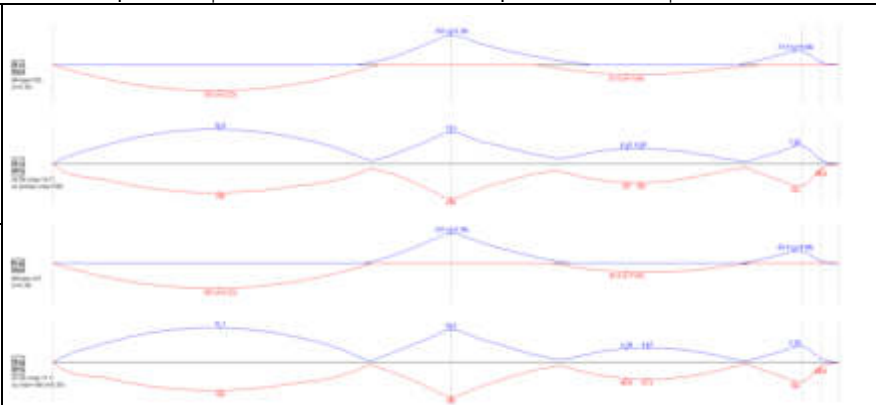
x [m]	M _s [kNm]	M _R [kNm]	ψ= M _R /M _s	ε _{c,sup} [‰]	ε _{c,inf} [‰]	A _{sup}	A _{inf}
0	59.4	91.6	1.54	-3.50	17.5	4φ16	7φ24
2.23	202	256	1.27	-3.50	4.07	4φ16	7φ24
5.30	-225	-260	1.16	11.6	-3.50	8φ16+3φ24	8φ24
7.64	86.5	161	1.86	-3.50	11.6	4φ16	4φ24
9.88	-127	-192	1.51	13.3	-3.50	4φ16+3φ24	4φ24
10.5	-65.2	-95.1	1.46	17.7	-3.50	4φ16+3φ24	4φ24
10.5	2.52	51.5	20.5	-3.50	24.3	4φ16+3φ24	4φ24

Verifiche a taglio (SLU)

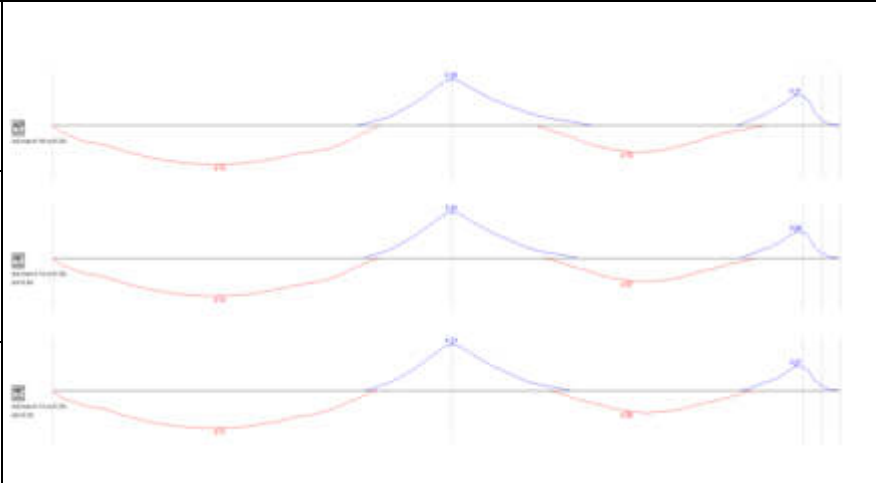
Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto l'asse della trave cot(θ) 1.50

x [m]	V _s [kN]	V _R [kN]	ψ= V _R /V _s	d [cm]	b _w [cm]	staffe
0.21	167	270	1.62	26	50	st. 10/8
5.09	-250	270	1.08	26	50	st. 10/8
5.49	210	270	1.28	26	50	st. 10/8
9.78	-182	270	1.48	26	50	st. 10/8
10.1	547	270	0.49	26	50	st. 10/8

SLE - Verifica delle tensioni in esercizio

Coefficienti di combinazione			Frequente	ψ_1	0.50	Quasi permanente	ψ_2	0.30
Comb. rara	x [m]	2.12						
	M _{Sd} [kNm]	135						
	σ _c [MPa]	14.7						
	ψ _c	1.19						
	x [m]	5.30						
	M _{Sd} [kNm]	-155						
	σ _s [MPa]	238						
Comb. quasi permanente	ψ _s	1.51						
	x [m]	2.12						
	M _{Sd} [kNm]	103						
	σ _c [MPa]	11.1						
	ψ _c	1.17						
	x [m]	5.30						
	M _{Sd} [kNm]	-121						
	σ _s [MPa]	186						

SLE - Verifica di fessurazione

Gruppi di esigenze			a	w ₁ [mm]	0.20	w ₂ [mm]	0.30	w ₃ [mm]	0.40
Comb. rara	x [m]	5.30							
	M _{Sd} [kNm]	-155							
	Δ _{sm} [cm]	16.9							
	ε _{sm} [‰]	1.07							
	w _d [mm]	0.18							
	ψ	n.d.							
	ψ	n.d.							
Comb. frequente	x [m]	5.30							
	M _{Sd} [kNm]	-131							
	Δ _{sm} [cm]	16.9							
	ε _{sm} [‰]	0.88							
	w _d [mm]	0.14							
	ψ	2.68							
	ψ	2.68							
Comb. quasi permanente	x [m]	5.30							
	M _{Sd} [kNm]	-121							
	Δ _{sm} [cm]	16.9							
	ε _{sm} [‰]	0.81							
	w _d [mm]	0.13							
	ψ	2.19							
	ψ	2.19							

9.3.4.2 TRAVE IN OPERA P11-P13-P16-P18

Metodo di calcolo

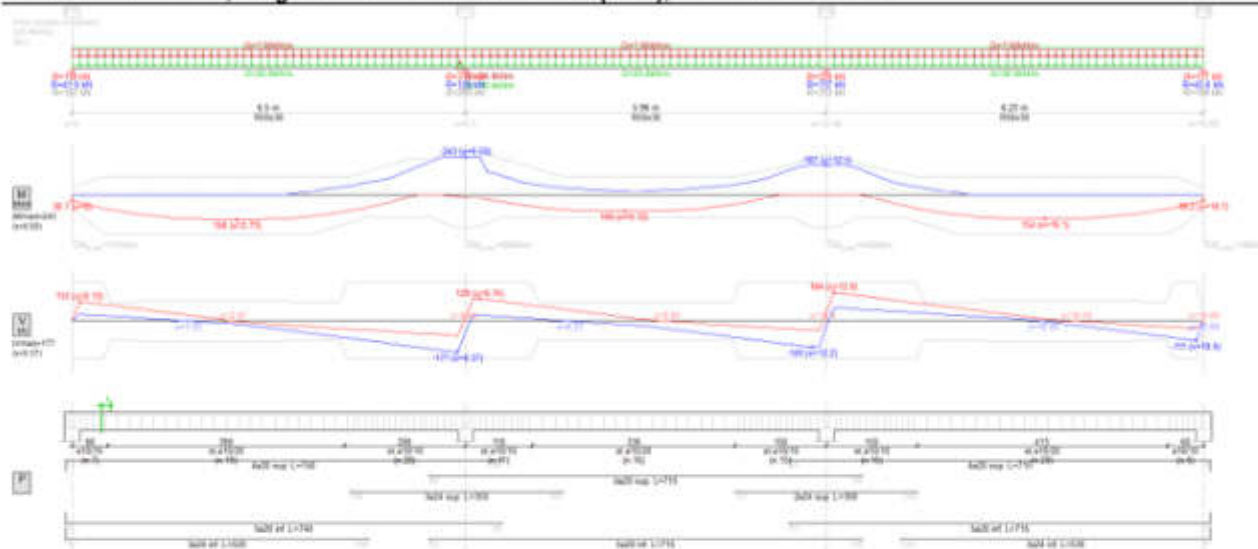
Stati limite

Norma di riferimento D.M. 17/01/18

Reazioni vincolari

App. x [m]	R_{max} [kN]	R_{min} [kN]	R_{med} [kN]	App. x [m]	R_{max} [kN]	R_{min} [kN]	R_{med} [kN]
1	0	118	41.9	2	6.50	317	299
3	12.5	329	137	4	18.7	117	109

Schema di calcolo, diagrammi delle azioni interne (SLU), estrazione dei ferri



Caratteristiche meccaniche

Calcestruzzo

R_{ck} [MPa]	f_{ck} [MPa]	γ_c	f_{cd} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_c [GPa]	ϵ_{c1} [‰]	ϵ_{cu} [‰]	Legame costitutivo
35.0	29.0	1.50	16.5	2.83	32.6	2.00	3.50	parabola-rettangolo

Acciaio

Tipo	f_{yk} [MPa]	γ_s	f_{sd} [MPa]	E_s [GPa]	ϵ_{sd} [‰]	ϵ_{su} [‰]	Legame costitutivo
B450C	450	1.15	391	206	1.90	67.5	elasto-plastico

Verifiche a flessione (SLU)

x [m]	M_s [kNm]	M_R [kNm]	$\psi = M_R/M_s $	$\epsilon_{cs, sup}$ [‰]	$\epsilon_{cs, int}$ [‰]	A_{sup}	A_{inf}
0	38.7	93.6	2.42	-3.50	17.7	4ø20	5ø20+3ø24
2.73	158	252	1.59	-3.50	7.20	4ø20	5ø20+3ø24
6.50	-243	-284	1.17	10.7	-3.50	8ø20+3ø24	10ø20
9.12	106	141	1.34	-3.50	15.6	4ø20	5ø20
12.5	-187	-246	1.31	12.6	-3.50	8ø20+2ø24	10ø20
16.1	154	252	1.63	-3.50	7.20	4ø20	5ø20+3ø24
18.7	38.2	96.5	2.53	-3.50	17.3	4ø20	5ø20+3ø24

Verifiche a taglio (SLU)

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto l'asse della trave $\cot(\theta)$ 1.50						
x [m]	V_s [kN]	V_R [kN]	$\psi = V_R/V_s $	d [cm]	$b_{w, x}$ [cm]	staffe
0.13	112	216	1.92	26	50	st. 10/10
6.37	-177	216	1.22	26	50	st. 10/10
6.74	129	216	1.68	26	50	st. 10/10
12.2	-149	216	1.45	26	50	st. 10/10
12.6	164	216	1.32	26	50	st. 10/10
18.6	-111	216	1.95	26	50	st. 10/10

SLE - Verifica delle tensioni in esercizio

Coefficienti di combinazione		Frequente	ψ_1	0.50	Quasi permanente	ψ_2	0.30
Comb. rara	x [m]	6.50					
	M_{sd} [kNm]	-167					
	σ_c [MPa]	13.9					
	ψ_c	1.25					
	x [m]	6.50					
	M_{sd} [kNm]	-167					
Comb. quasi permanente	x [m]	6.50					
	M_{sd} [kNm]	-135					
	σ_c [MPa]	11.3					
	ψ_c	1.16					
	x [m]	6.50					
	M_{sd} [kNm]	-135					

SLE - Verifica di fessurazione

Gruppi di esigenze		a	w_1 [mm]	0.20	w_2 [mm]	0.30	w_3 [mm]	0.40
Comb. rara	x [m]	6.50						
	M_{sd} [kNm]	-167						
	Δ_{sm} [cm]	16.6						
	ε_{sm} [‰]	1.05						
	w_d [mm]	0.17						
	ψ	n.d.						
Comb. frequente	x [m]	6.50						
	M_{sd} [kNm]	-144						
	Δ_{sm} [cm]	16.6						
	ε_{sm} [‰]	0.89						
	w_d [mm]	0.14						
	ψ	2.68						
Comb. quasi permanente	x [m]	6.50						
	M_{sd} [kNm]	-135						
	Δ_{sm} [cm]	16.6						
	ε_{sm} [‰]	0.83						
	w_d [mm]	0.13						
	ψ	2.16						

9.3.5 SOLAIO ALVEOLARE

Il solaio del primo impalcato, in corrispondenza del pavimento del piano terra, sarà realizzato mediante solai prefabbricati alveolari caratterizzati da una luce pari a 6,25 m. Relativamente al primo impalcato il carico applicato in combinazione rara risulta essere pari a 7.5 kN/m^2 (considerando $g_2=4.5 \text{ kN/mq}$ e $q_{\text{cat C}} = 3.0 \text{ kN/mq}$).

La tipologia scelta risulta essere solaio alveolare 20+5cm, di cui si riportano le tabelle di portata:

NEW-CEM ES 20

Immagini

H 20 rasato

H 20 cappa da 5 cm

CARATTERISTICHE PRINCIPALI DEL PRODOTTO

	Descrizione	U.M.	Valore
Prodotto	Peso proprio (P.P.)	kN/m ²	2,8
	Trasporto	m ² /viaggio	105
	Volume di cls per rasatura	m ³ /m ²	0,009
Rasato	Conducibilità equivalente (λ_{eq})	W/mK	1,33
	Calore specifico (Cs)	kJ/kgK	0,92
	Fattore di resistenza al vapore (μ)	-	89,7
	Potere fonoisolante (Rw)	dB	47,7
Cappa 5 cm	Calpestio (Lnw,eq)	dB	78,4
	Conducibilità equivalente (λ_{eq})	W/mK	1,41
	Calore specifico (Cs)	kJ/kgK	0,92
	Fattore di resistenza al vapore (μ)	-	101,7
	Potere fonoisolante (Rw)	dB	53,7
	Calpestio (Lnw,eq)	dB	72,8

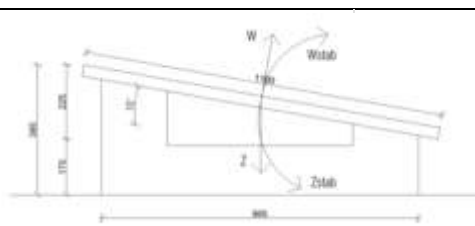
H 20 CON CAPPDA 5 cm - carico in kN/m²

	luce (m)	4	4,5	5	5,5	6	6,5	7	7,5	8,0	8,5	9,0	9,5	10,0
Codice Armatura	ES 20 Ta	-	-	15,30	11,10	7,90	5,40	3,40	1,80	-	-	-	-	-
		25,90	19,70	15,30	12,10	9,60	7,60	6,00	4,70	3,80	2,90	2,20	1,60	-
	ES 20 Tb	-	-	-	14,30	10,60	7,70	5,40	3,60	2,00	-	-	-	-
		30,10	23,10	18,00	14,30	11,40	9,20	7,40	6,00	4,80	3,80	3,00	2,30	-
	ES 20 Tc	-	-	-	-	13,10	9,90	7,30	5,20	3,50	2,00	-	-	-
		34,10	26,30	20,60	16,40	13,30	10,80	8,70	7,20	5,80	4,70	3,80	3,00	1,20
	ES 20 Td	-	-	-	-	-	-	9,90	7,40	5,40	3,80	2,40	1,20	-
		39,30	30,40	24,00	19,20	15,60	12,70	10,50	8,60	7,10	5,90	4,90	3,80	1,90
	ES 20 Te	-	-	-	-	-	-	-	9,70	7,40	5,50	3,90	2,60	1,30
		44,20	34,30	27,20	21,90	17,80	14,60	12,10	10,10	8,40	7,00	5,80	4,50	2,60
	ES 20 Tf	-	-	-	-	-	-	-	-	9,40	7,30	5,50	4,00	2,70
		49,00	38,10	30,20	24,40	19,90	16,40	13,70	11,40	9,60	8,10	6,80	5,30	3,20
	ES 20 Tg	-	-	-	-	-	-	-	-	-	9,00	7,00	5,40	-
		53,50	41,61	33,10	26,80	21,90	18,20	15,20	12,70	10,70	9,10	7,70	6,00	3,90

9.4 VERIFICA A SOLLEVAMENTO E RIBALTAMENTO DEI PANNELLI FOTOVOLTAICI

Le pannellature dell'impianto fotovoltaico sono state verificate a ribaltamento e sollevamento alla pressione del vento, utilizzando i coefficienti agli SLU pari a 1,5 per i carichi sfavorevoli e 0,9 per i carichi favorevoli.

A favore di sicurezza si è scelto di adottare per tutte le verifiche un coefficiente c_{pe} pari a 1,2, relativo alle zone F di coperture piane con parapetti aventi un rapporto $h_p/h = 0,10$.

VERIFICA AL RIBALTAMENTO ED AL SOLLEVAMENTO DEI PANNELLI FOTOVOLTAICI					
Pannelli fotovoltaici tipo Vertex TSM-DE18M(II)	[m]	2.2	1.1		
	[kN]	0.263			
Zavorre tipo sun ballast con inclinazione 10°	[kN]	0.6			
Pressione del vento	P [kN/m²]	0.780			
Superficie del pannello fotovoltaico con inclinazione 10° esposta al vento	S [m²]	0.50			
Tipo 1: 2 pannelli con 3 Zavorre			Tipo 4: 5 pannelli con 6 Zavorre		
Pressione del vento agente sui pannelli allo SLU	W [kN]	1.17	Pressione del vento agente sui pannelli allo SLU	W [kN]	2.93
Peso complessivo pannelli e zavorre	Z [kN]	2.33	Peso complessivo pannelli e zavorre	Z [kN]	4.92
Forza ribaltante causata dalla spinta del vento	Wrib	0.56	Forza ribaltante causata dalla spinta del vento	Wrib	1.41
Carico stabilizzante	Zstab	0.68	Carico stabilizzante	Zstab	2.13
VERIFICA A RIBALTAMENTO	Zstab > Wrib	1.21	VERIFICA A RIBALTAMENTO	Zstab > Wrib	1.51
VERIFICA A SOLLEVAMENTO	Z > W x cos 10°	2.02	VERIFICA A SOLLEVAMENTO	Z > W x cos 10°	1.71
Tipo 2: 4 pannelli con 5 Zavorre			Tipo 5: 6 pannelli con 7 Zavorre		
Pressione del vento agente sui pannelli allo SLU	W [kN]	2.34	Pressione del vento agente sui pannelli allo SLU	W [kN]	3.51
Peso complessivo pannelli e zavorre	Z [kN]	4.05	Peso complessivo pannelli e zavorre	Z [kN]	5.78
Forza ribaltante causata dalla spinta del vento	Wrib	1.13	Forza ribaltante causata dalla spinta del vento	Wrib	1.69
Carico stabilizzante	Zstab	1.76	Carico stabilizzante	Zstab	2.51
VERIFICA A RIBALTAMENTO	Zstab > Wrib	1.56	VERIFICA A RIBALTAMENTO	Zstab > Wrib	1.48
VERIFICA A SOLLEVAMENTO	Z > W x cos 10°	1.76	VERIFICA A SOLLEVAMENTO	Z > W x cos 10°	1.67
Tipo 3: 5 pannelli con 6 Zavorre			Tipo 6: 10 pannelli con 11 Zavorre		
Pressione del vento agente sui pannelli allo SLU	W [kN]	2.93	Pressione del vento agente sui pannelli allo SLU	W [kN]	5.85
Peso complessivo pannelli e zavorre	Z [kN]	4.92	Peso complessivo pannelli e zavorre	Z [kN]	9.23
Forza ribaltante causata dalla spinta del vento	Wrib	1.41	Forza ribaltante causata dalla spinta del vento	Wrib	2.82
Carico stabilizzante	Zstab	2.13	Carico stabilizzante	Zstab	4.01
VERIFICA A RIBALTAMENTO	Zstab > Wrib	1.51	VERIFICA A RIBALTAMENTO	Zstab > Wrib	1.42
VERIFICA A SOLLEVAMENTO	Z > W x cos 10°	1.71	VERIFICA A SOLLEVAMENTO	Z > W x cos 10°	1.60

Tutte le tipologie risultano verificate al sollevamento e al ribaltamento.

10 VERIFICA DELLA CORRETTEZZA DEI RISULTATI SECONDO CAP. 10.2 DELLE NTC2018

10.1 VALIDAZIONE CALCOLO AUTOMATICO DELLA MASSA PARTECIPANTE DELLA STRUTTURA

Si procede con il confronto della massa totale calcolata dal programma e la massa totale calcolata tramite calcolo manuale. Si riporta a titolo di esempio la verifica effettuata per l'Edificio A2.

10.1.1 EDIFICIO A2 PARTE 1

La massa totale calcolata dal programma risulta essere pari a 262 tonnellate circa, distribuite come di seguito riportato.

Story	Level (m)	Translational Mass	
		X-DIR (kN/g)	Y-DIR (kN/g)
Use Ground Level : ON, Ground Level , 0			
Consider Mass under Ground Level : OFF			
Roof	3.3500	262.27656143	262.27656143
1F	0.0000	0.00000000	0.00000000
B91	-2.2000	0.00000000	0.00000000
	Total	262.27656143	262.27656143

Da un calcolo manuale, realizzato in modo speditivo, si ottiene una massa sismica pari a 312t, del tutto in linea e ingegneristicamente compatibile con il risultato ottenuto dal modello di calcolo. Si riporta di seguito lo schema di calcolo manuale delle masse sismiche:

MASSE SISMICHE - veridicità modello numerico		
h1 primo interpiano	3.4 m	
h2 secondo interpiano	0 m	
h3 terzo interpiano	0 m	
Incremento carichi peso proprio elem.st	1.3	30%
Primo impalcato		
Solaio A		
Superficie	237 mq	
Carichi distribuiti		
g1	2 kN/m2	
g2	2.5 kN/m2	
q_catC	1.7 kN/m2	
Psi q_H	0	
Carico tamp perimentrale		
Lungh pareti vetrate	75 m	
Pareti perim vetrate	8.5 kN/m	
PP+P (+30%)	2215.2 kN	
Q cat Scuola	402.9 kN	
P+Psi2Q= W	2215 kN	
m_1	226 kN/g =ton	
Gronda		
Solaio B		
Superficie	65 mq	
Carichi distribuiti		
g1	5 kN/m2	
g2	2.5 kN/m2	
q_catC	1.7 kN/m2	
Psi q_C	0	
Carico tamp perimentrale		
Lungh pareti vetrate	75 m	
Pareti perim vetrate	2.2 kN/m	
PP+P (+30%)	848.25 kN	
Q cat Neve	110.5 kN	
P+Psi2Q= W	848 kN	
m_2	86 kN/g =ton	
Mtot		312 ton

10.1.2 EDIFICIO A2 PARTE 2

La massa totale calcolata dal programma risulta essere pari a 104 tonnellate circa, distribuite come di seguito riportato.

Story	Level (m)	Translational Mass	
		X-DIR (kN/g)	Y-DIR (kN/g)
Use Ground Level : ON, Ground Level , 0			
Consider Mass under Ground Level : OFF			
Roof	3.3500	103.92417520	103.92417520
1F	0.0000	0.00000000	0.00000000
B57	-2.2000	0.00000000	0.00000000
	Total	103.92417520	103.92417520

Da un calcolo manuale, realizzato in modo speditivo, si ottiene una massa sismica pari a 105t, del tutto in linea e ingegneristicamente compatibile con il risultato ottenuto dal modello di calcolo. Si riporta di seguito lo schema di calcolo manuale delle masse sismiche:

MASSE SISMICHE - veridicità modello numerico		
h1 primo interpiano	3.4 m	
h2 secondo interpiano	0 m	
h3 terzo interpiano	0 m	
Incremento carichi peso proprio elem.st	1.3	30%
Impalcato di Copertura		
Solaio A		
Superficie	95 mq	
Carichi distribuiti		
g1	2 kN/m2	
g2	2.50 kN/m2	
q_catH	1.7 kN/m2	
Psi q_H	0	
Carico tamp perimentrali		
Lungh pareti opache	21 m	
Pareti perim opache	8.5 kN/m	
PP+P (+30%)	787.8 kN	
Q	161.5 kN	
P+Psi2Q= W	788 kN	
m_1	80 kN/g =ton	
Gronda		
Solaio B		
Superficie	20 mq	
Carichi distribuiti		
g1	5 kN/m2	
g2	2.50 kN/m2	
q_catC	1.7 kN/m2	
Psi q_C	0	
Carico tamp perimentrale		
Lungh pareti opache	15 m	
Pareti perim opache	2.2 kN/m	
PP+P (+30%)	237.9 kN	
Q cat Neve	34 kN	
P+Psi2Q= W	238 kN	
m_2	24 kN/g =ton	
Mtot		
		105 ton

10.2 VALIDAZIONE CALCOLO AUTOMATICO DELL'AZIONE ASSIALE DI UN PILASTRO

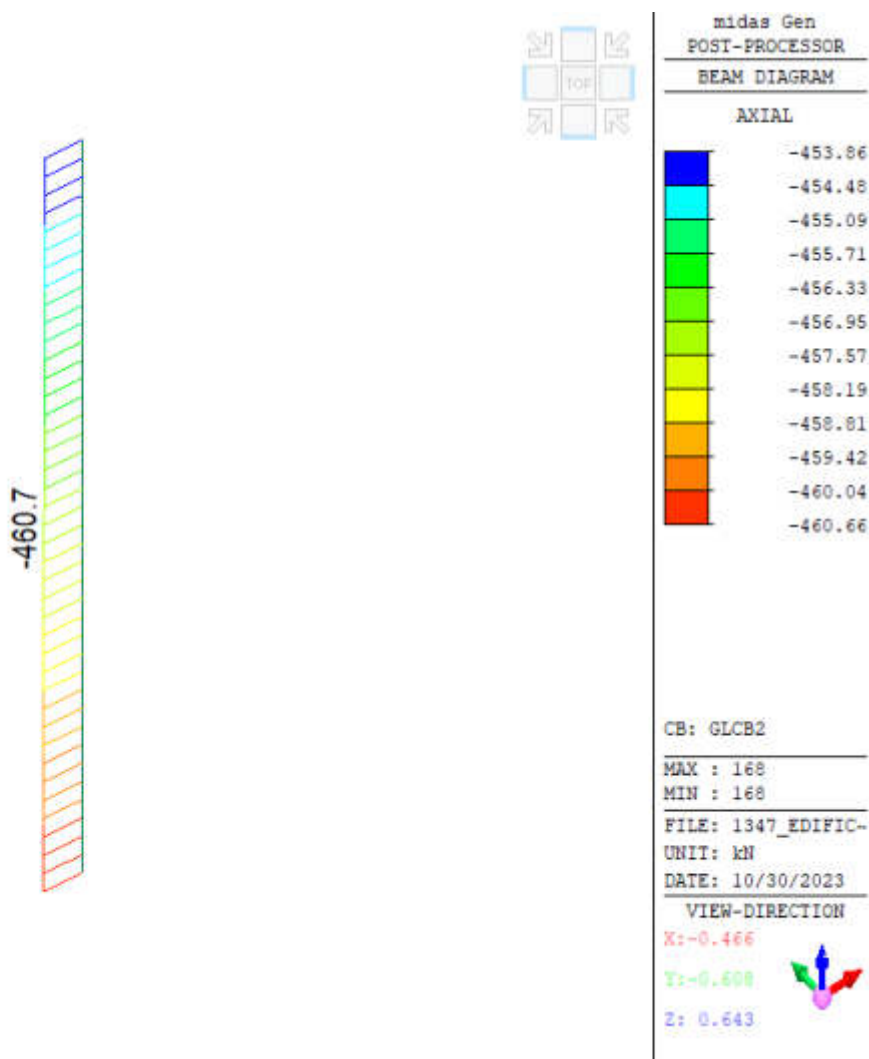
10.2.1 EDIFICIO A PARTE 2

Si procede al confronto tra l'azione assiale determinata dal modello di calcolo e l'azione ricavata manualmente attraverso le aree di influenza. In particolare, si fa riferimento al pilastro P22.

A_{i1} III impalcato = 40,07 mq (circa)

Pilastro 25x25cm

N_{ed} estradosso III impalcato = $(2\text{ kN/m}^2 \cdot 1.3 + 3.1\text{ kN/m}^2 \cdot 1.3 + 3\text{ kN/m}^2 \cdot 1.5) \cdot 40,07\text{ m}^2 + 0.25 \cdot 0.25 \cdot 25\text{ kN/m}^3 \cdot 3.40\text{ m} = 451,29\text{ kN}$



$N_{ed}(\text{software}) = 461\text{ KN}$

I risultati risultano confrontabili, pertanto, l'analisi è da ritenersi corretta.