

COMMITTENTE:
KERAKOLL S.p.a
Via dell'Artigianato 9
41049 Sassuolo (MO)

SITO K2X KERAKOLL

in Sassuolo e Fiorano Modenese (MO)

Provvedimento Autorizzativo Unico Regionale (PAUR) ai sensi della L.R. 4/2018



SEDE LEGALE
Via Galileo Galilei 220 - 41126 Modena - Italy
Tel. +39 059 35 65 27 Fax. +39 059 35 60 87
info@politecnica.it www.politecnica.it

SEDE LEGALE
Via Radici in Piano n. 309 - 41043 Casinalbo di Formigine - Italy
Tel. +39 059 512556

RESPONSABILE DI PROGETTO
Ing. Andrea Dal Cerro (Politecnica)

PROGETTO ARCHITETTONICO
Arch. Stefano Maffei (Politecnica)
Ing. Arch. Corrado Giacobazzi (Politecnica)

URBANISTICA
Arch. Maria Cristina Fregni (Politecnica)

PREVENZIONE INCENDI
Ing. Massimo Fiorini (Politecnica)
Ing. Giulio Bechi (Politecnica)

PROGETTO IMPIANTI MECCANICI
Ing. Marco Balestrazzi (Politecnica)
Ing. Marcello Gusso (Politecnica)

PROGETTO IMPIANTI ELETTRICI E SPECIALI
Ing. Federico Gasperini (Politecnica)
Ing. Francesco Frassinetti (Politecnica)

PROGETTO IDRAULICA, OPERE ESTERNE E INFRASTRUTTURE
Ing. Stefano Ripari (Politecnica)
Ing. Alessandro Cecchelli (Politecnica)

PROGETTO STRUTTURE
Ing. Giandomenico Cassanelli (CGroup)
Ing. Marco Cesaroni (CGroup)
Geom. Gaetano De Bartolo (CGroup)
Ing. Giulia Meglioli (CGroup)

COORDINAMENTO SICUREZZA IN PROGETTAZIONE
Ing. Giandomenico Cassanelli (CGroup)

COLLABORATORI
Arch. Luca Magnani (Politecnica)
Arch. Luca Braglia (Politecnica)
Arch. Anna Giusti (Politecnica)
Ing. Marco Bazzani (Politecnica)
Ing. Marco Corvino (Politecnica)
Ing. Massimiliano Roberto (Politecnica)
P.i. Andrea Menditto (Politecnica)
Ing. Nicole Saulino (Politecnica)
Ing. Sara Merelli (Politecnica)
Ing. Alessandro Romei (Politecnica)
Ing. Marco Cardin (Politecnica)
Arch. Irene Cogliano (Politecnica)
Ing. Valeria Prandi (CGroup)
Ing. Fabio Santangelo (CGroup)
Ing. Michele Altilla (CGroup)
Ing. Michele Franchini (CGroup)
Arch. Chiara Lenzotti (CGroup)

ELABORATO

OPERE STRUTTURALI

STABILIMENTO K2X

RELAZIONE TECNICA ATTINENTE ALLA RIDUZIONE DEL RISCHIO SISMICO NECESSARIA PER IL RILASCIO DEL PDC

BP2

		PARTE D'OPERA	DISCIPLINA	DOC. E PROG.	FASE	REV.
		01	CA	RT04	2	0
Cartella	File name	Prot.	Scala		Formato	
6	01_CA_RT04_20_5079.pdf.p7m	5079	-		A4	
5						
4						
3						
2						
1						
0	EMISSIONE PER PAUR		01.03.2022	VP	MC	GC
REV.	DESCRIZIONE	DATA		REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

Il presente progetto è il frutto del lavoro dei professionisti associati in Politecnica e del RTP. A termine di legge tutti i diritti sono riservati.
E' vietata la riproduzione in qualsiasi forma senza autorizzazione di POLITECNICA Soc. Coop.

SOMMARIO

1	INDICE E RIFERIMENTI PROGETTUALI	3
2	ESTREMI DEL COMMITTENTE.....	4
3	PROGETTISTI	5
4	INDIVIDUAZIONE DEL SITO	7
5	DOCUMENTAZIONE TECNICA APPLICATIVA	8
6	INDAGINE GEOLOGICA E PIANIFICAZIONE DELLE INDAGINI GEOTECNICHE	9
6.1	Risultanze indagine geologia	9
6.2	Pianificazione indagini geognostiche.....	10
7	INDICAZIONI SULLE IPOTESI DEL SISTEMA FONDALE	14
8	DESTINAZIONI D'USO E ANALISI DEI CARICHI	16
9	LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA, VITA NOMINALE E CLASSE D'USO	22
10	TIPOLOGIA STRUTTURALE ADOTTATA	23
11	INDICAZIONE SUI MATERIALI.....	28
12	INDIVIDUAZIONE PARAMETRI AZIONE SISMICA	30
13	RISULTATI DELL'ANALISI DINAMICA MODALE.....	32
14	VALUTAZIONE EFFETTI NON-LINEARI PDR/VH	40
15	COMPONENTI NON STRUTTURALI: INTERAZIONI	42
16	ANALISI SULLA REGOLARITÀ STRUTTURALE.....	43
17	PREDIMENSIONAMENTI	44

1 INDICE E RIFERIMENTI PROGETTUALI

◆ Documenti di progetto di riferimento

▪ ELABORATI GRAFICI

- 01_CA_S001_20_5079;
- 01_CA_S002_20_5079;
- 01_CA_S003_20_5079;
- 01_CA_S004_20_5079;
- 01_CA_S001_20_5079;
- 01_CA_S002_20_5079;
- 01_CA_S003_20_5079;
- 01_CA_S004_20_5079;
- 01_CA_S004_20_5079.

▪ ELABORATI SPECIALISTICI DI RIFERIMENTO

- doc. n. - RELAZIONE GEOLOGICA, RELAZIONE GEOTECNICA E ANALISI PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE – Oggetto: Caratterizzazione geologico-geotecnica e sismica di un'area sita in fregio a Via Pedemontana nel Comune di Sassuolo (MO), Dot Geol. Pier Luigi Dallari, 362/2021, MAGGIO 2021.

◆ Abbreviazioni e riferimenti progettuali

- EC: Eurocodice
- NTC: Norme Tecniche Per le Costruzioni 2018

2 ESTREMI DEL COMMITTENTE

“Indicazione degli estremi del committente”

Il presente elaborato è redatto su commissione di:

Kerakoll S.p.a.

Via Artigianato n.9

41049, Sassuolo (MO)Premessa

3 PROGETTISTI

“Indicazione degli estremi del progettista architettonico e del progettista strutturale che curano la progettazione dell’intero intervento, nonché di altre eventuali figure concorrenti alla progettazione dell’opera”

PROGETTISTA ARCHITETTONICO

Ing. Andrea Dal Cerro

c/o Politecnica Viale Amendola, 6 int. 3 50121 Firenze (FI)

Albo Ingegneri di Firenze n° 3810

C.F. DLCNDR68E12H501O

DIRETTORE LAVORI ARCHITETTONICO

Ing. Andrea Dal Cerro

c/o Politecnica Viale Amendola, 6 int. 3 50121 Firenze (FI)

Albo Ingegneri di Firenze n° 3810

C.F. DLCNDR68E12H501O

PROGETTISTA STRUTTURALE

Ing. Giandomenico Cassanelli

Via Dante Alighieri, 6 Casinalbo di Formigine (MO)

Albo Ingegneri di Modena n° 1447

C.F. CSSGDM65T22F257D

Con studio CGROUP SRL, in Via Radici in piano n. 309 Formigine (MO)

Ing. Marco Cesaroni

Via Urbinate, 267 Urbino (PU)

Albo Ingegneri di Pesaro e Urbino n° A1730

C.F. CSRMRC82R08L500W

Con studio in Via Molino del sole n. 10 Urbino (PU)

DIRETTORE LAVORI STRUTTURALE

Ing. Giandomenico Cassanelli

Via Dante Alighieri, 6 Casinalbo di Formigine (MO)

Albo Ingegneri di Modena n° 1447

C.F. CSSGDM65T22F257D

Con studio CGROUP SRL, in Via Radici in piano n. 309 Formigine (MO)

Ing. Marco Cesaroni

Via Urbinate, 267 Urbino (PU)

Albo Ingegneri di Pesaro e Urbino n° A1730

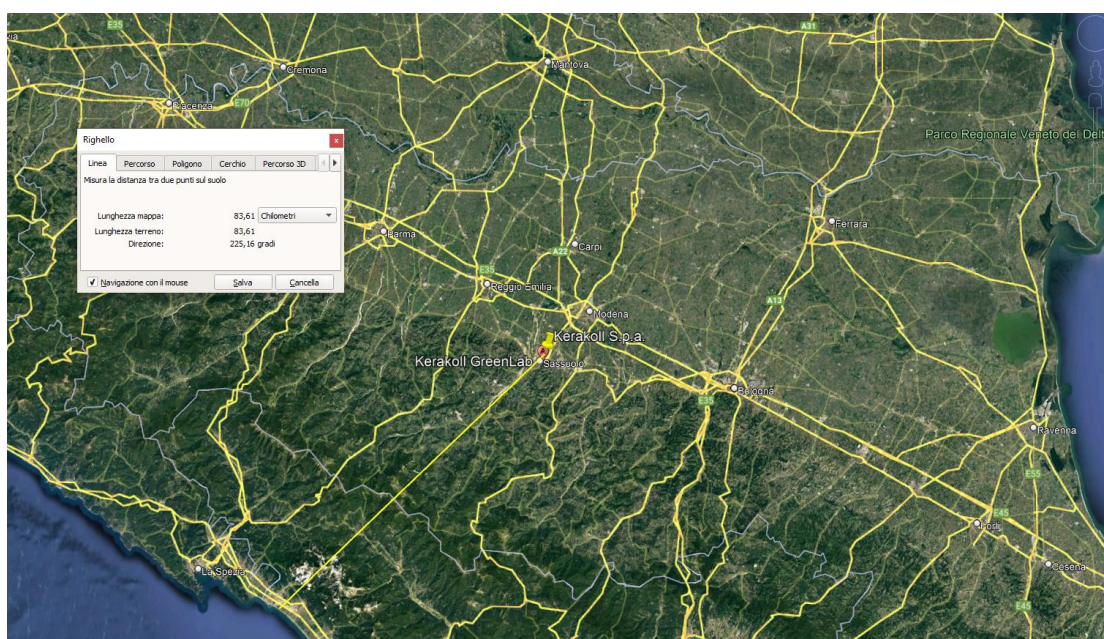
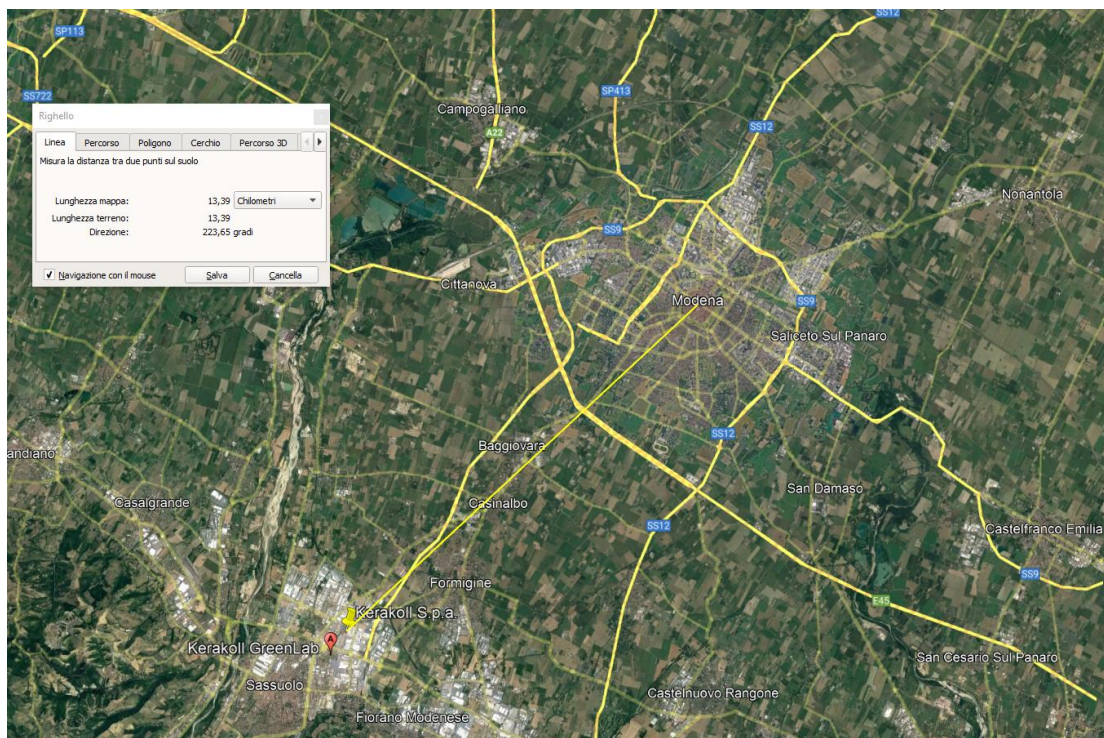
C.F. CSRMRC82R08L500W

Con studio in Via Molino del sole n. 10 Urbino (PU)

4 INDIVIDUAZIONE DEL SITO

“Individuazione del sito in cui sorge l’opera con rappresentazione cartografica in scala 1:1000 o 1:2000 del contesto urbano e territoriale”

L’unità strutturale in oggetto è situata in contesto industriale nei pressi dello stabilimento KERAKOLL, sito in Via Pedemontana, 41049, Sassuolo (MO), distando 14 km circa da Modena, 120 km circa dalla costa adriatica e 85 km circa da quella ligure.



5 DOCUMENTAZIONE TECNICA APPLICATIVA

“Indicazione di eventuali documenti tecnici applicativi adottati ad integrazione delle vigenti norme tecniche per le costruzioni”

- **Legge 5 novembre 1971 n. 1086**

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **Legge 2 febbraio 1974 n. 64**

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- **D.P.R. 6 giugno 2001 n. 380**

Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.
- **D.M. 17 gennaio 2018**

Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” (qui indicate con NTC).
- **Circolare 21 gennaio 2019 n°7/2019 (G.U. n. 5 del 11 febbraio 2019)**

Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- **Eurocodice 2**

“Progettazione delle strutture di calcestruzzo”, UNI EN 1992 (Ed.2005).
- **Eurocodice 3**

“Progettazione delle strutture in acciaio”, UNI EN 1993 (Ed.2005).
- **Eurocodice 7**

“Progettazione geotecnica”, UNI EN 1997 (Ed.2005).
- **Eurocodice 8**

“Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”, UNI EN 1998 (Ed.2005).
- **DGR 1373/2011 regione Emilia Romagna**

“Atto di indirizzo recante l'individuazione della documentazione attinente alla riduzione del rischio sismico necessaria per il rilascio del permesso di costruire e per gli altri titoli edilizi, alla individuazione degli elaborati costitutivi e dei contenuti del progetto esecutivo riguardante le strutture e alla definizione delle modalita' di controllo degli stessi, ai sensi dell'art. 12, comma 1, e dell'art. 4, comma 1, della l.r. n. 19 del 2008.).
- **OPCM 3274 e seguenti modifiche**
- **CNR/UNI 10011-88**

Costruzioni in acciaio - Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- **CEB-FIP**

Model code 90

6 INDAGINE GEOLOGICA E PIANIFICAZIONE DELLE INDAGINI GEOTECNICHE

“Indicazioni, basate sulle risultanze dell’indagine geologica, delle caratteristiche del terreno su cui sorgerà la costruzione e pianificazione delle indagini geognostiche necessarie in fase di progettazione esecutiva”

6.1 Risultanze indagine geologia

Sul terreno oggetto di studio è stata eseguita apposita indagine Geologica da parte del Dr. Geol. Pier Luigi Dallari (Vedi elaborati specialistici), di cui al seguito se ne riportano alcuni estratti. All’interno di essa sono riportate anche le risultanze di indagini geotecniche eseguite ai fini della progettazione preliminare.

GEOLOGIA

2. RELAZIONE GEOLOGICA

2.1 MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO - GEOLOGIA

Da quanto si evince dalla “Carta geologica” (tav. n. 4) tratta dalla “Carta geologica - Progetto CARG” a cura della Regione Emilia Romagna, nell’area oggetto di studi affiora la seguente litologia:



Fig. 1.2: Carta geologica (immagine tratta da Carta geologica - Progetto CARG" a cura della Regione Emilia Romagna).

6.2 Pianificazione indagini geognostiche

2.2 INDAGINI GEOGNOSTICHE

In relazione alla litologia presente nell'area e in base alla tipologia di intervento in progetto è stata eseguita la seguente campagna di indagini geognostiche:

n.12 prove penetrometriche dinamiche super pesanti DPSH

n.1 indagine sismica MASW

n.2 indagini sismiche HVSR

n.1 sondaggio a carotaggio continuo

I risultati delle suddette indagini sono riportati negli appositi allegati, mentre l'ubicazione è illustrata nella **tav. n. 5** e in **figura 1.3**.

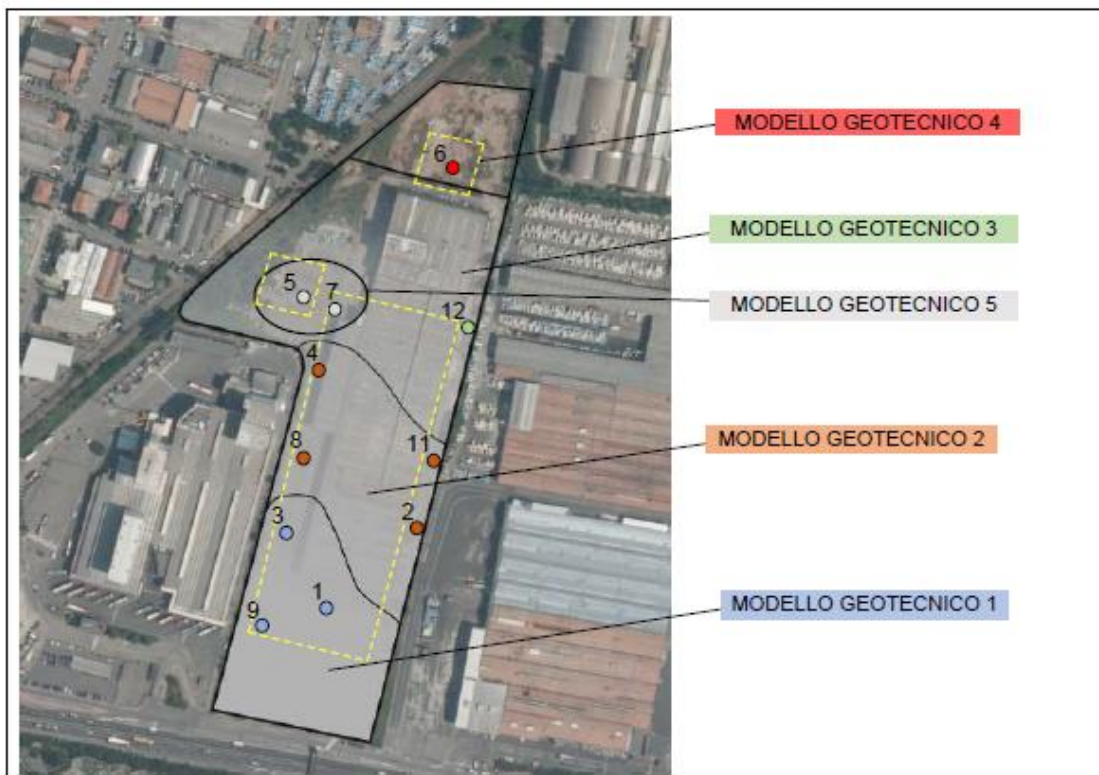
In modo particolare l'area di interesse sulla quale sarà ubicata la struttura in oggetto è quella caratterizzata attraverso le prove penetrometriche DPSH n. 8; l'area del fabbricato oggetto della presente relazione è individuato nella figura sottostante tramite il rettangolo azzurro.



Tavola 5 e figura 1.3

2.7 CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE DEL SITO D'INDAGINE

Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione geotecnica e litostratigrafica delle prove penetrometriche eseguite nell'area di studio, sono stati individuati i seguenti modelli geotecnici:



MODELLO 4

Materiale di riempimento fino a -8.80 m da p.c. seguito da ghiaie sabbiose addensate in posto

MODELLO 5

Al di sotto del sottofondo del piazzale si individua un livello argilloso a scarsa consistenza attribuibile a materiale di riporto. In seguito si individuano le ghiaie addensate a -3.20 m da p.c.

MODELLO 1,2,3

I modelli individuati sono assimilabili circa allo stesso modello; infatti al di sotto del sottofondo del piazzale si individua un livello argilloso seguito da ghiaie sabbiose molto addensate variabile da -2.00 a -3.40 m da p.c.

Come si vede le il fabbricato in oggetto è caratterizzato dal modello geotecnico 2.

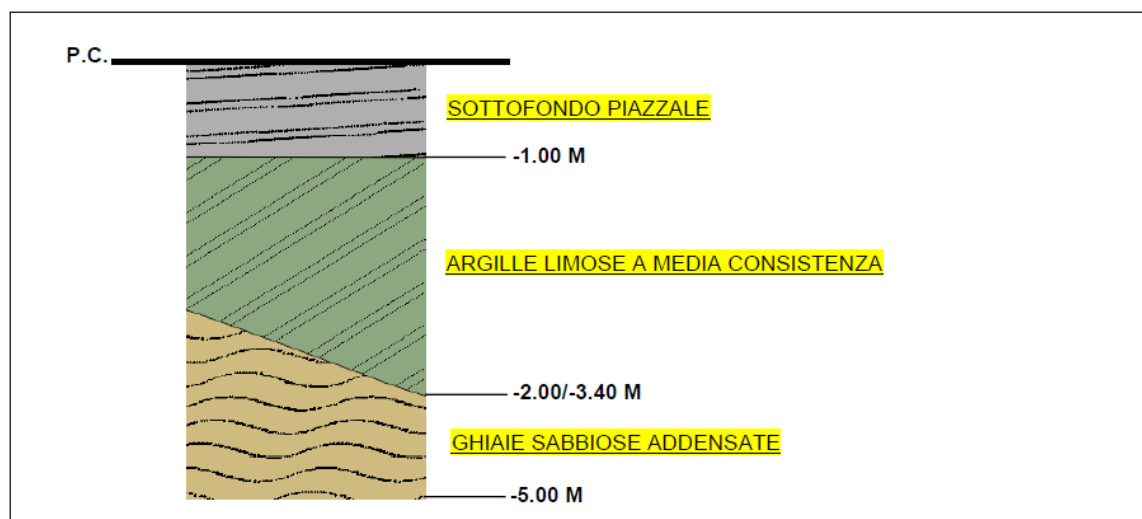
Il livello delle ghiaie sabbiose molto addensate, sottostanti il livello argilloso, si trova a - 3 m rispetto al piano di campagna, con riferimento alla prova 8, eseguita nell'area dove sarà realizzata la palazzina BP-2.

Si riporta la tabella con l'indicazione del tetto delle ghiaie rispetto al piano di campagna e la profondità alla quale si è fermata la singola prova penetrometrica.

PROVA	PROFONDITA' DA P.C. (m)	PROFONDITA' TETTO GHIAIE (m)	PROVA	PROFONDITA' DA P.C. (m)	PROFONDITA' TETTO GHIAIE (m)
1	- 3.00	- 2.20	7	- 3.60	- 3.20
2	- 3.40	- 3.00	8	- 3.40	- 3.00
3	- 2.20	- 1.80	9	- 2.40	- 2.00
4	- 3.20	- 2.80	10	- 1.00	-
5	- 3.60	- 3.20	11	- 3.40	- 3.00
6	- 9.00	- 8.80	12	- 4.60	- 3.40

MODELLO GEOTECNICO 2

Al di sotto dello strato superficiale caratterizzato dal Sottofondo del piazzale con ciottoli e asfalto fino a -0.80 m da p.c., le prove eseguite (DPSH 2,4,8,11) hanno rilevato la presenza di un livello caratterizzato da Argille limose a media consistenza fino alla profondità di -2.80 m da p.c., seguito da un livello caratterizzato da Ghiaie sabbiose molto addensate fino a fine prova corrispondente alla profondità di -3.40 m da p.c. (DPSH 2). Tuttavia è possibile ipotizzare che questo livello Ghiaioso si spinga fino alla profondità di -5.00 m da p.c..



Andamento stratigrafico con riportati gli spessori delle varie unità per i modelli geotecnici medi 1,2 e 3.

MODELLO GEOTECNICO 1-2-3					
Falda non rilevata	Strato	Profondità	Litotipo	Parametri geotecnici	
	1	0.00 – 0.80 m da p.c.	Sottofondo del piazzale		
	2	0.80 – 2.00/3.40 m da p.c.	Argille limose a media consistenza	γ	1800 kg/m ³ \approx 18.00 kN/m ³
				γ'	2100 kg/m ³ \approx 21.00 kN/m ³
				C _{uk}	0.56 kg/cm ² \approx 56.0 kN/m ²
				C' _k	0.056 kg/cm ² \approx 5.6 kN/m ²
				Mo	50.0 kg/cm ² \approx 5000 kN/m ²
				Es	78.0 kg/cm ² \approx 7800 kN/m ²
				ϕ_k	23°
	3	2.00/3.40 – 5.00 m da p.c.	Ghiaie sabbiose molto addensate	γ	1900 kg/m ³ \approx 19.00 kN/m ³
				γ'	2200 kg/m ³ \approx 22.00 kN/m ³
				Dr	90%
				Es	600.0 kg/cm ² \approx 60000 kN/m ²
				ϕ_k	35°

7 INDICAZIONI SULLE IPOTESI DEL SISTEMA FONDALE

“Indicazioni sulle prime ipotesi relative alla tipologia del sistema di fondazioni adottato”

In virtù dei carichi trasmessi dalla struttura al terreno, del volume significativo interessato e della associata stratigrafia, con la presenza di ghiaie sabbiose contraddistinte da ottime caratteristiche meccaniche ad una profondità non elevata rispetto al piano campagna, a -3 m, si è deciso di realizzare fondazioni superficiali di tipo a plinto isolato. Si segnala anche che l'attuale piano di campagna, corrispondente al piazzale esistente, è pressoché alla stessa altezza del pavimento finito del nuovo fabbricato.

Questo tipo di fondazione è la più adatta ad una struttura prefabbricata come quella che si andrà a realizzare, in quanto le distanze tra i pilastri portanti sono tali da rendere non vantaggiosa economicamente la realizzazione di travi rovesce di fondazione.

I plinti saranno poi collegati tra loro da cordoli in entrambe le direzioni, aventi la funzione di eliminare gli spostamenti relativi del terreno sul piano di fondazione e di conseguenza gli spostamenti relativi tra i singoli plinti in caso di sisma. Questi cordoli, lungo il perimetro dell'edificio o in caso di presenza di pannelli di tamponamento prefabbricati interni, hanno anche la funzione di travi porta pannelli; in ogni caso l'estradosso di tali cordoli si trova sempre ad una distanza inferiore ad 1 metro rispetto all'estradosso dei plinti di fondazione.

L'intradosso dei plinti della palazzina non raggiunge la quota delle ghiaie, quindi, in accordo con quanto riportato nella relazione geologica dal Dott. Pier Luigi Dallari, si realizzano getti di calcestruzzo debolmente armato sotto ai plinti stessi, fino a posizionarsi con quest'ultimi getti alla quota delle ghiaie.

Si riporta un estratto della relazione geologica.

Per le fondazioni impostate su plinti risulta determinante la profondità a cui si incontra il tetto delle ghiaie. Infatti nelle aree in cui riscontriamo le ghiaie a -2.00 m da p.c. avremo dei plinti diretti a contatto direttamente con lo strato ghiaioso; mentre dove troviamo le ghiaie a -3.00/-3.40 m da p.c. occorrerà impostare i plinti sempre a -2.00 m da p.c. raggiungendo lo strato ghiaioso mediante un getto di calcestruzzo asportando le argille in posto.

Il calcolo delle fondazioni dirette si esegue adottando l'Approccio 2, definito dalle NTC 2018 al paragrafo 2.6.1 e quindi utilizzando un'unica combinazione di coefficienti parziali: $A_1 + M_1 + R_3$ (azioni, resistenza dei materiali, resistenza globale).

La struttura prefabbricata è progettata come dissipativa in CDB e schematizzata mediante un modello agli elementi finiti nel quale i pilastri sono considerati incastrati alla base; questa scelta è a favore di sicurezza per quanto riguarda le sollecitazioni agenti sulla struttura.

Le azioni trasmesse in fondazione dalla struttura sono amplificate mediante un coefficiente pari ad 1.1 per CDB, così come definito al paragrafo 7.2.5 delle NTC 2018.

Prevedendo strutture di fondazione collegate tra loro, in accordo al cap. NTC 7.2.5 delle NTC, non si introducono ulteriori condizioni di carico dovute a spostamenti relativi tra le fondazioni.

Si segnala infine che la relazione geologica-geotecnica indica un rischio di liquefazione nullo, come generalmente avviene nel territorio nel quale è ubicato l'intervento.

Per il calcolo della portanza del terreno si riporta la seguente tabella, tratta dalla relazione geologica, tabella che vale anche per le palazzine prefabbricate facenti parte dell'intervento denominato globalmente K2X.

1) CAPANNONE con modello geotecnico 1,2,3 (PLINTO 1)

Si riportano di seguito i dati relativi al terreno e alle fondazioni considerate.

Parametri del terreno		
peso specifico terreno naturale	γ	= 1900 kg/m ³ \approx 19.00 kN/m ³
peso specifico terreno saturo	γ'	= 2200 kg/m ³ \approx 22.00 kN/m ³
Densità relativa	Dr	= 90%
Modulo elastico	Es	= 600.0 kg/cm ² \approx 60000 kN/m ²
angolo d'attrito caratteristico	ϕ_k	= 35°
profondità falda freatica	Dw	= assente

La capacità portante del terreno di fondazione agli SLU è calcolata con Terzaghi:

$q = \gamma \cdot D$ sovraccarico laterale sulle fondazioni.

con $\gamma = 1800$ daN/m² e $D = 2.2$ m,

$q = 1800 \cdot 2.2 = 3960$ daN/m² = 3960/10000 = 0.396 daN/cm²

Per interpolazione $N_q = 41.4$ con $\phi = 35^\circ$

Valori tratti da Tabella 4.2 del capitolo 4 di "Fondazioni, progetto e analisi" di J. E. Bowles.

$q_{lim} = q \cdot N_q = 0.396 \cdot 41.4 = 16.39$ daN/cm²

$q_{progetto} = 16.39/2.3 = 7.13$ daN/cm²

La relazione geologica riporta i seguenti valori della portanza ultima del terreno, valori che tengono conto dei fattori correttivi sismici di Paolucci e Pecker.

La resistenza R_d calcolata in condizioni "drenate" seguendo l'Approccio 2, combinazione (A1 + M1 + R3), applicando il coefficiente di riduzione parziale per la tangente dell'angolo di attrito secondo la relazione: $\tan \phi'd = \tan \phi'k / 1.0$, dove $\phi'd$ è l'angolo d'attrito di progetto, ne deriva, essendo $\phi'k = \phi'd$. Quindi secondo la formula di Terzaghi si ottiene, per l'intervento in progetto uno stato limite ultimo pari a:

Tipologia fondazione	CONDIZIONE STATICA – CONDIZIONI DRENATE – A1+M1+R3		
	Profondità di imposta	Dimensioni della fondazione	Carico limite ultimo SLU F.S. = 2.3 (Terzaghi)
PLINTO 1	-3.40 m da p.c.	B=4.00 m x L=4.00 m	
		HANSEN (1970)	5.33 kg/cm ² \approx 533 kN/m ²
		TERZAGHI (1955)	5.64 kg/cm ² \approx 564 kN/m ²
PLINTO 2	-3.00 m da p.c.	B=4.00 m x L=4.00 m	
		HANSEN (1970)	5.17 kg/cm ² \approx 517 kN/m ²
		TERZAGHI (1955)	5.58 kg/cm ² \approx 558 kN/m ²

Per il pre-dimensionamento delle fondazioni, si adotta un valore della portanza del terreno agli SLU/SLV pari a 5.3 kg/cm² = 530 kN/m²

8 DESTINAZIONI D'USO E ANALISI DEI CARICHI

“Indicazione delle destinazioni d’uso previste per la costruzione, dettagliate per ogni livello entro e fuori terra, con specificazione delle azioni permanenti e relativa descrizione tipologica degli elementi che concorrono alla definizione di tali azioni, nonché specificazione delle azioni variabili agenti”

La struttura è costituita da un prefabbricato pluripiano di forma rettangolare, gli impalcati, tutti con soletta collaborante, sono tre.

Il primo impalcato, a partire dal piano terra, è caratterizzato dai carichi maggiori, essendo presente una zona con sovraccarico variabile pari a 1000 daN/m², dovuto alla presenza di impianti, e un sovraccarico permanente portato pari a 250 daN/m²; la restante zona del suddetto impalcato è caratterizzato da un sovraccarico variabile pari a 400 daN/m², sovraccarico variabile che è utilizzato per le zone adibite ad uffici, ed un sovraccarico permanente portato pari a 350 daN/m²; inoltre su questo primo impalcato è stata prevista prudenzialmente una soletta collaborante alta 8 cm.

Il secondo impalcato, a partire dal piano terra, è caratterizzato su tutta la sua area da un sovraccarico variabile pari a 400 daN/m², sovraccarico variabile che è utilizzato per le zone adibite ad uffici, ed un sovraccarico permanente portato pari a 350 daN/m²; su questo impalcato è stata prevista una soletta collaborante alta 6 cm.

Il terzo impalcato, a partire dal piano terra, avente la funzione di copertura del fabbricato, è caratterizzato su tutta la sua area da un sovraccarico variabile pari a 350 daN/m², poiché è prevista la presenza di Unità Trattamento Aria (UTA) su di esso, un sovraccarico variabile dovuto alla neve pari a 120 daN/m² ed un sovraccarico permanente portato pari a 80 daN/m²; su questo impalcato è stata prevista una soletta collaborante alta 6 cm.

Tutte le tipologie di sovraccarichi variabili previsti sui diversi impalcati della palazzina BP-2, ad eccezione del carico neve, si configurano come carichi di categoria E2, ambienti ad uso industriale, secondo la Tabella 3.1.II delle NTC2018, compresi i carichi delle zone adibite ad uffici.

I valori dei sovraccarichi variabili e permanenti portati sono stati stabiliti in accordo con la committenza e con il progettista architettonico, tuttavia non si esclude che, nella successiva fase di progettazione esecutiva, questi carichi possano subire delle variazioni.

Infine sulla copertura è presente il carico di Categoria H, pari a 50 daN/m², per coperture accessibili per sola riparazione e manutenzione, Tab.3.1.II delle NTC2018; tale carico non è stato considerato nel pre-dimensionamento globale della struttura in quanto poco significativo rispetto ad altri carichi presenti.

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d’uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d’accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d’uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

Si riportano di seguito in dettaglio i carichi considerati nel calcolo:

Nazione: Italia
Regione: Emilia Romagna
Provincia: Modena
Comune: Sassuolo
Località: Sassuolo
Latitudine: 44.557563° (ED50)
Longitudine: 10.808678° (ED50)
Altitudine: 100 mslm

CARICHI PESI PROPRI

- Peso proprio delle strutture in elevazione in c.c.a. G1 $\gamma = 2500 \text{ daN/m}^3$
- Peso proprio delle strutture in acciaio, se presenti, G1 $\gamma = 7850 \text{ daN/m}^3$

Calcolato in automatico dal programma di calcolo con una contingency del 15%;

- Peso proprio delle strutture in fondazione in c.c.a. G1 $\gamma = 2500 \text{ daN/m}^3$
- Peso proprio dei pannelli prefabbricati verticali a taglio termico, G2 430 daN/m^2
- Peso proprio tamponatura leggera con pannelli sandwich, G2 50 daN/m^2

I pesi propri delle strutture in elevazione dipendono dalla geometria dei manufatti utilizzati dal prefabbricatore.

Per il pre-dimensionamento sono stati utilizzati elementi strutturali aventi sezioni basate sull'esperienza dello scrivente; tali sezioni, utilizzate nel modello fem, sono riportate di seguito e potranno subire modifiche in fase di progettazione esecutiva.

PILASTRI

Sezioni Impiegate:

Sezione	Materiale	Tipo di Sezione	Parametri Dimensionali Commenti
1	1	Rett.	B= 80 H= 90 [cm] 80X80

Caratteristiche Inerziali:

Sezione	Materiale	Area [cm ²]	Jt [cm ⁴]	J2 [cm ⁴]	J3 [cm ⁴]	J23 [cm ⁴]	Xx	Xy
1	1	7200.00	7030719	4859999	3839999	-1	1.2	1.2

TRAVI

Sezione	Materiale	Tipo di Sezione	Parametri Dimensionali Commenti
1	2	a Tr	B= 100 H= 90 b= 60 h= 30 [cm] TRV T ROV
2	2	Rett.	B= 57 H= 90 [cm] TRV L H90
3	2	Rett.	B= 50 H= 90 [cm] TRV RETT
4	2	Rett.	B= 40 H= 40 [cm] TRV RETT BASSA
5	2	Rett.	B= 80 H= 50 [cm] MENSOLA PER TRV T
6	2	Rett.	B= 50 H= 50 [cm] MENSOLA TRV BORDO
7	5	Rett.	B= 30 H= 30 [cm] TRV AUSILIARIA PER TAMP

Caratteristiche Inerziali:

Sezione	Materiale	Area [cm ²]	Jt [cm ⁴]	J2 [cm ⁴]	J3 [cm ⁴]	J23 [cm ⁴]	Xx	Xy
1	2	6600.00	5785941	4618636	3580000	-1	1.2	1.2
2	2	5130.00	3252039	3462749	1388947	-0	1.2	1.2
3	2	4500.00	2404102	3037500	937500	0	1.2	1.2
4	2	1600.00	359874	213333	213333	0	1.2	1.2
5	2	4000.00	1969616	833333	2133333	0	1.2	1.2
6	2	2500.00	878599	520833	520833	0	1.2	1.2
7	5	900.00	113866	67500	67500	-0	1.2	1.2

Caratteristiche dei Materiali:

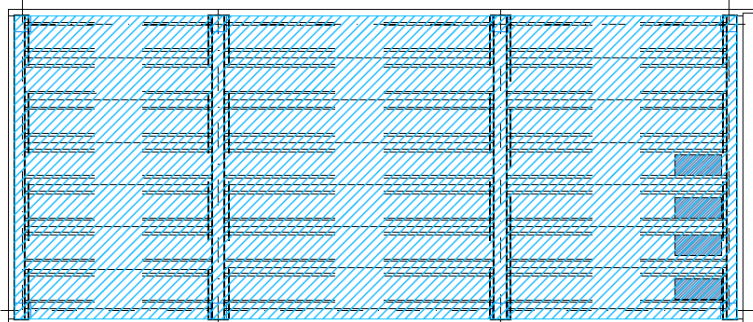
Tipo	Modulo Elastico [kg/cm ²]	ν	alfa [1/°C]	Peso Specifico [kg/m ³]	Commento
1	291329.0	0.100	0.000010	2500.0	C45/55 PILASTRI
2	364161.0	0.100	0.000010	2500.0	C45/55 TRAVI
5	364161.0	0.100	0.000010	0.0	C45/55 AUSILIARIO

Per i restanti carichi, permanenti portati e variabili, si riporta di seguito la pianta del fabbricato con le diverse aree di carico e la tabella con i valori corrispondenti per ogni area di carico.

PIANTA COPERTURA BP2 - ZONA 9

$Q = +1340$ cm dal P.F.

scala 1:200



ZONA 9:

CARICO TOTALE IMPALCATO
+13,40 DAL p.f. - COPERTURA
soletta coll. in c.a. H=6 cm

$$q_{perm} + q_{perm\ UTA} + q_{var(neve)} = 80 + 350 + 120 = 550 \text{ kg/m}^2$$

$$\gamma_{perm} = 1.3$$

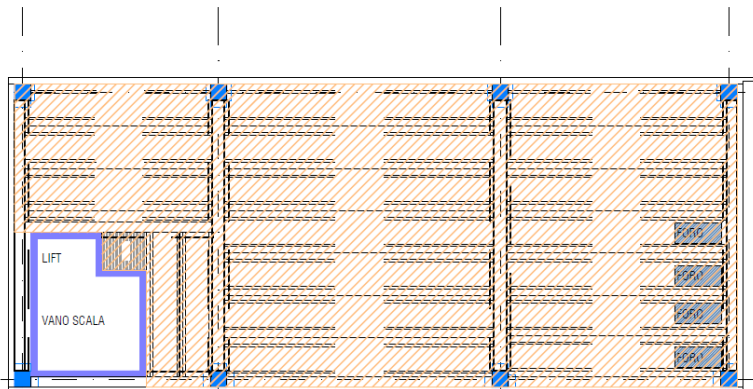
$$\gamma_{perm\ UTA} = 1.5$$

$$\gamma_{var} = 1.5$$

PIANTA PIANO SECONDO BP2 - ZONA 2

$Q = +920$ cm dal P.F.

scala 1:200



ZONA 2:

CARICO TOTALE IMPALCATO +9,20 DAL p.f.
soletta coll. in c.a. H=6 cm

$$q_{perm} + q_{var} = 350 + 400 = 750 \text{ kg/m}^2$$

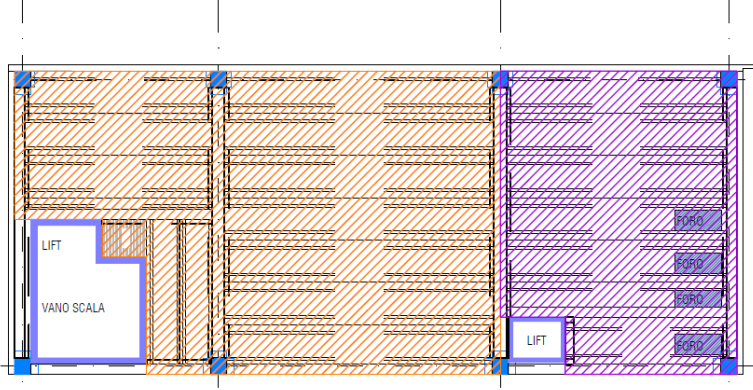
$$\gamma_{perm} = 1.3$$

$$\gamma_{var} = 1.5$$

PIANTA PIANO PRIMO BP2 - ZONE 1-3

$Q = +500$ cm dal P.F.

scala 1:200



ZONA 3:

CARICO TOTALE IMPALCATO +5,00 DAL p.f.
soletta coll. in c.a. H=8 cm

$$q_{perm} + q_{var} = 250 + 1000 = 1250 \text{ kg/m}^2$$

$$\gamma_{perm} = 1.3$$

$$\gamma_{var} = 1.5$$

AZIONI AMBIENTALI

AZIONE DELLA NEVE

Zona I – Mediterranea ($a_s \leq 200m \text{ s.l.m.} \Rightarrow q_{sk} = 150 \text{ daN/m}^2$);

Coefficiente di esposizione $C_E = 1.0$ (NTC 3.4.3 topografia normale);

Coefficiente termico $C_t = 1.0$ (NTC 3.4.4);

$\mu_1 = 0.8$ coperture piane

$$p_{s,Ed-MAX} = \mu \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_T = 120 \text{ daN/m}^2.$$

Sulla palazzina in oggetto non si ha presenza di accumulo neve dovuto ad edifici adiacenti più alti, in quanto non presenti; gli edifici più alti, come le torri impianti in acciaio, sono tutte poste a distanza maggiore di 15 metri rispetto alla palazzina, sono quindi più lontani della lunghezza massima di accumulo prevista dalla normativa vigente.

AZIONE DEL VENTO SULLA PALAZZINA BP-2

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

2) Emilia Romagna

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s [1/s]
2	25	750	0.015
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			100
T_R (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_s (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$			
v_b ($T_R = 50$ [m/s])			25.000
α_R (T_R)			1.00073
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]			25.018

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$
q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
C_e (coefficiente di esposizione)
C_p (coefficiente di forma)
C_d (coefficiente dinamico)



Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_b [N/mq]	391.20
--------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati sull'agali da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

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

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa	mare	500m	750m		
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	III	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5
** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

ZONA 6					
	costa	mare	500m		
	2 km	10 km	30 km		
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
	mare	costa	
	1.5 km	0.5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

ZONA 9		
	costa	
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

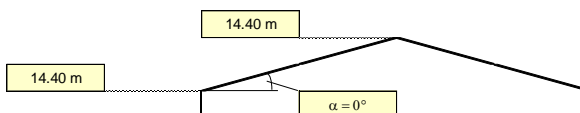
$$c_e(z) = k_z^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \quad [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

z [m]	c _e
z ≤ 8	1.634
z = 14.4	2.037
z = 14.4	2.037

Zona	Classe di rugosità	a _s [m]
2	B	100

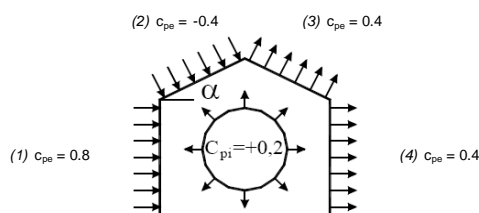
Cat. Esposiz.	k _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]	c _t
IV	0.22	0.3	8	1



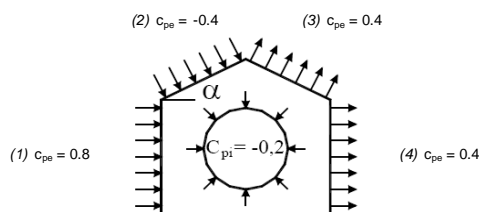
Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture non stagne

(1)	c _p	p [kN/mq]
	0.60	0.478
(2)	c _p	p [kN/mq]
	-0.60	-0.478
(3)	c _p	p [kN/mq]
	0.60	0.478
(4)	c _p	p [kN/mq]
	0.60	0.478



(1)	c _p	p [kN/mq]
	1.00	0.797
(2)	c _p	p [kN/mq]
	-0.20	-0.159
(3)	c _p	p [kN/mq]
	0.20	0.159
(4)	c _p	p [kN/mq]
	0.20	0.159



Per il carico del vento si usano i coefficienti di forma cp contenuti nella seconda tabella ai punti (1) e (2), con il carico massimo e minimo agenti in entrambe le direzioni, si veda dopo la tabella di combinazione dei carichi.

AZIONE SISMICA

L'azione sismica viene determinata secondo apposita analisi per cui si rimanda ai paragrafi seguenti.

Si segnala che nei carichi considerati è compreso anche il "tamponamento sismico"; questo è un carico fittizio, che non è conteggiato come carico gravitazionale, in quanto i pannelli di tamponamento non appoggiano dove è applicato tale carico, ma tiene conto della percentuale di massa dei pannelli verticali che è vincolata alle travi e che, di conseguenza, produce azioni orizzontali su tali travi in caso di sisma.

9 LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA, VITA NOMINALE E CLASSE D'USO

“Indicazione della “vita nominale” e della “classe d’uso” della costruzione”

Vita nominale: 50

Classe d’uso: II

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

9.1.1.1.1 Classe d'uso

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l’ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d’uso *III* o in Classe d’uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

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

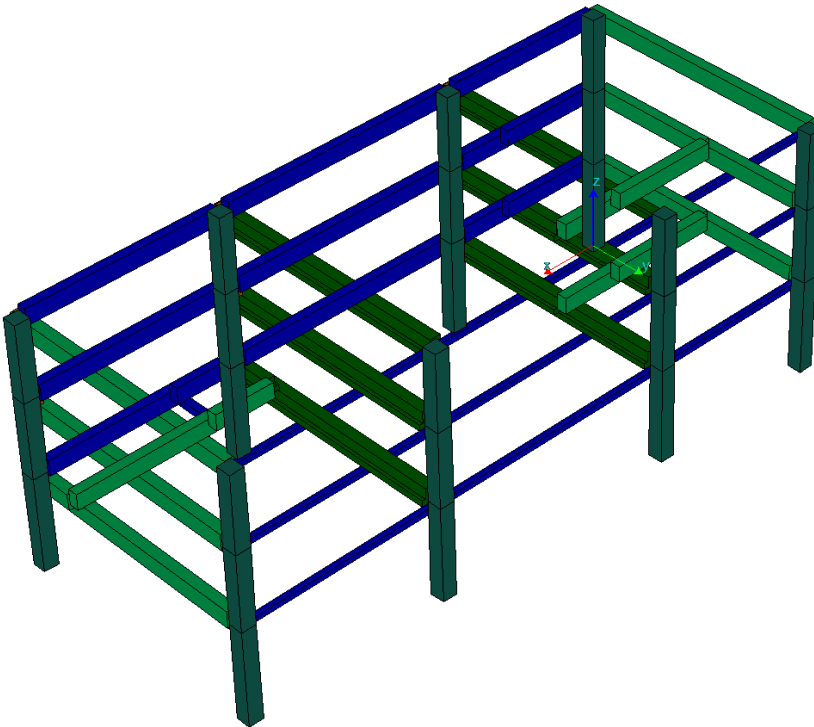
Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l’ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

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

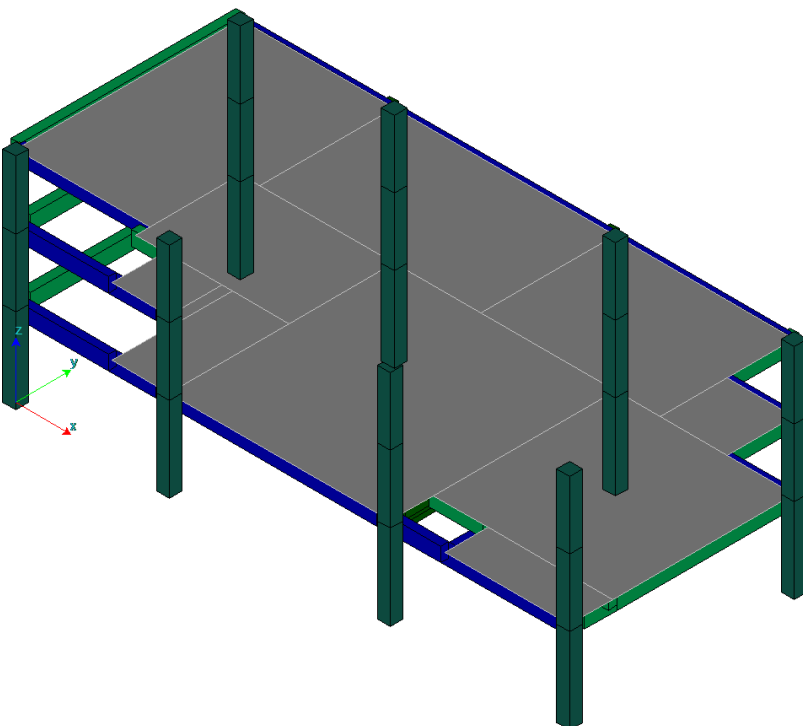
10 TIPOLOGIA STRUTTURALE ADOTTATA

“Individuazione della tipologia strutturale adottata e motivazioni della scelta compiuta”

Si riportano alcune immagini del modello f.e.m. del fabbricato in oggetto.

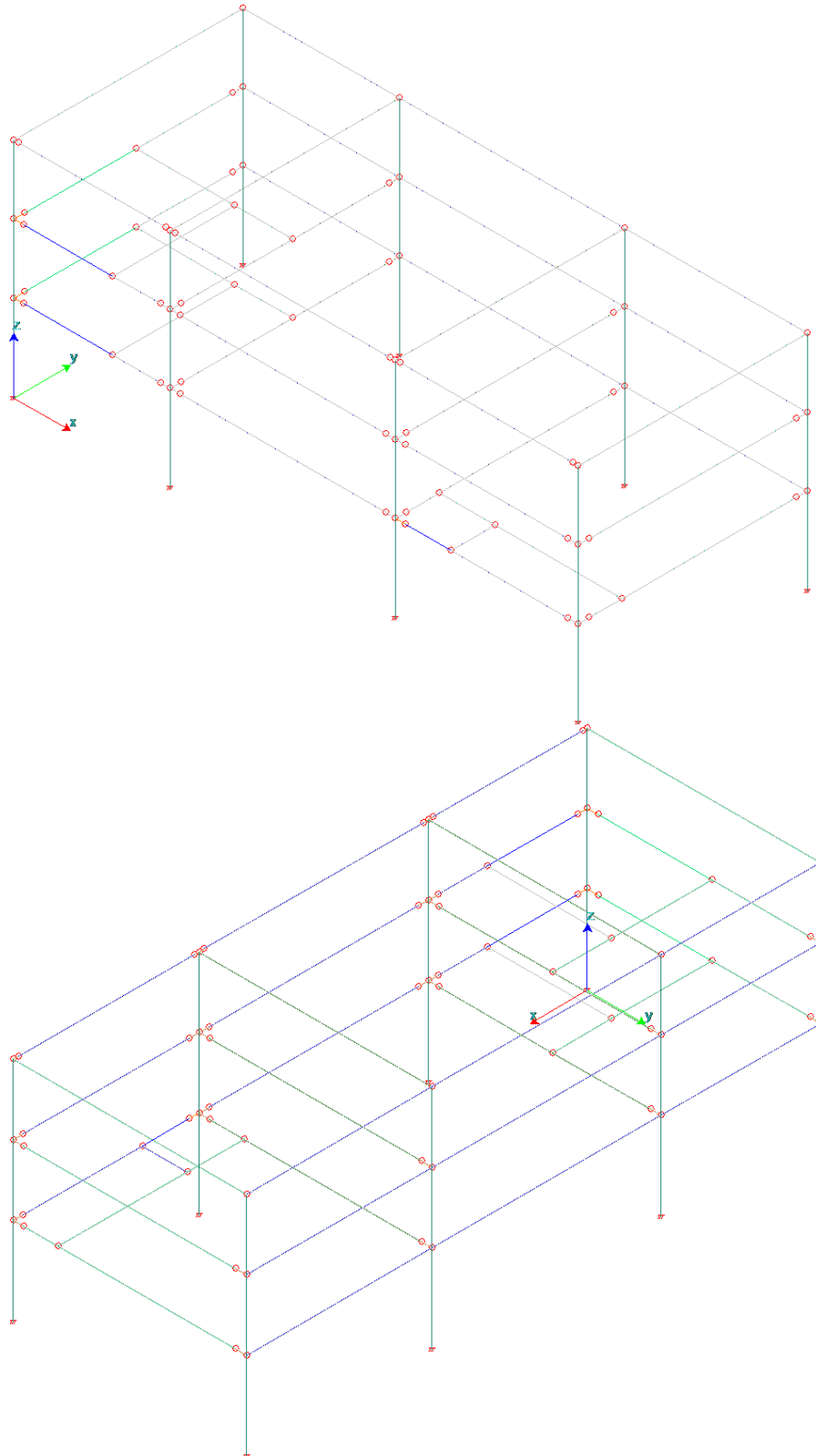


sezioni solide, senza aree di carico



sezioni solide con aree di carico

Si riportano alcune immagini del modello f.e.m. unifilare del fabbricato in oggetto.



La concezione del sistema strutturale è sviluppata in funzione di soddisfare sia i requisiti di sicurezza strutturali sia le esigenze della configurazione architettonica sia il lay-out produttivo interno al fabbricato.

L'edificio è una struttura prefabbricata pluripiano, con tre impalcati infinitamente rigidi, in quanto gli elementi strutturali che compongono gli impalcati (travi a t rovescio, travi ad L, travi rettangolari e tegoli pi-greco) hanno all'estradosso una soletta collaborante in calcestruzzo armata con rete elettrosaldata, soletta alla quale sono collegati mediante staffe uscenti dall'estradosso dei singoli elementi strutturali.

In base alla classificazione della Tabella 7.3.II delle NTC2018, l'edificio è una struttura prefabbricata con pilastri incastrati alla base e travi incernierate.

La struttura viene progettata come dissipativa in CDB, pertanto il suo fattore di comportamento di base è

$$q_0 = 2.5$$

come si evince dalla tabella suddetta.

Si considera la struttura irregolare in altezza, pertanto il fattore di comportamento finale è ridotto tramite il coefficiente $K_r = 0.8$.

Quindi il fattore di comportamento finale è:

$$q_0 * K_r = 2.5 * 0.8 = 2$$

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	q_0	
	CD''A''	CD''B''
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	4,5 α_w/α_1	3,0 α_w/α_1
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	4,0 α_w/α_1	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)		
Strutture a pannelli	4,0 α_w/α_1	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5

Le travi principali e secondarie di ogni impalcato sono incernierate agli appoggi sia sul piano xz o sul piano yz, a seconda della direzione della trave all'interno del fabbricato, sia sul piano xy, inoltre sono svincolate anche in modo da non avere momento torcente; di fatto le diverse travi principali e secondarie hanno un funzionamento a biella.

Questa ipotesi di schematizzazione degli elementi di copertura è stata adottata dallo scrivente sulla base di considerazioni personali e dell'esperienza; in fase esecutiva il progettista della struttura prefabbricata, sulla base del vincolamento effettivamente realizzato tra travi principali e travi secondarie e tra travi principali e pilastri, potrà decidere diversamente, in particolare non realizzando un vincolo a cerniera sul piano xy e vincolando anche a momento torcente, ma mantenendo sempre, proprio per la tipologia strutturale adottata, il vincolamento a cerniera sui piani xz o yz, a seconda della direzione della trave considerata.

Gli impalcati di copertura ai diversi livelli si possono definire infinitamente rigidi, quindi sulla struttura si esegue un'analisi dinamica modale con condensazione di piano e si tiene conto dello spostamento del 5% in ogni direzione del baricentro delle masse rispetto al baricentro delle rigidezze.

I pilastri, incastrati alla base ed incernierati alle travi in sommità, sono di fatto gli unici elementi controventanti dal punto di vista sismico, la cerniera plastica in essi si realizza solo alla base, cioè all'incastro.

Il modulo elastico dei pilastri viene ridotto per tenere conto della fessurazione, paragrafo 7.2.6 NTC 2018, sotto riportato; sulla base delle figure C7.2.5 (a) e C7.2.5 (b), contenute nella Circolare esplicativa del 21-01-2019 n. 7/C.S.LL.PP. e sulla base dello sforzo normale N dovuto ai carichi verticali agenti sui pilastri in combinazione sismica, la riduzione del modulo elastico operata è pari prudenzialmente al 20%.

Nel rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali si deve tener conto della fessurazione. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidezza flessionale e a taglio di elementi in muratura, calcestruzzo armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dello stato limite considerato e dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.

Nelle Figure C7.2.5 (a) e C7.2.5 (b), q rappresenta il fattore di comportamento, N lo sforzo normale dovuto ai soli carichi verticali nella combinazione sismica, A_c l'area della sezione, f_{cd} la resistenza a compressione del calcestruzzo.

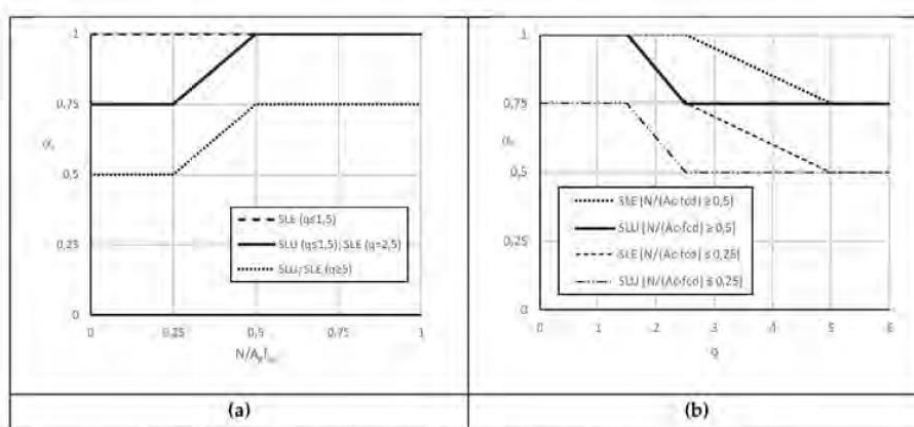


Figura C7.2.5 Dipendenza di q dal carico assiale N e dal fattore di comportamento q .

Il fabbricato considerato è strutturalmente indipendente da altri fabbricati ad esso adiacenti, come ad esempio gli altri edifici prefabbricati con esso confinanti; tra i vari fabbricati strutturalmente indipendenti si realizza un giunto sismico di opportuna ampiezza al fine di evitare il martellamento delle strutture, martellamento dovuto all'opposizione di fase dei periodi di vibrazione di strutture indipendenti sottoposte all'azione sismica.

In via cautelativa e sulla base degli ampi spostamenti che si verificano nelle strutture prefabbricate sotto l'azione sismica, l'ampiezza del giunto è calcolata in questo modo: $2 \cdot h_{\max \text{ cop}}/100$.

Dove $h_{\max \text{ cop}}$ è l'altezza delle coperture che si fronteggiano a partire dallo spiccato delle fondazioni, quindi nel caso in oggetto:

$$2 \cdot (9.3 + 0.7) \cdot 100 / 100 = 20 \text{ cm}$$

Si adotta un giunto di ampiezza pari a 25 cm per tenere conto di eventuali errori esecutivi o di montaggio; nel caso di giunti realizzati a livello delle pensiline, l'ampiezza è ridotta in funzione dell'altezza più bassa.

Inoltre nella palazzina BP-2 sono presenti un vano scala con ascensore, vano che attraversa l'impalcato 1 e l'impalcato 2, e un vano per montacarichi, vano che attraversa il solo impalcato 1.

Entrambi questi vani sono strutturalmente indipendenti e pertanto anche tra questi vani e la struttura prefabbricata si realizza un giunto sismico di opportuna ampiezza al fine di evitare il martellamento delle strutture, martellamento dovuto all'opposizione di fase dei periodi di vibrazione di strutture indipendenti sottoposte all'azione sismica.

In via cautelativa l'ampiezza del giunto sul vano scale è calcolata in questo modo: $2 \cdot h_{\max \text{ cop}}/100$.

Dove $h_{\max \text{ cop}}$ è l'altezza delle coperture che si fronteggiano a partire dallo spiccato delle fondazioni, quindi nel caso in oggetto:

$$2 \cdot (13 + 0.7) \cdot 100 / 100 = 27.4 \text{ cm}$$

Si adotta un giunto di ampiezza pari a 30 cm, per tenere conto di eventuali errori esecutivi o di montaggio.

In via cautelativa l'ampiezza del giunto sul vano montacarichi è calcolata in questo modo: $2 \cdot h_{\max \text{ cop}}/100$.

Dove $h_{\max \text{ cop}}$ è l'altezza delle coperture che si fronteggiano a partire dallo spiccato delle fondazioni, quindi nel caso in oggetto:

$$2 \cdot (5 + 0.7) \cdot 100 / 100 = 10.4 \text{ cm}$$

Si adotta un giunto di ampiezza pari a 20 cm, per tenere anche in conto gli eventuali errori esecutivi o di montaggio.

Le fondazioni superficiali a plinto isolato sono collegate tra loro da cordoli orizzontali, come già precedentemente scritto, al fine di non determinare sollecitazioni parassite nella struttura in elevazione dovute ad eventuali spostamenti relativi del piano fondale.

11 INDICAZIONE SUI MATERIALI

“Indicazione dei materiali adottati con particolare riferimento alle motivazioni delle scelte compiute in relazione ai requisiti di resistenza meccanica e di durabilità con particolare riferimento alla riduzione degli interventi di manutenzione straordinaria da compiere durante la vita nominale dell’opera strutturale al fine di mantenerne nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità, l’efficienza e il valore economico”

Salvo diversa indicazione si prescrivono i seguenti materiali:

CARPENTERIA METALLICA/INSERTI PER COLLEGAMENTI STRUTTURALI

Acciaio S275

salvo dove diversamente specificato dal produttore dell’inserto per collegamento strutturale

BARRE FILETTATE CLASSE 8.8 O CLASSE 10.9

CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI

Classe di esposizione:	XC2 per fondazioni
Classe di resistenza:	C30/37
Contenuto cemento minimo:	325 Kg/mc
Diametro massimo inerte:	32 mm per fondazioni
Classe di consistenza:	S3 o S4
Fck:	370 Kg/cm ²
fcd:	170,0 Kg/cm ²

CALCESTRUZZO PER STRUTTURA IN ELEVAZIONE

Classe di esposizione:	XC3 per strutture in elevazione
Classe di resistenza:	C40/50, C45/55
Rck,j per strutture precomprese al taglio trefoli = 35 N/mm ² – 40 N/mm ²	
Contenuto cemento minimo:	425 Kg/mc
Diametro massimo inerte: 20 mm per strutture in elevazione o minore negli alari di copertura.	
Classe di consistenza:	S4, S5 se e dove necessario
Fck:	450 Kg/cm ²
fcd:	255,0 Kg/cm ²

ACCIAIO PER ARMATURA LENTA PER FONDAZIONI E STRUTTURA IN ELEVAZIONE

Barre:	B 450C
Reti e tralicci:	B 450C – B450A
Fyk	4500 Kg/cm ²
Fyd	3913 Kg/cm ²

ACCIAIO PER PRECOMPRESSIONE STRUTTURA IN ELEVAZIONE

Trefoli e trecce

Tensione caratteristica al carico massimo f_{ptk}: > o = 1860 N/mm²

Tensione caratteristica all'1% di deformazione totale f_{p(1)k}: > o = 1670 N/mm²

RESINA BICOMPONENTE PER ANCORAGGI IN C.A.

Resina Hilti HIT-RE 500 V3

MALTA PER INGHISAGGI

Malta a ritiro compensato per inghisaggi EMACO S55 o Masterflow 928.

Per ogni tipo di calcestruzzo gli inerti non dovranno assorbire acqua, dovranno avere lunga durata nel tempo senza subire degradazioni, avere opportuna resistenza al gelo, nonché durezza e resistenza adeguate alla classe di calcestruzzo da ottenere, e dovranno essere lavati e risultare totalmente mancanti di terra, fango, detriti organici, ecc.

Gli inerti saranno di tre tipi e dimensioni e la loro miscela sarà effettuata in modo da ottenere una curva granulometrica compresa tra le due curve limite.

Il rapporto acqua/cemento non dovrà essere superiore a 0,5; per valori inferiori dovranno essere usati additivi fluidificanti per migliorarne la lavorabilità.

L'acciaio di armatura dovrà essere controllato in stabilimento in accordo al capitolo 11.3.2.10 delle NTC 2008. Il piegamento delle barre di armatura dovrà essere eseguito rispettando i seguenti diametri minimi:

per $\varphi < 16\text{mm} \Rightarrow 4\varphi$

per $16 \leq \varphi \leq 25\text{mm} \Rightarrow 7\varphi$

12 INDIVIDUAZIONE PARAMETRI AZIONE SISMICA

“Individuazione dei parametri che concorrono alla definizione dell’azione sismica di riferimento in base alla tipologia strutturale adottata e alle condizioni del sito”

In accordo alle NTC 2018 l’azione sismica è stata definita in funzione della “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione e determinata a partire dallo spettro di risposta elastico in accelerazione in funzione dello stato limite considerato.

SISMA ORIZZONTALE ED EFFETTI TORSIONALI

In accordo al cap. 3.2.3 l’azione sismica è stata determinata in maniera indipendente nelle 2 componenti orizzontali e combinata secondo quanto al cap. 7.3.5 delle NTC 2018.

Poiché gli impalcati sono infinitamente rigidi, si è tenuto conto dello spostamento eventuale del baricentro delle masse rispetto a quello delle rigidezze.

SISMA VERTICALE

In accordo al cap. 7.2.2 delle NTC 2018 è stata considerata la componente verticale dell’azione sismica, in quanto l’accelerazione di base del sito $a_g/g = 0.162$ e maggiore di 0.15 e nella struttura sono presenti elementi precompressi con luce superiore ad 8 metri, paragrafo 7.2.2 delle NTC.

Poiché le travi di copertura sono incernierate agli appoggi, il sisma verticale può determinare un aumento o una diminuzione degli sforzi normali nei pilastri, trattandosi di una relazione pre-sismica si trascura al momento tale variazione dello sforzo assiale nella verifica dei pilastri.

In fase di progettazione esecutiva, il progettista deciderà se valutare in modo più approfondito gli effetti del sisma verticale sulla struttura.

Analisi:

La parte di struttura in elevazione è stata studiata mediante analisi lineare dinamica e nello specifico è stata effettuata un’analisi modale ipotizzando un comportamento dissipativo in CDB.

Con riferimento ai Cap. 2 e 7 delle NTC, nell’analisi sismica delle strutture sono stati considerati i seguenti valori dei parametri principali:

- Zona sismica secondo O.P.C.M. 3274 = 2;
- Vita nominale, $V_N = 50$ anni (NTC 2.4.1, tipo di costruzione 2);
- Classe d’uso II, coefficiente d’uso $C_U = 1.0$ (NTC Tab. 2.4. II) ;
- Periodo di riferimento per la determinazione dell’azione sismica $V_R = V_N \cdot C_U = 50$ anni (NTC 2.4.3);

- Categoria di sottosuolo: B, per maggiori dettagli si rimanda all'elaborato specialistico geologico-sismico;
- Categoria topografica $T1 \Rightarrow$ coefficiente di amplificazione topografico $S_T = 1.0$ (elaborato specialistico geologico-sismico vedi elaborati specialistici);
- S_s coefficiente di amplificazione stratigrafico = 1.2 per sisma orizzontale SLV e SLD,
- Fattore di comportamento $q_D = 2$ agli SLV con sisma orizzontale,
- Fattore di comportamento $q_D = 1.5$ agli SLV con sisma verticale,
- Fattore di comportamento $q_D = 1$ agli SLD,
- $\xi = 5\%$ (NTC circ. C7.3.3.1) coefficiente di smorzamento convenzionale dei modi di vibrare.

Di seguito si riportano in forma numerica gli spettri di progetto ed i risultati sintetici dell'analisi dinamica modale.

Nell'analisi dinamica sotto riportata si verifica anche la non deformabilità torsionale della struttura; infatti, se la struttura fosse deformabile torsionalmente, il fattore di comportamento adottato andrebbe ridotto e sarebbe pari a $2 \cdot 0.8 = 1.6$.

13 RISULTATI DELL'ANALISI DINAMICA MODALE

I_s	raggio d'inerzia polare di piano $I_s = \sqrt{J_p / m}$
X_g, Y_g, Z_g	coordinate centro di massaModale
D_x, D_y	eccentricità centro di massa-centro delle rigidezza
$K_{rzz}, K_{tmin}, K_{tmax}$	rigidezze traslanti e torcenti
r_1, r_2	raggi giroscopi d'inerzia $(r_1 = (K_{rzz}/K_{tmin})^{1/2}, r_2 = (K_{rzz}/K_{tmax})^{1/2})$
$\Delta K_x, \Delta K_y, \Delta K_{\theta z}$	incrementi percentuali di rigidezza $(\Delta K = (K_i - K_{i-1}) / K_{i-1})$
$K_{xi}, K_{yi}, K_{\theta zi}$	rigidezze traslanti e torsionali del piano i-esimo rispetto agli assi globali
R	ordinata dello spettro
Coeff. di Part.	coefficienti di partecipazione (in letteratura g_{ij})
$ L_i / L_1 $	rapporto percentuale fra i fattori di partecipazione del modo i-esimo e del primo modo
M_{mi} / M_{mtot}	percentuale massa modale efficace dell'i-esimo modo
$\sum M_{mi} / M_{mtot}$	percentuale cumulativa delle masse modali efficaci
$\phi_{i,ux}, \phi_{i,uy}, \phi_{i,\theta z}$	spostamenti modali del nodo master

• Modalità di valutazione della risposta modale

Analisi spettrale via Subspace iterator

Valutazione dei modi di vibrare eccentrici

Analisi tenendo conto della massa dei nodi liberi (non appartenenti a solai).

Smorzamento strutturale 5.0 %

risposta $S = CQC(S_i)$

segno risposta = sign($\sum S_i$)

$U_{nodo,solaio} = CQC(U_{i,master} + \theta_{zi,master} \times d)$

• Masse, Coordinate baricentriche, Eccentricità

Solaio	Massa [UTM]	Variazione Massa %	J_p [UTM m ²]	I_s [m]	X_g [m]	Y_g [m]	Z_g [m]	D_x [m]	D_y [m]
1	50574.1	0.0	8568486.0	13.02	19.80	11.35	5.30	-1.90	-3.34
2	63643.1	25.8	9625662.0	12.30	21.75	8.96	9.50	-3.85	-0.94
3	62148.5	-2.3	10013569.0	12.69	18.22	8.59	13.70	-0.32	-0.65

Percentuale della massa di piano utilizzata per la valutazione delle azioni dovute ad eccentricità addizionali del centro di massa **100.0%**

- Spostamento Percentuale del centro di massa rispetto alla dimensione dell'impalcato e1 5.0 %
- Sub-Matrici di rigidezza 3x3

Solaio	U_x	U_y	R_z	r_1 [m]	r_2 [m]	r_{min} / I_s	$e / 0.3 r$	ΔK_x %	ΔK_y %	$\Delta K_{\theta z}$ %
	7.1532940800e+07	3.5855919123e-08	-1.6898160891e+08							
1	3.5855919123e-08	8.9025087713e+07	2.3869649150e+08	16.82	15.08	1.158	0.783			
	-1.6898160891e+08	2.3869649150e+08	2.0236139523e+10							

	6.9928834668e+07	-1.2456439435e-08	-3.3542965630e+08						-2.24
2	-1.2456439435e-08	8.7161616083e+07	6.6039188244e+07	17.26	15.46	1.257	0.849		-2.09
	-3.3542965630e+08	6.6039188244e+07	2.0840260459e+10					2.99	
	1.8971948521e+07	-8.9275999926e-09	-7.4645962867e+06					-72.87	
3	-8.9275999926e-09	2.3497438570e+07	1.2378348588e+07	16.56	14.88	1.172	0.149		-73.04
	-7.4645962867e+06	1.2378348588e+07	5.2032960267e+09						-75.03

N.B. Eccentricità solai valutata con $U_i=1$ $U_j=1$ se $z_j > z_i$ 0 $z_j < z_i$.

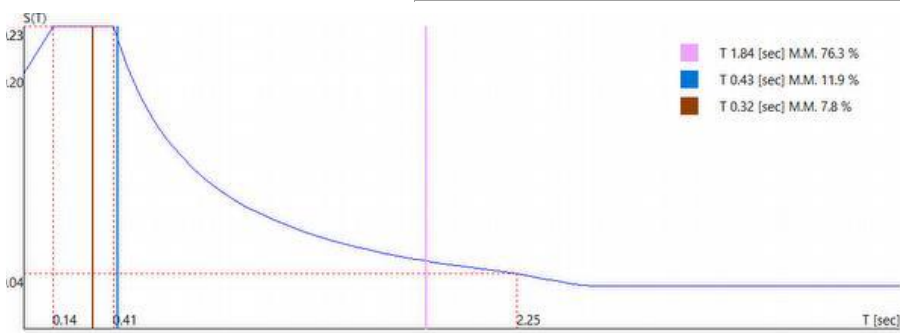
Come si vede dai valori in grassetto di r_{min}/l_s riportati sopra, questi sono superiori ad 1 per ogni impalcato e quindi la struttura non è deformabile torsionalmente, pertanto il fattore di comportamento adottato $q=2$ risulta corretto.

- **Spettro in accordo con TU 2018**
 - SASSUOLO-FIORANO MODENESE Longitudine 10.8087 Latitudine 44.5576
 - Tipo di Terreno B
 - Coefficiente di amplificazione topografica (S_T) 1.0000
 - Vita nominale della costruzione (V_N) 50.0 anni
 - Classe d'uso II coefficiente C_U 1.0
 - Classe di duttilità impostata Bassa
 - Fattore di duttilità α_u/α_1 per sisma orizzontale 1.00
 - Fattore riduttivo regolarità in altezza K_R 0.80
 - Fattore riduttivo per la presenza di setti K_W 1.00

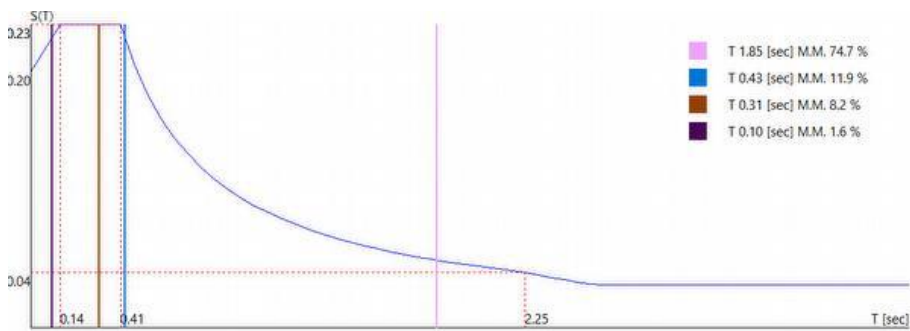
Stato Limite	C	q_H	q_V
SLV	2.50	2.00	1.50
SLD	1.25	1.00	1.50
SLC	1.00	1.00	1.50
SLO	2.50	1.00	1.50

- Smorzamento Viscoso ($0.05 = 5\%$) 0.05

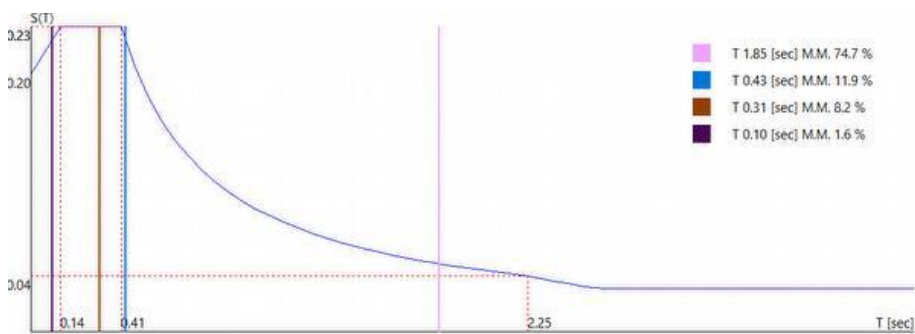
- **TU 2018 SLV H**
 - Probabilità di superamento (P_{VR}) 10.0 e periodo di ritorno (T_R) 475 (anni)
 - S_s 1.200
 - T_B 0.14 [sec]
 - T_C 0.41 [sec]
 - T_D 2.25 [sec]
 - a_g/g 0.1631
 - F_o 2.3725
 - T_c^* 0.2900



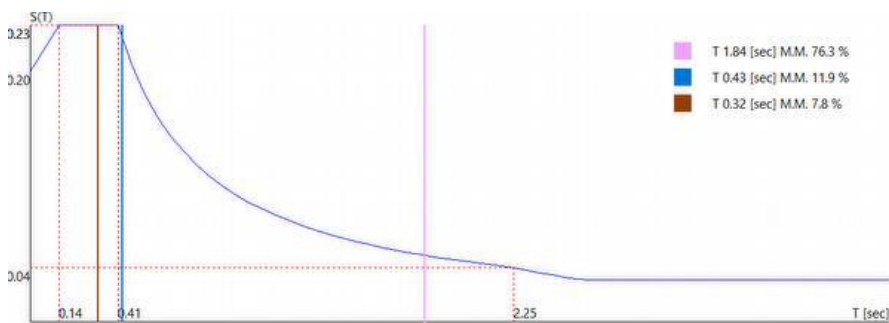
0.00 [°] + SLV



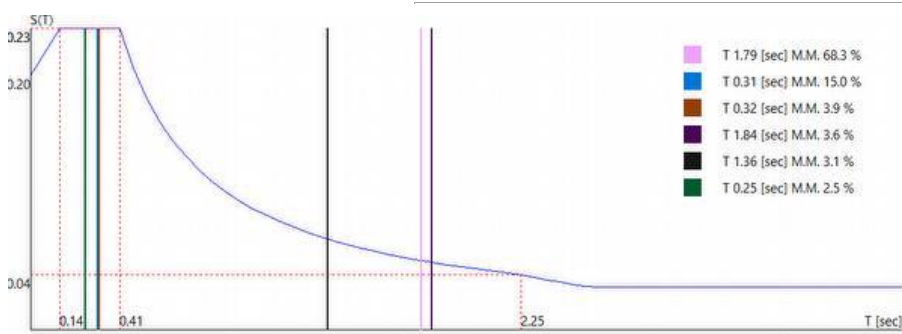
0.00 [°] - SLV



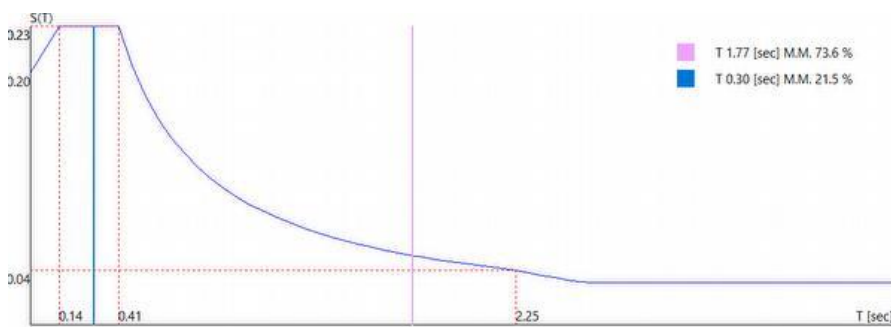
180.00 [°] + SLV



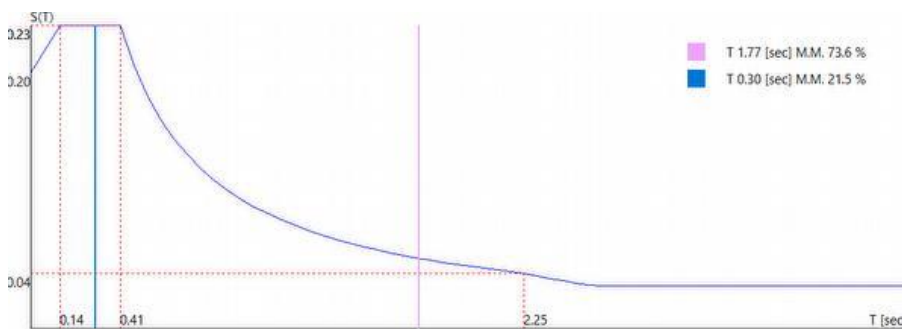
180.00 [°] - SLV



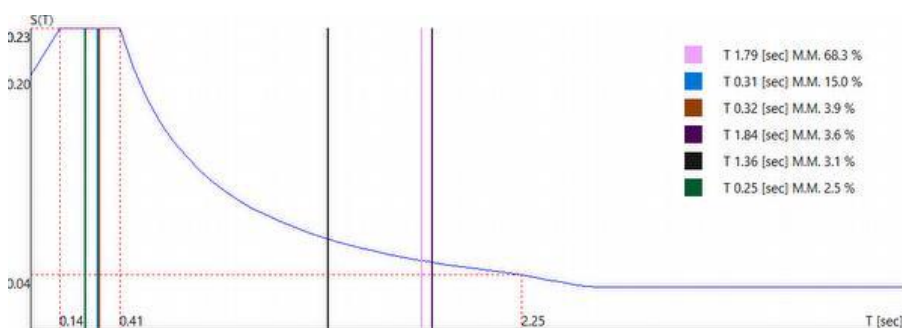
90.00 [°] + SLV



90.00 [°] - SLV



270.00 [°] + SLV



270.00 [°] - SLV

• Sintesi dei risultati SLV per direzione d'ingresso del sisma.

Direzione d'ingresso	Modo Principale	Periodo [sec]	% Massa Modale Modo Principale	% Massa Modale Totale
0.00 [°] + SLV	1	1.84	76.3	99.9
0.00 [°] - SLV	9	1.85	74.7	99.2
180.00 [°] + SLV	17	1.85	74.7	99.2
180.00 [°] - SLV	25	1.84	76.3	99.9
90.00 [°] + SLV	33	1.79	68.3	98.7
90.00 [°] - SLV	41	1.77	73.6	99.4
270.00 [°] + SLV	49	1.77	73.6	99.4
270.00 [°] - SLV	57	1.79	68.3	98.7

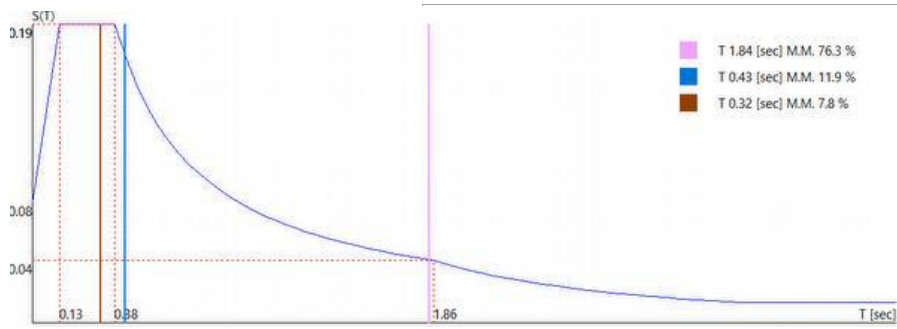
Come si vede l'analisi dinamica modale ha coinvolto una percentuale di massa superiore al minimo previsto dalla normativa cogente pari a 85%.

- Spettro in accordo con TU 2018
 - SASSUOLO-FIORANO MODENESE Longitudine 10.8087 Latitudine 44.5576
 - Tipo di Terreno B
 - Coefficiente di amplificazione topografica (S_T) 1.0000
 - Vita nominale della costruzione (V_N) 50.0 anni
 - Classe d'uso II coefficiente C_U 1.0
 - Classe di duttilità impostata Bassa
 - Fattore di duttilità α_w/α_1 per sisma orizzontale 1.00
 - Fattore riduttivo regolarità in altezza K_R 0.80
 - Fattore riduttivo per la presenza di setti K_W 1.00

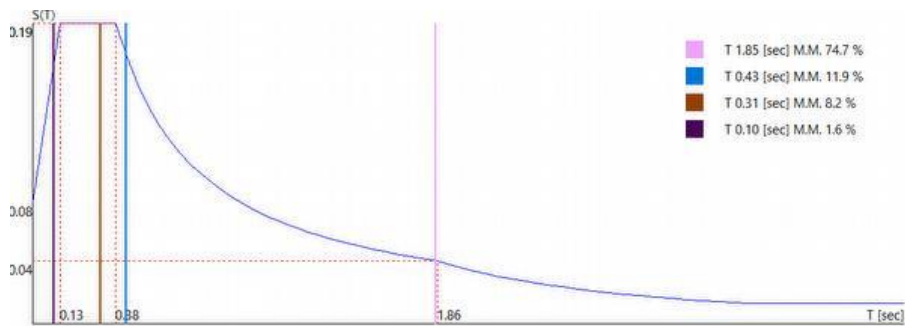
Stato Limite	C	q_H	q_V
SLV	2.50	2.00	1.50
SLD	1.25	1.00	1.50
SLC	1.00	1.00	1.50
SLO	2.50	1.00	1.50

- Smorzamento Viscoso ($0.05 = 5\%$) 0.05

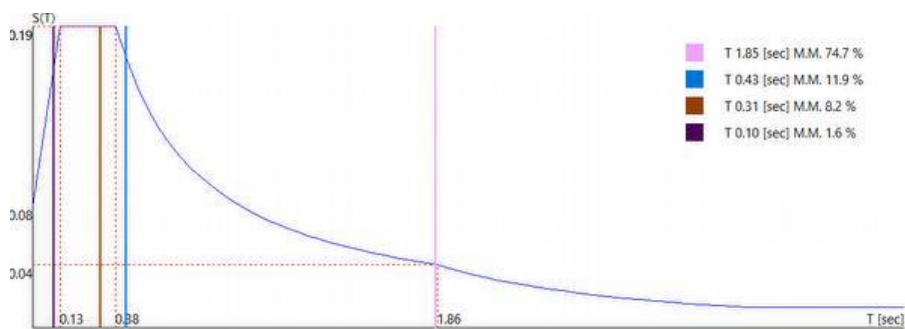
- TU 2018 SLD H
 - Probabilità di superamento (P_{VR}) 63.0 e periodo di ritorno (T_R) 50 (anni)
 - S_s 1.200
 - T_B 0.13 [sec]
 - T_C 0.38 [sec]
 - T_D 1.86 [sec]
 - a_g/g 0.0643
 - F_o 2.4915
 - T_C^* 0.2684



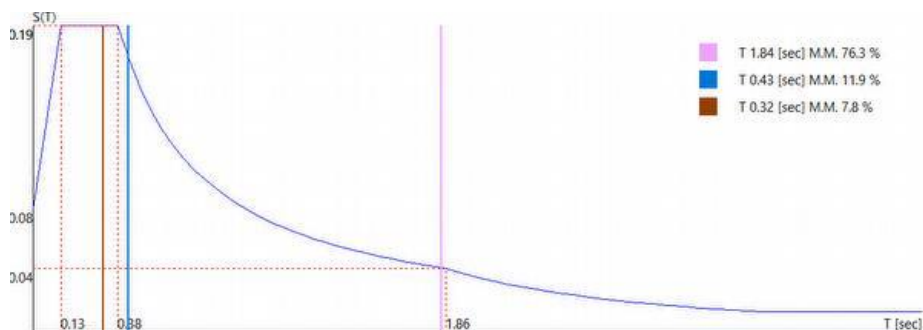
0.00 [°] + SLD



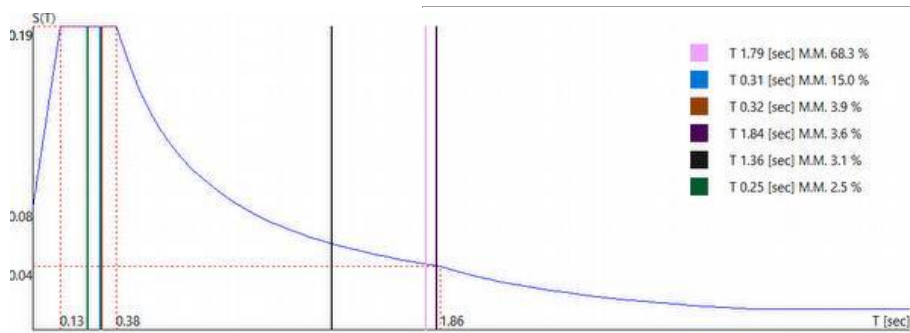
0.00 [°] - SLD



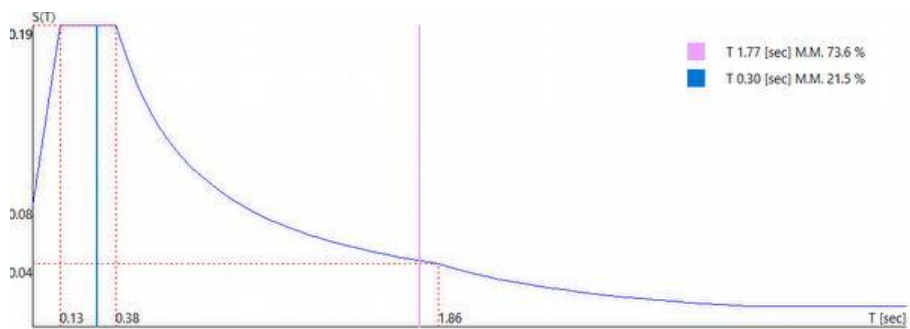
180.00 [°] + SLD



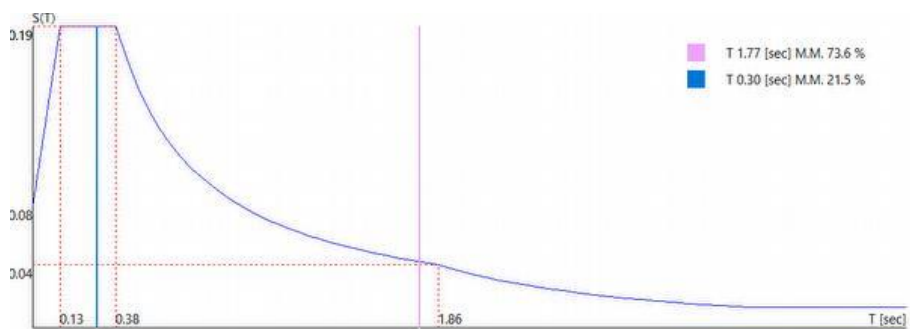
180.00 [°] - SLD



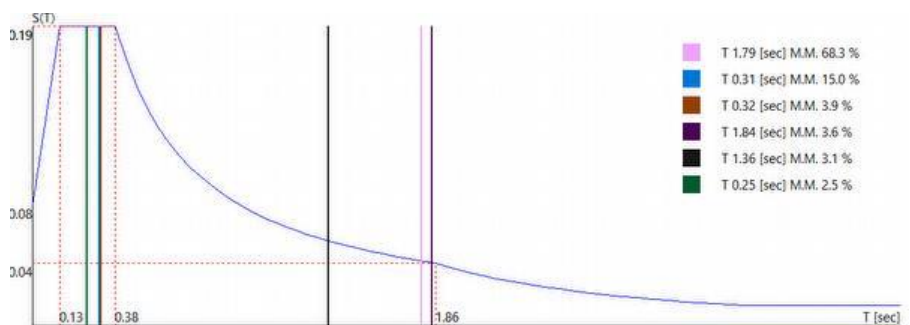
90.00 [°] + SLD



90.00 [°] - SLD



270.00 [°] + SLD



270.00 [°] - SLD

• Sintesi dei risultati SLD per direzione d'ingresso del sisma.

Direzione d'ingresso	Modo Principale	Periodo [sec]	% Massa Modale Modo Principale	% Massa Modale Totale
0.00 [°] + SLD	65	1.84	76.3	99.9
0.00 [°] - SLD	73	1.85	74.7	99.2
180.00 [°] + SLD	81	1.85	74.7	99.2
180.00 [°] - SLD	89	1.84	76.3	99.9
90.00 [°] + SLD	97	1.79	68.3	98.7
90.00 [°] - SLD	105	1.77	73.6	99.4
270.00 [°] + SLD	113	1.77	73.6	99.4
270.00 [°] - SLD	121	1.79	68.3	98.7

14 VALUTAZIONE EFFETTI NON-LINEARI PDR/VH

- $V_x \Theta_x = P \, d_{r,x} / h$
- $V_y \Theta_y = P \, d_{r,y} / h$
- $V \Theta = P \, d_r / h$ dove: $d_r = \sqrt{d_{r,x}^2 + d_{r,y}^2}$
- Controllo combinazioni 27 .. 58
- Fattore di struttura 2.00
- Fattore di importanza γ_i 1.00
- Modalità di calcolo: spostamenti d'interpiano valutati sugli spostamenti del nodo master di solaio
- N valutato per combinazione

Trattandosi di una struttura prefabbricata, con pilastri snelli, assume particolare importanza la valutazione degli effetti non lineari, quindi il calcolo di θ previsto dalla normativa.

Tale calcolo si esegue solo sulle 32 combinazioni SLV e, essendo presenti impalcati infinitamente rigidi, si considerano gli spostamenti dei nodi master di ogni singolo solaio.

Lo spostamento d_r , che si ottiene dall'analisi dinamica modale, va amplificato per il fattore definito dal paragrafo 7.3.3.3. delle NTC 2018 sotto riportato.

7.3.3.3 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI DELLA STRUTTURA

Gli spostamenti d_E sotto l'azione sismica di progetto relativa allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento μ_d i valori d_{Ea} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ea} \quad [7.3.8]$$

Dove :

$$\begin{aligned} \mu_d &= q & \text{se } T_1 \geq T_c \\ \mu_d &= 1 + (q - 1) \cdot \frac{T_c}{T_1} & \text{se } T_1 < T_c \end{aligned} \quad [7.3.9]$$

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

Nel caso in oggetto $T_{1x} = 1.84 \, s - 1.85 \, s$ e $T_{1y} = 1.77 \, s - 1.79 \, s$ sono entrambi maggiori di $T_c = 0.41 \, s$, quindi $\mu_d = q = 2$

Si considerano gli spostamenti combinati in direzione x e in direzione y, si riporta di seguito la tabella con il valore massimo di θ per il pilastro utilizzato nel modello f.e.m..

Valutazione Effetti NON-Lineari Pd/Vh

$$V_x \Theta_x = P \, d_{r,x} / h$$

$$V_y \Theta_y = P \, d_{r,y} / h$$

$$V \Theta = P \, d_r / h \text{ dove: } d_r = \sqrt{d_{r,x}^2 + d_{r,y}^2}$$

Controllo combinazioni 13 .. 44

Fattore di struttura 2.00

Fattore di importanza γ_i 1.00

Modalità di calcolo: spostamenti d'interpiano valutati sugli spostamenti del nodo master di solaio

Si riporta di seguito una prima valutazione di larga massima del coefficiente θ , coefficiente che, trattandosi di un telaio pluripiano, ha bisogno di una valutazione più approfondita, che si rimanda alla progettazione esecutiva.

Massimi

Interpiano Solai	Comb.	Altezza [m]	P [kg]	Direzione $U=\sqrt{d_{r,x}^2+d_{r,y}^2}$			
				V [kg]	P d _r /h [kg]	d _r [cm]	θ
2 1	30	4.20	1318667.3	21603.5	4315.7	1.37	0.1998

Come si vede il valore di θ per i pilastri è superiore ad 0.1, quindi nella verifica dei pilastri si incrementano gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un valore pari a: $1/(1-\theta)$, con $\theta = 0.2$ l'amplificazione è pari a:

$$1/(1-0.2) = 1.25$$

Se il valore di θ fosse stato superiore a 0.2 allora si sarebbe dovuto procedere con un'analisi che tenesse in conto gli effetti del secondo ordine (analisi non lineare), in nessun caso il valore di θ potrebbe essere stato maggiore di 0.3, riferimento paragrafo 7.3.1 delle NTC 2018.

VERIFICA DI STABILITÀ PER ELEMENTI SNELLI – EFFETTI GLOBALI NEGLI EDIFICI

In questa fase di pre-dimensionamento non si esegue la verifica globale per trascurare gli effetti globali del secondo ordine sull'edificio in oggetto.

Effetti globali negli edifici

Gli effetti globali del secondo ordine negli edifici possono essere trascurati se è verificata la seguente condizione:

$$P_{Ed} \leq 0,31 \frac{n}{n+1,6} \frac{\sum (E_{cd} I_c)}{L^2} \quad [4.1.43]$$

dove:

P_{Ed} è il carico verticale totale (su elementi controventati e di controvento);

n è il numero di piani;

L è l'altezza totale dell'edificio sopra il vincolo ad incastro di base;

E_{cd} è il valore di progetto del modulo elastico del calcestruzzo definito in § 4.1.2.3.9.3;

I_c è il momento di inerzia della sezione di calcestruzzo degli elementi di controvento, ipotizzata interamente reagente.

15 COMPONENTI NON STRUTTURALI: INTERAZIONI

“Analisi delle interazioni tra le componenti architettoniche, impiantistiche e le opere di contenimento dei consumi energetici, nonché le modalità adottate per ridurre al minimo le eventuali interferenze con le strutture e proposte esecutive conseguenti”

La tipologia strutturale adottata prevede degli orizzontamenti posti a diverse altezze costituiti da travi secondarie realizzate con tegoli con sezione a pi-greco, travi principali con sezione ad L o a T rovescia; ci sono poi travi perimetrali, aventi sezioni rettangolari, che hanno la funzione di sostenere i pannelli di tamponamento verticali che non arrivano fino al pavimento finito del piano terra e che quindi non appoggiano sul cordolo porta pannelli di tamponamento posto sotto al pavimento industriale.

La tipologia strutturale sopra descritta conferisce ampia libertà sia da un punto di vista architettonico sia da un punto di vista impiantistico sia per quanto concerne il lay-out produttivo.

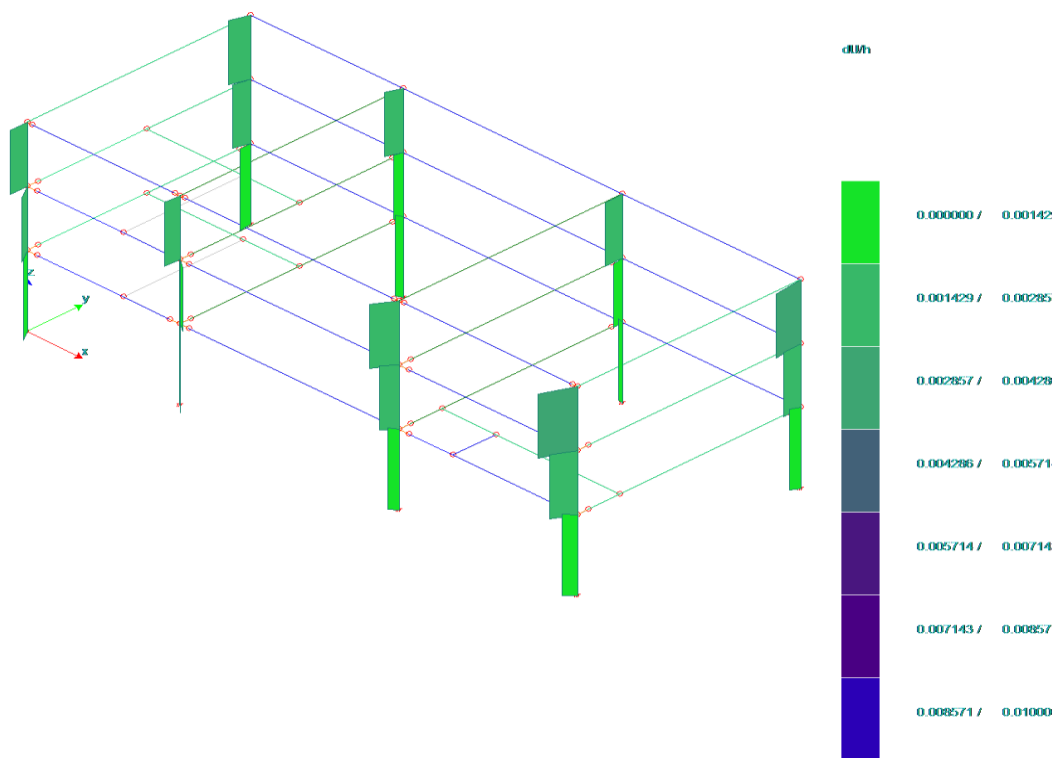
Per quanto riguarda la tipologia di tamponamento, si possono definire i pannelli prefabbricati verticali come tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano per effetto dei loro collegamenti alla struttura.

A tal proposito si riporta il punto del paragrafo 7.3.6.1 delle NTC 2018 dove si definiscono tali tamponature e anche gli spostamenti massimi di interpiano della struttura agli SLD; la verifica SLD della struttura in Classe d’Uso 1 (CU I) è una verifica di rigidezza, tabella 7.3.III NTC 2018.

b) per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d’interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca oppure dei collegamenti alla struttura:

$$qd_r \leq d_{rp} \leq 0,0100 \cdot h \quad [7.3.12]$$

Si riporta di seguito la verifica della struttura agli SLD, verifica ampiamente soddisfatta.



16 ANALISI SULLA REGOLARITÀ STRUTTURALE

“Analisi finalizzate a perseguire il più possibile i criteri di regolarità in pianta ed in elevazione della costruzione, dal punto di vista del comportamento sotto l’effetto delle azioni sismiche e proposte esecutive conseguenti”

La struttura, come più volte già scritto, si considera non regolare in altezza; infatti, anche se tutti i pilastri proseguono fino alla copertura, la presenza di carichi variabili pari a 1000 daN/m² su una parte del primo impalcato potrebbe non consentire la verifica del punto e) del paragrafo 7.2.1 delle NTC 2018 sulla regolarità in altezza, per questo motivo nella presente analisi il fattore di comportamento di base è stato ridotto del coefficiente $K_r = 0.8$ sulla base di quanto riportato nel paragrafo 7.3.1 delle NTC 2018.

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

Per quanto concerne la regolarità in pianta, la struttura risulta leggermente non regolare in pianta a causa della presenza nei primi due impalcati, a partire dal piano terra, del vano scala e del vano montacarichi, questo presente solo nel primo impalcato.

La non completa regolarità in pianta della struttura non comporta una riduzione del fattore di comportamento, già particolarmente basso.

17 PREDIMENSIONAMENTI

“Primi dimensionamenti di massima dei principali elementi strutturali attraverso l’impiego di schemi semplici e facilmente controllabili per un’agevole lettura e interpretazione dei risultati”

La struttura è già stata ampiamente descritta al paragrafo 10 “Tipologia strutturale adottata”.

Si riportano di seguito le condizioni di carico e le combinazioni di carico considerate agli SLU, agli SLV e agli SLD.

Condizioni di carico definite:

Condizione

1	pp
2	q permanenti portati
3	tamponamento
4	tamponamento sisma
5	qvar piano
6	qvar neve
7	vento -x
8	vento x
9	vento -y
10	vento y
11	Sisma 0SLU
12	Sisma 0SLU
13	Sisma 180SLU
14	Sisma 180SLU
15	Sisma 90SLU
16	Sisma 90SLU
17	Sisma 270SLU
18	Sisma 270SLU
19	Sisma 0SLD
20	Sisma 0SLD
21	Sisma 180SLD
22	Sisma 180SLD
23	Sisma 90SLD
24	Sisma 90SLD
25	Sisma 270SLD
26	Sisma 270SLD

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

Combinazione di carico numero

1	neve +vento x
2	neve +vento -x
3	neve +vento y
4	neve +vento -y
5	vento x + var
6	vento -x + var
7	vento y +var
8	vento -y + var
9	vento x + qperm
10	vento -x + qperm
11	vento y +qperm
12	vento -y + qperm

Comb.\Cond	1	2	3	5	6	7	8	9	10
1	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	0.9	-0.18		
2	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	-0.18	0.9		
3	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5			0.9	-0.18
4	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5			-0.18	0.9
5	1.3	1.3	1.3	1.2	0.75	1.5	-0.3		
6	1.3	1.3	1.3	1.2	0.75	-0.3	1.5		
7	1.3	1.3	1.3	1.2	0.75			1.5	-0.3
8	1.3	1.3	1.3	1.2	0.75			-0.3	1.5
9	1.3	1.3	1.3				-0.3		
10	1.3	1.3	1.3				1.5		
11	1.3	1.3	1.3					1.5	-0.3
12	1.3	1.3	1.3					-0.3	1.5

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

Combinazione di carico numero

13	Sisma 0+ / 90+
14	Sisma 0+ / 90-
15	Sisma 0+ / 270+
16	Sisma 0+ / 270-
17	Sisma 0- / 90+
18	Sisma 0- / 90-
19	Sisma 0- / 270+
20	Sisma 0- / 270-
21	Sisma 180+ / 90+
22	Sisma 180+ / 90-
23	Sisma 180+ / 270+
24	Sisma 180+ / 270-
25	Sisma 180- / 90+
26	Sisma 180- / 90-

Combinazione di carico numero

27	Sisma 180- / 270+
28	Sisma 180- / 270-
29	Sisma 90+ / 0+
30	Sisma 90+ / 0-
31	Sisma 90+ / 180+
32	Sisma 90+ / 180-
33	Sisma 90- / 0+
34	Sisma 90- / 0-
35	Sisma 90- / 180+
36	Sisma 90- / 180-
37	Sisma 270+ / 0+
38	Sisma 270+ / 0-
39	Sisma 270+ / 180+
40	Sisma 270+ / 180-
41	Sisma 270- / 0+
42	Sisma 270- / 0-
43	Sisma 270- / 180+
44	Sisma 270- / 180-

Comb.\Cond 1 2 3 5 11 12 13 14 15 16 17 18

13	1	1	1	0.8	1			0.3				
14	1	1	1	0.8	1				0.3			
15	1	1	1	0.8	1					0.3		
16	1	1	1	0.8	1						0.3	
17	1	1	1	0.8		1		0.3				
18	1	1	1	0.8		1			0.3			
19	1	1	1	0.8		1				0.3		
20	1	1	1	0.8		1					0.3	
21	1	1	1	0.8			1	0.3				
22	1	1	1	0.8			1		0.3			
23	1	1	1	0.8			1			0.3		
24	1	1	1	0.8			1				0.3	
25	1	1	1	0.8				1	0.3			
26	1	1	1	0.8				1		0.3		
27	1	1	1	0.8				1			0.3	
28	1	1	1	0.8				1				0.3
29	1	1	1	0.8	0.3				1			
30	1	1	1	0.8		0.3				1		
31	1	1	1	0.8			0.3				1	
32	1	1	1	0.8				0.3	1			
33	1	1	1	0.8	0.3					1		
34	1	1	1	0.8		0.3					1	
35	1	1	1	0.8			0.3				1	
36	1	1	1	0.8				0.3		1		
37	1	1	1	0.8	0.3						1	
38	1	1	1	0.8		0.3						1
39	1	1	1	0.8			0.3					1
40	1	1	1	0.8				0.3				1

41	1	1	1	0.8	0.3	1
42	1	1	1	0.8	0.3	1
43	1	1	1	0.8	0.3	1
44	1	1	1	0.8	0.3	1

Combinazioni agli Stati Limite di Danno

Combinazione di carico numero

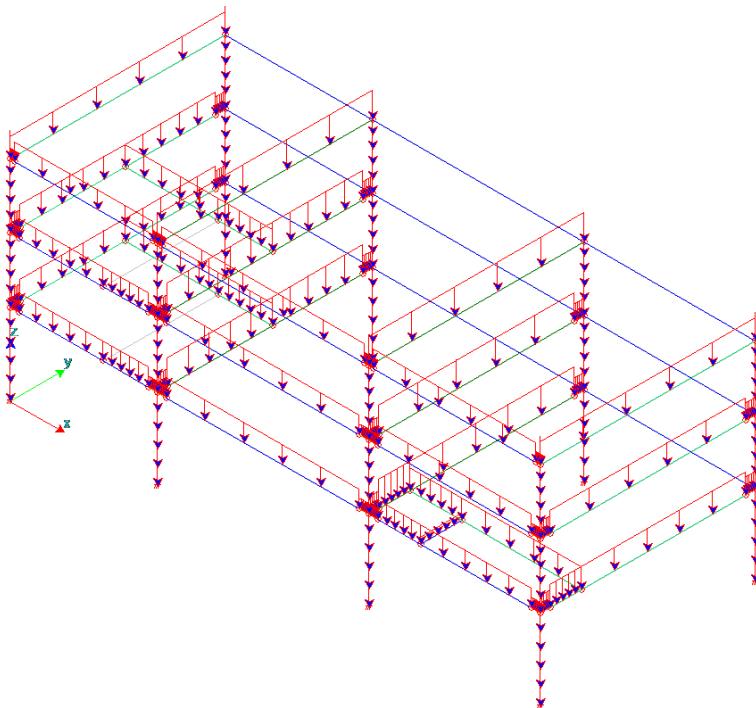
46	Sisma 0+ / 90+
47	Sisma 0+ / 90-
48	Sisma 0+ / 270+
49	Sisma 0+ / 270-
50	Sisma 0- / 90+
51	Sisma 0- / 90-
52	Sisma 0- / 270+
53	Sisma 0- / 270-
54	Sisma 180+ / 90+
55	Sisma 180+ / 90-
56	Sisma 180+ / 270+
57	Sisma 180+ / 270-
58	Sisma 180- / 90+
59	Sisma 180- / 90-
60	Sisma 180- / 270+
61	Sisma 180- / 270-
62	Sisma 90+ / 0+
63	Sisma 90+ / 0-
64	Sisma 90+ / 180+
65	Sisma 90+ / 180-
66	Sisma 90- / 0+
67	Sisma 90- / 0-
68	Sisma 90- / 180+
69	Sisma 90- / 180-
70	Sisma 270+ / 0+
71	Sisma 270+ / 0-
72	Sisma 270+ / 180+
73	Sisma 270+ / 180-
74	Sisma 270- / 0+
75	Sisma 270- / 0-
76	Sisma 270- / 180+
77	Sisma 270- / 180-

Comb.\Cond 1 2 3 5 19 20 21 22 23 24 25 26

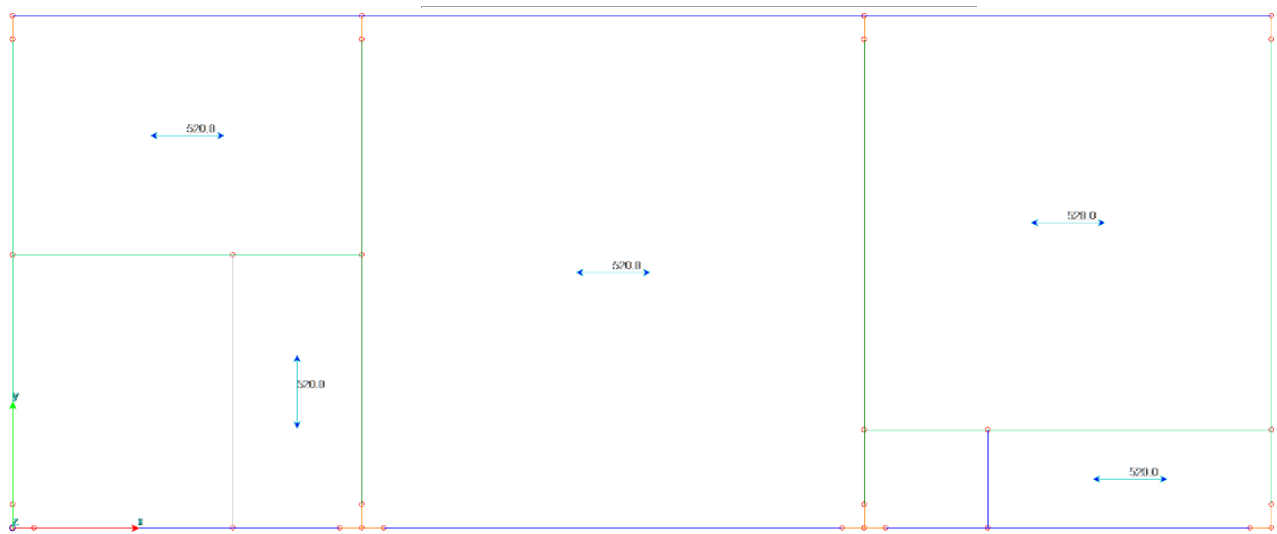
46	1	1	1	0.8	1			0.3				
47	1	1	1	0.8	1				0.3			
48	1	1	1	0.8	1					0.3		
49	1	1	1	0.8	1						0.3	
50	1	1	1	0.8		1		0.3				

51	1 1 1 0.8	1	0.3
52	1 1 1 0.8	1	0.3
53	1 1 1 0.8	1	0.3
54	1 1 1 0.8	1	0.3
55	1 1 1 0.8	1	0.3
56	1 1 1 0.8	1	0.3
57	1 1 1 0.8	1	0.3
58	1 1 1 0.8	1	0.3
59	1 1 1 0.8	1	0.3
60	1 1 1 0.8	1	0.3
61	1 1 1 0.8	1	0.3
62	1 1 1 0.8 0.3	1	
63	1 1 1 0.8	0.3	1
64	1 1 1 0.8	0.3	1
65	1 1 1 0.8	0.3	1
66	1 1 1 0.8 0.3		1
67	1 1 1 0.8	0.3	1
68	1 1 1 0.8	0.3	1
69	1 1 1 0.8	0.3	1
70	1 1 1 0.8 0.3		1
71	1 1 1 0.8	0.3	1
72	1 1 1 0.8	0.3	1
73	1 1 1 0.8	0.3	1
74	1 1 1 0.8 0.3		1
75	1 1 1 0.8	0.3	1
76	1 1 1 0.8	0.3	1
77	1 1 1 0.8	0.3	1

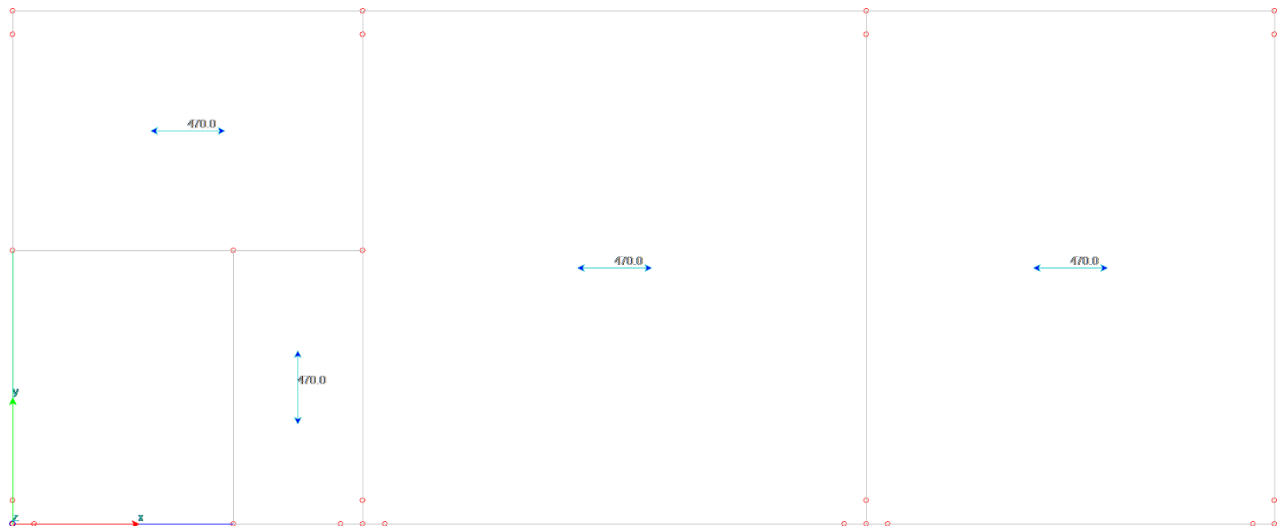
Condizioni di carico



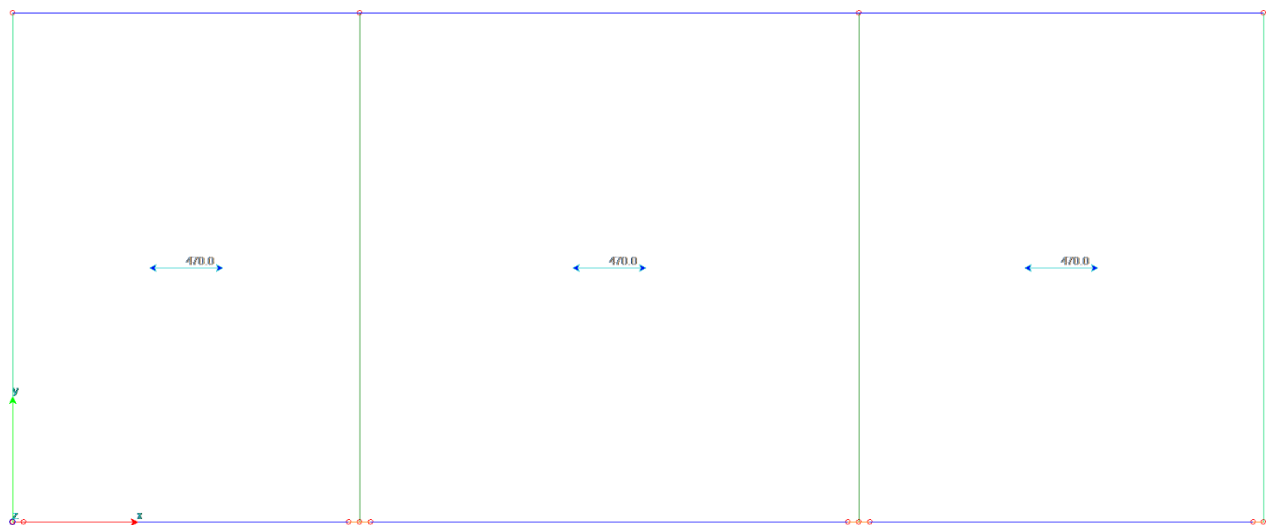
pesi propri elementi strutturali



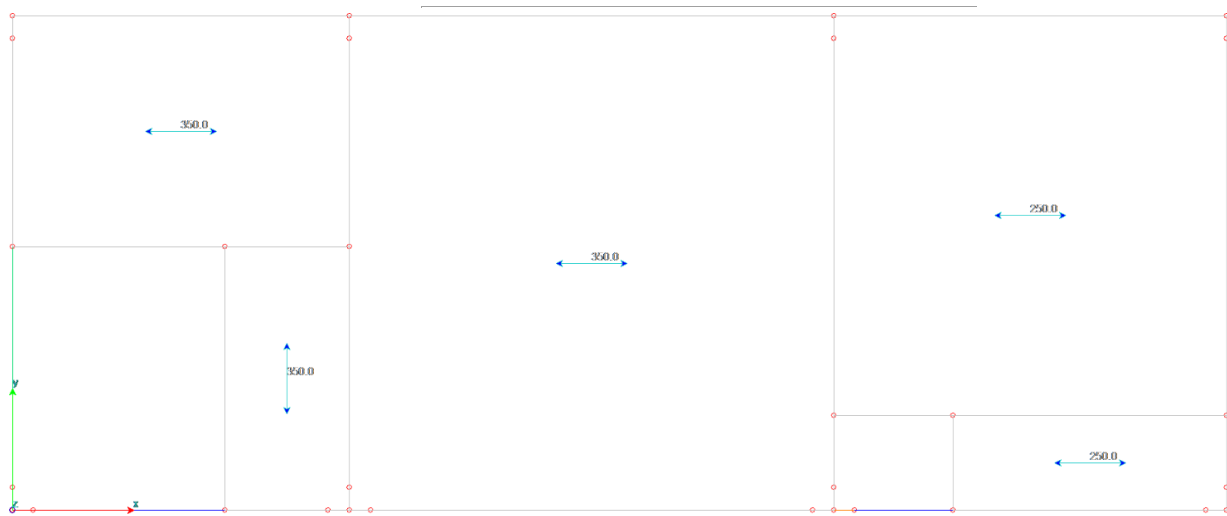
pp primo impalcato dal PT



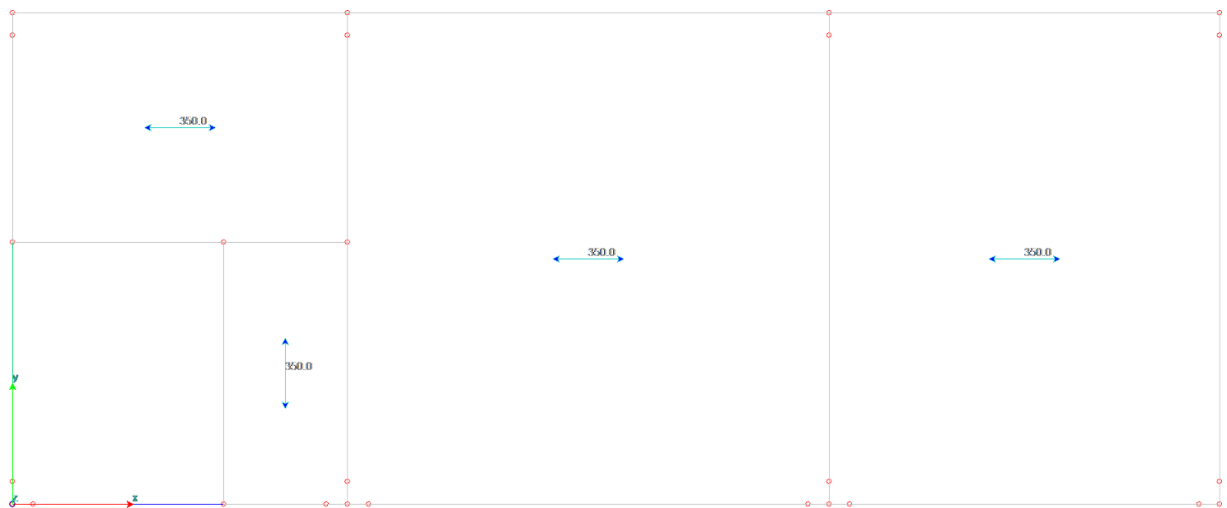
pp secondo impalcato dal PT



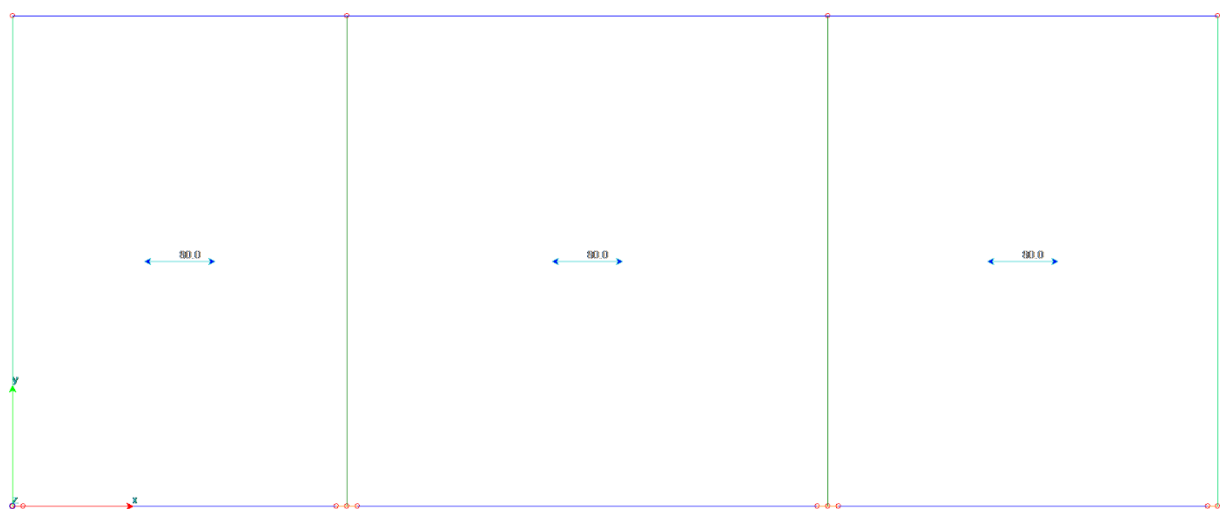
pp terzo impalcato dal PT



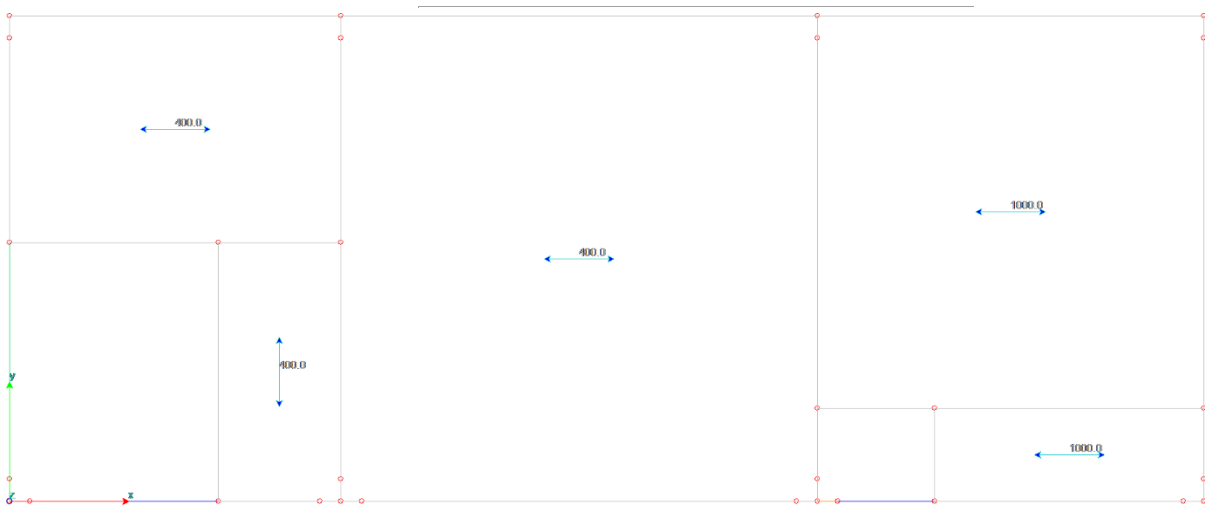
carichi permanenti portati primo impalcato dal PT



carichi permanenti portati secondo impalcato dal PT



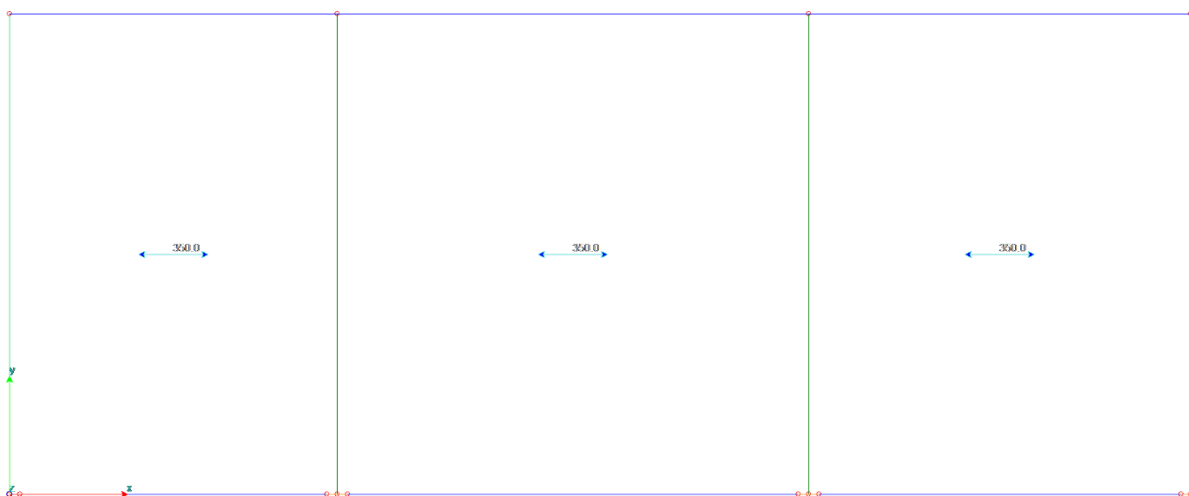
carichi permanenti portati terzo impalcato dal PT



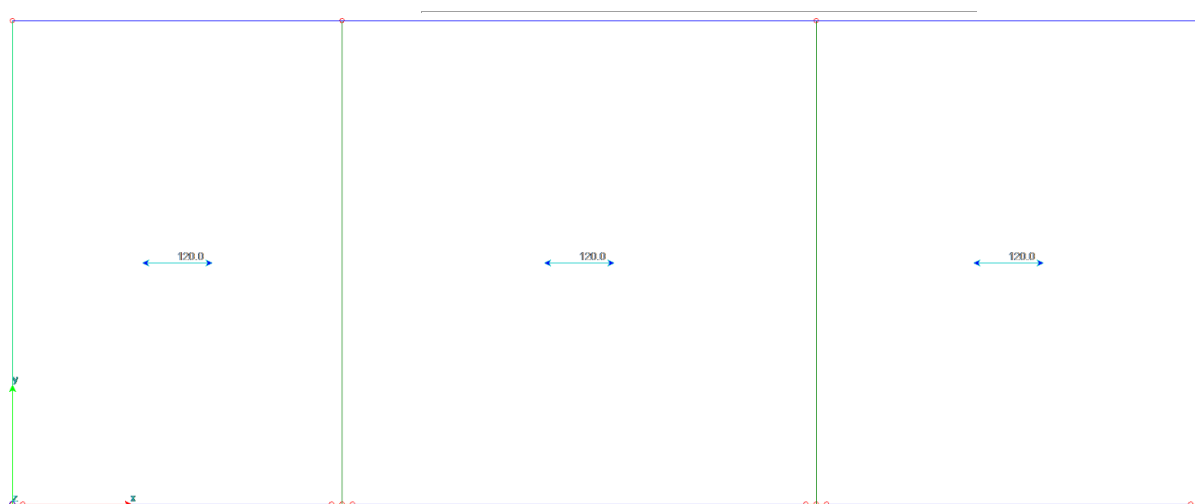
carichi variabili primo impalcato dal PT



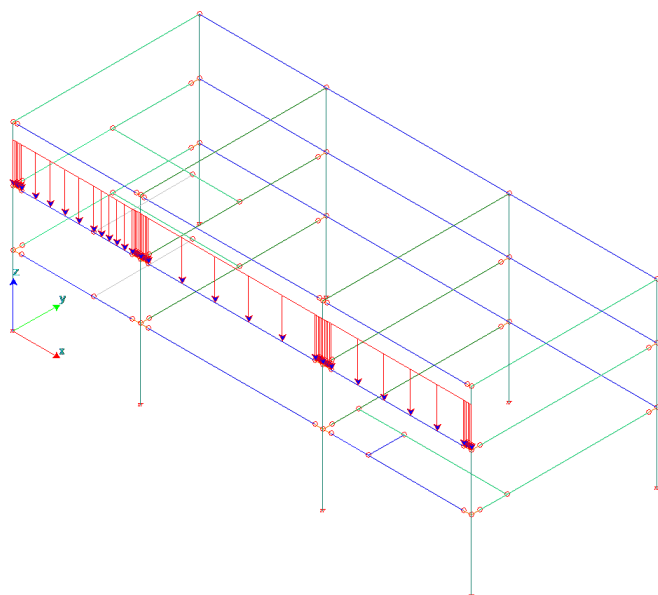
carichi variabili secondo impalcato dal PT



carichi variabili terzo impalcato dal PT



carico neve $q = 120 \text{ daN/m}^2$ sulla copertura

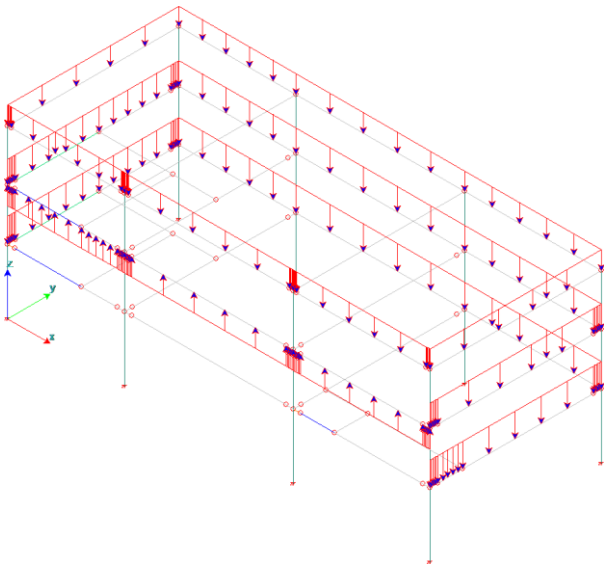


Carichi dovuti al tamponamento verticale in appoggio sulle travi rettangolari

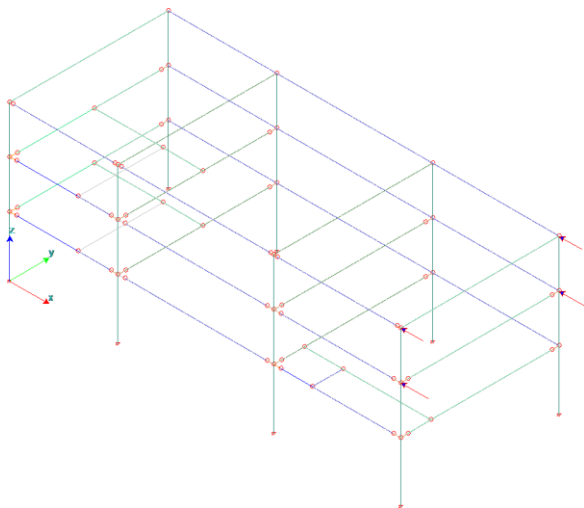
Massa del tamponamento considerata solo come massa modale oscillante, ma non come carico gravitazionale.

I pannelli di tamponamento prefabbricati sono verticali e pertanto sono collegati alle strutture in elevazione a livello di ogni impalcato infinitamente rigido, ma possono appoggiare sul cordolo porta pannello quando arrivano fino a terra o possono essere appesi ad una trave perimetrale quando non arrivano a terra.

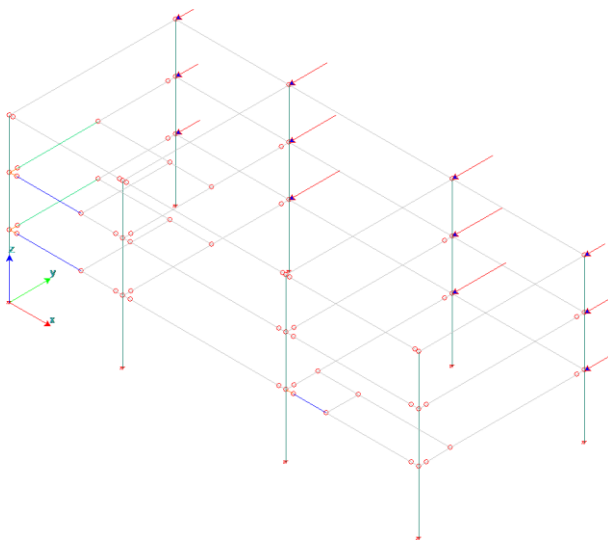
I collegamenti dei pannelli di tamponamento agli impalcati infinitamente rigidi o in generale i collegamenti dei pannelli di tamponamento a travi principali o secondarie o a pilastri nel caso di pannelli orizzontali, implicano, in caso di sisma, la presenza di una azione legata alla massa del pannello di tamponamento vincolata alla struttura, questa azione avrà direzione orizzontale o verticale a seconda del sisma considerato. Da queste considerazioni nasce la distribuzione dei carichi sotto riportata.



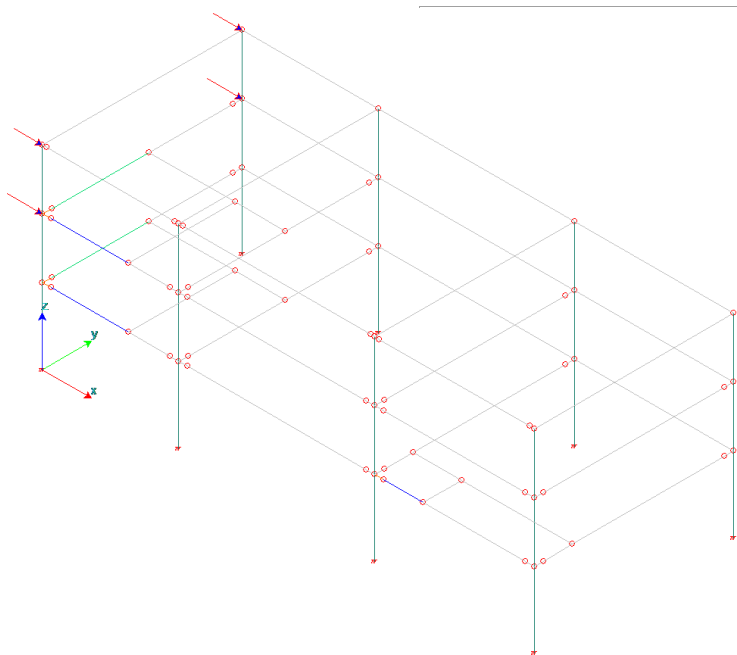
massa sismica oscillante dei pannelli di tamponamento



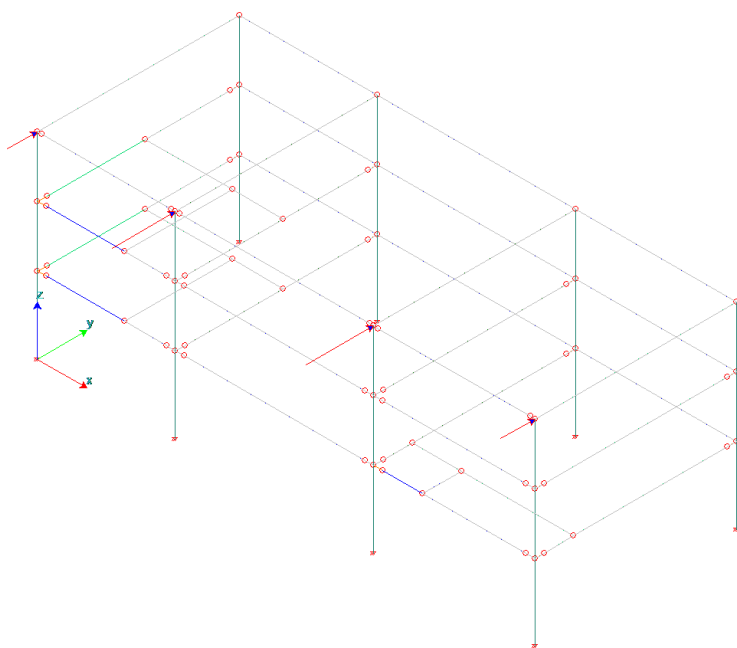
vento max in direzione -x, solo parete sopra vento



vento max in direzione -y, solo parete sopra vento



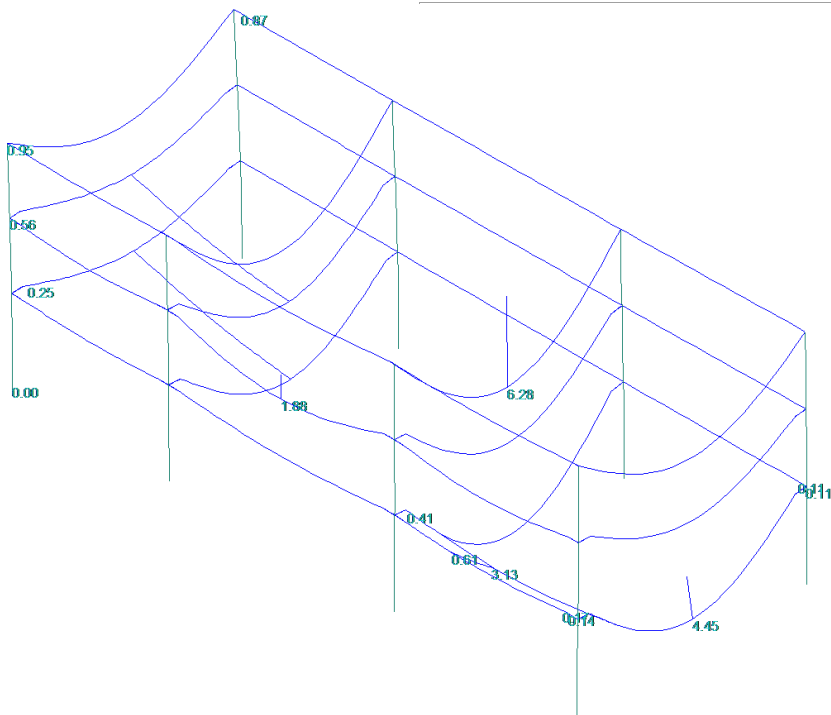
vento max in direzione x, solo parete sopra vento



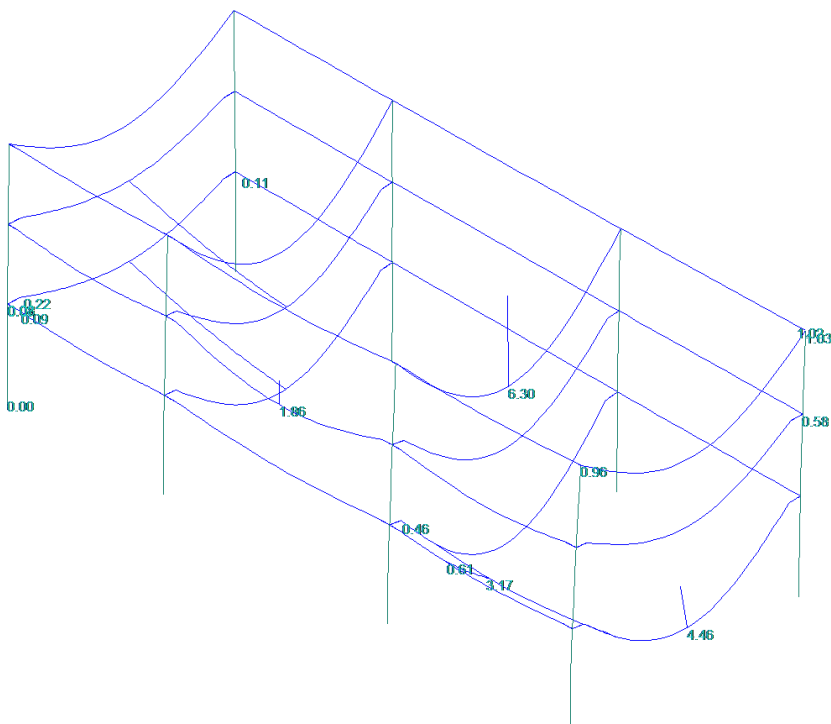
vento max in direzione y, solo parete sopra vento

Si riportano di seguito alcune immagini della deformata della struttura agli SLU e agli SLV.

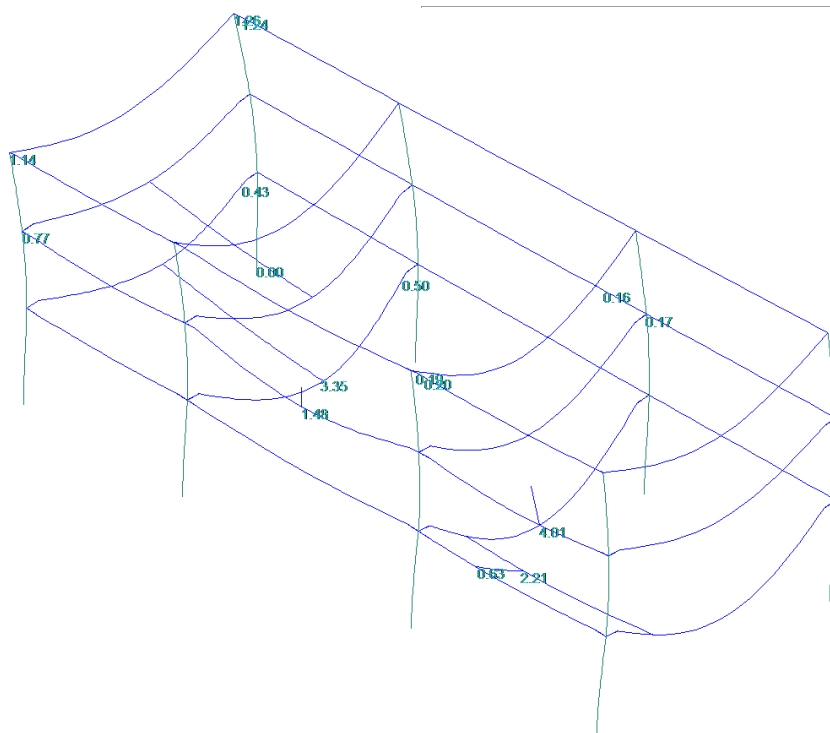
Si segnala che le alte deformazioni delle travi principali, sotto l'azione dei carichi verticali, non sono realistiche, in quanto il modello non tiene conto della precompressione di questi elementi strutturali.



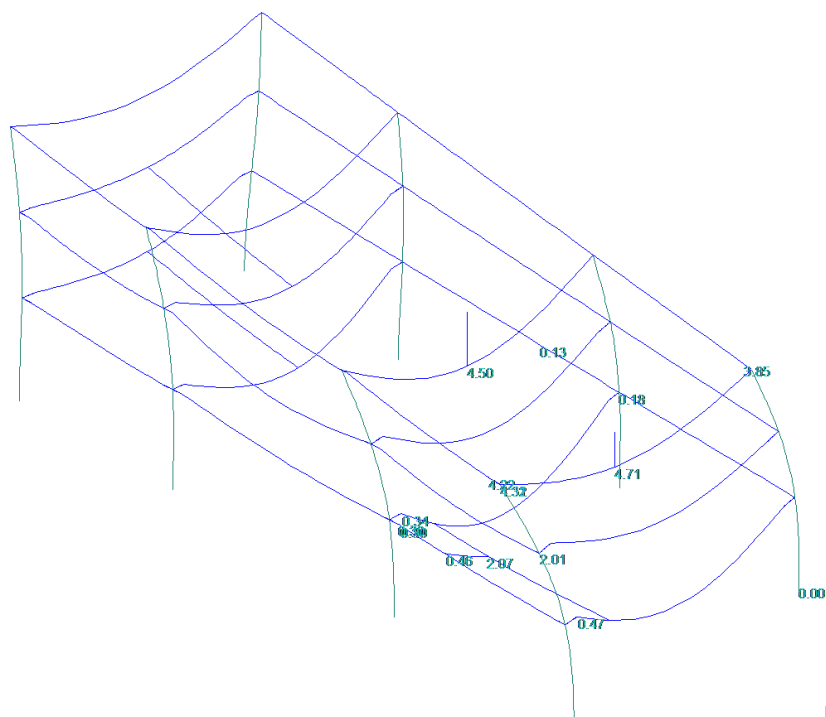
Deformata SLU con vento -y e neve max



Deformata SLU con vento -x e neve max



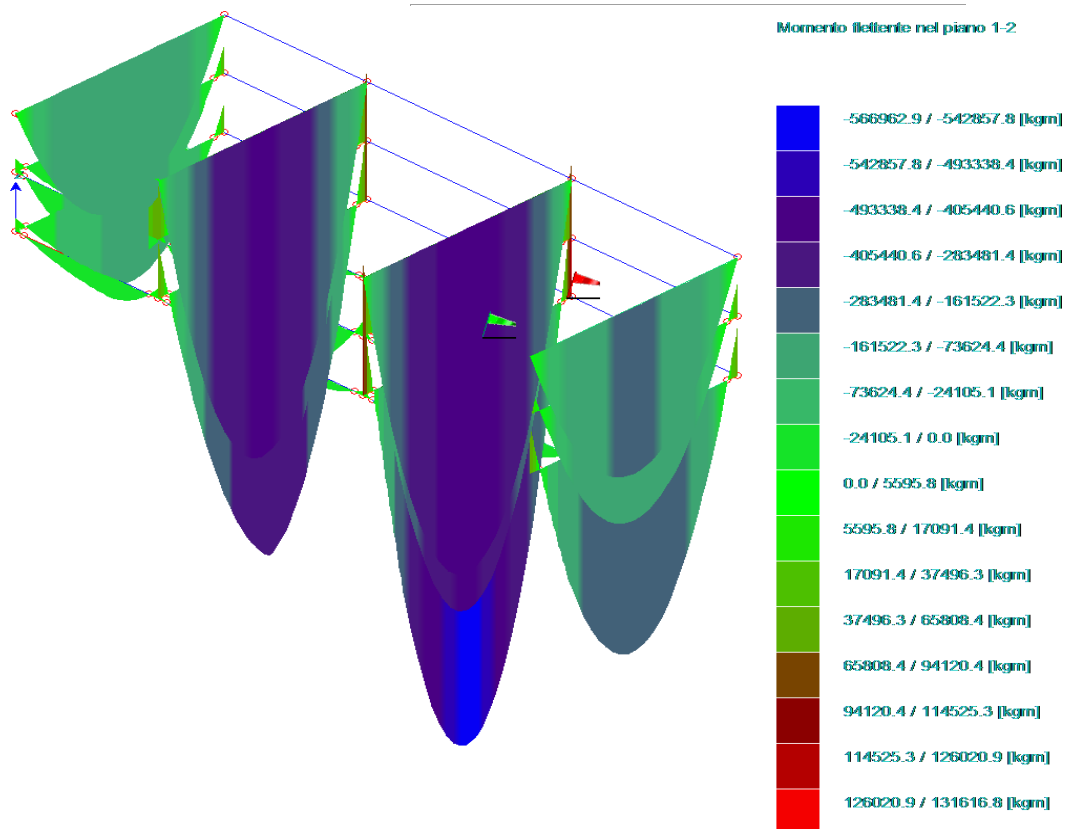
Deformata SLV sisma 0+ 90+



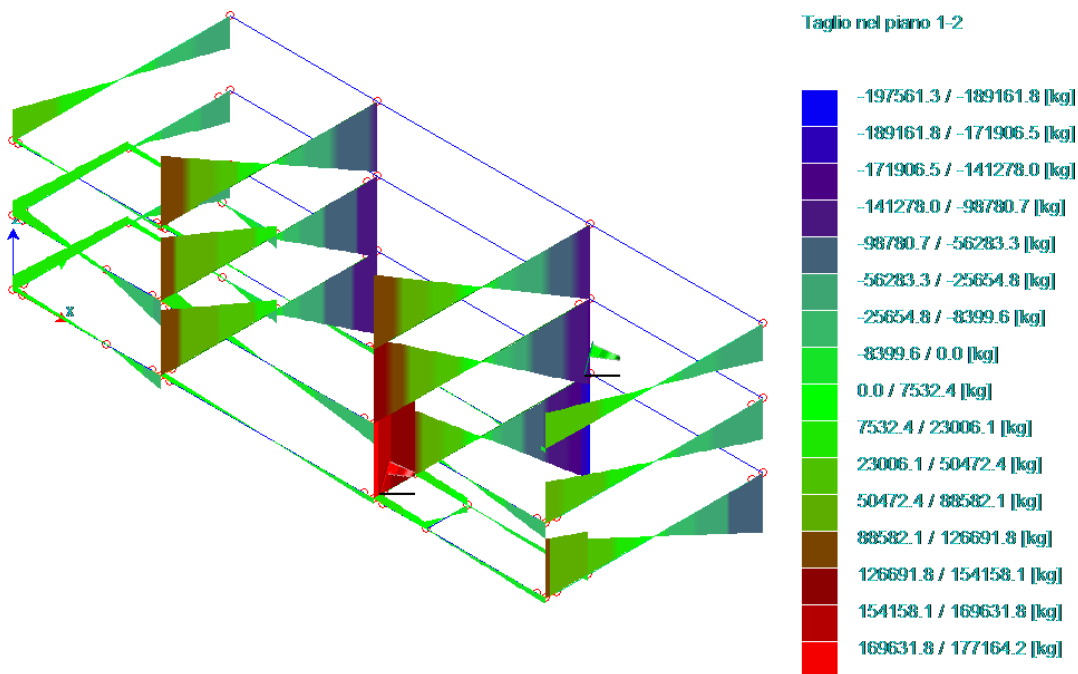
Deformata SLV sisma 90+ 0-

Si riportano di seguito gli involuipi del momento flettente sulle travi principali della struttura, dall'andamento dei diagrammi si vede chiaramente che le travi sono incernierate agli appoggi.

Le travi secondarie, tegoli pi-greco, nel modello non sono state schematizzate, in quanto l'impalcato è infinitamente rigido e si sono schematizzate le sole aree di carico.

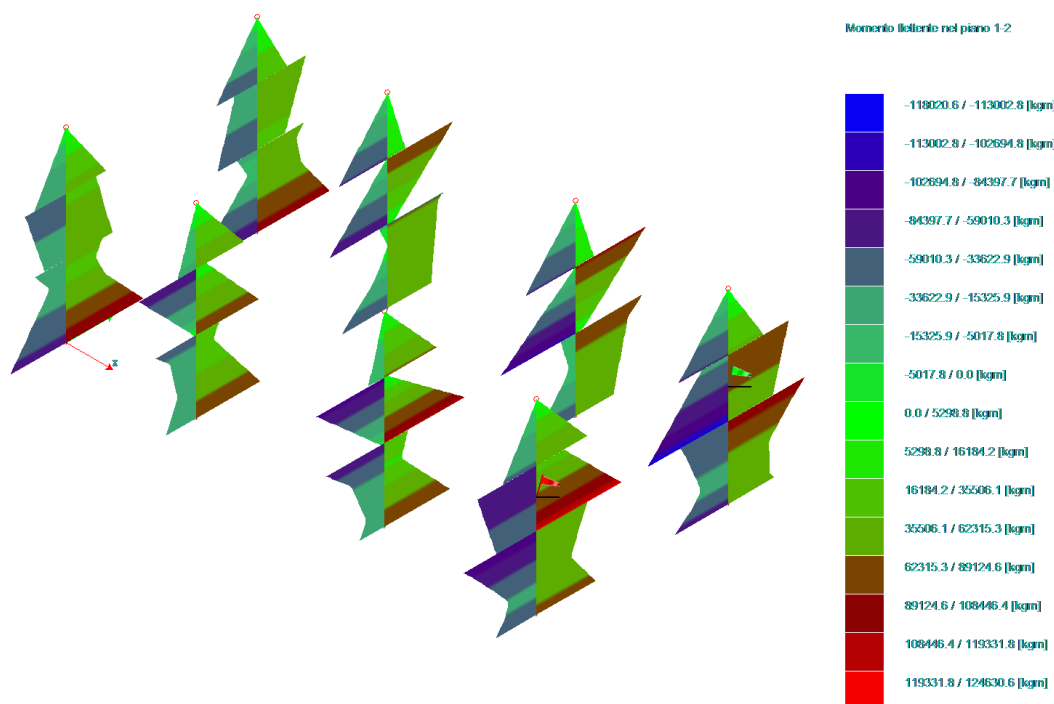


Involuppo momenti nei piani verticali delle travi

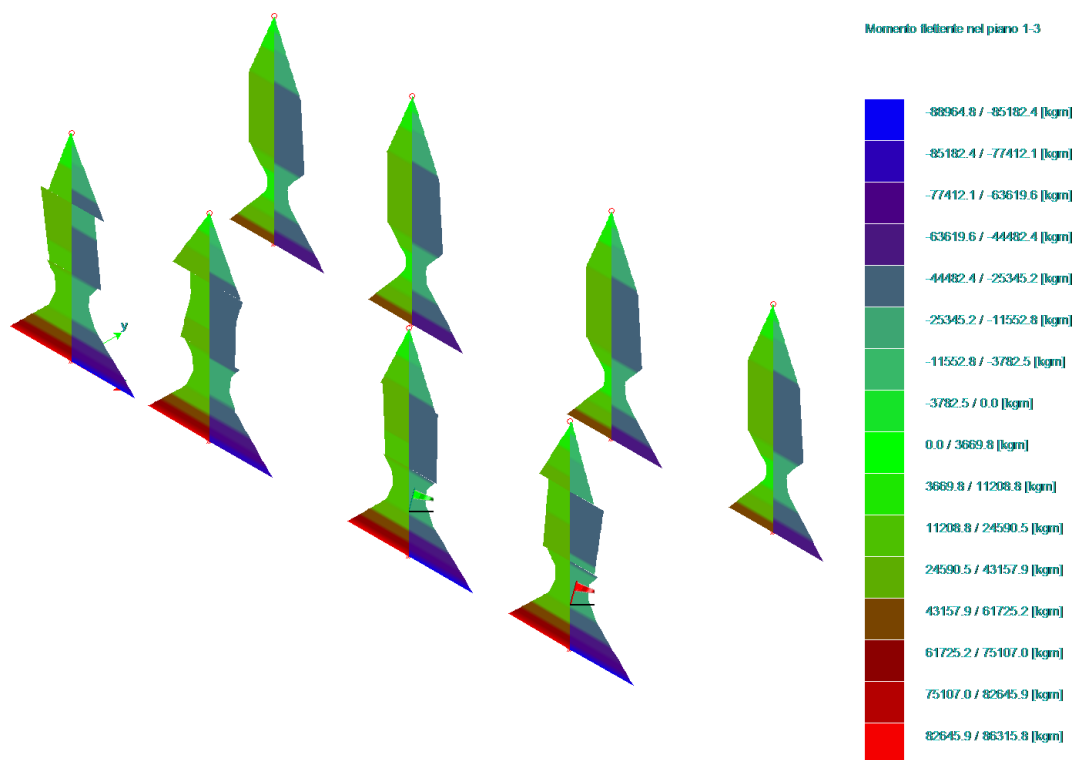


Involuppo tagli nei piani verticali delle travi

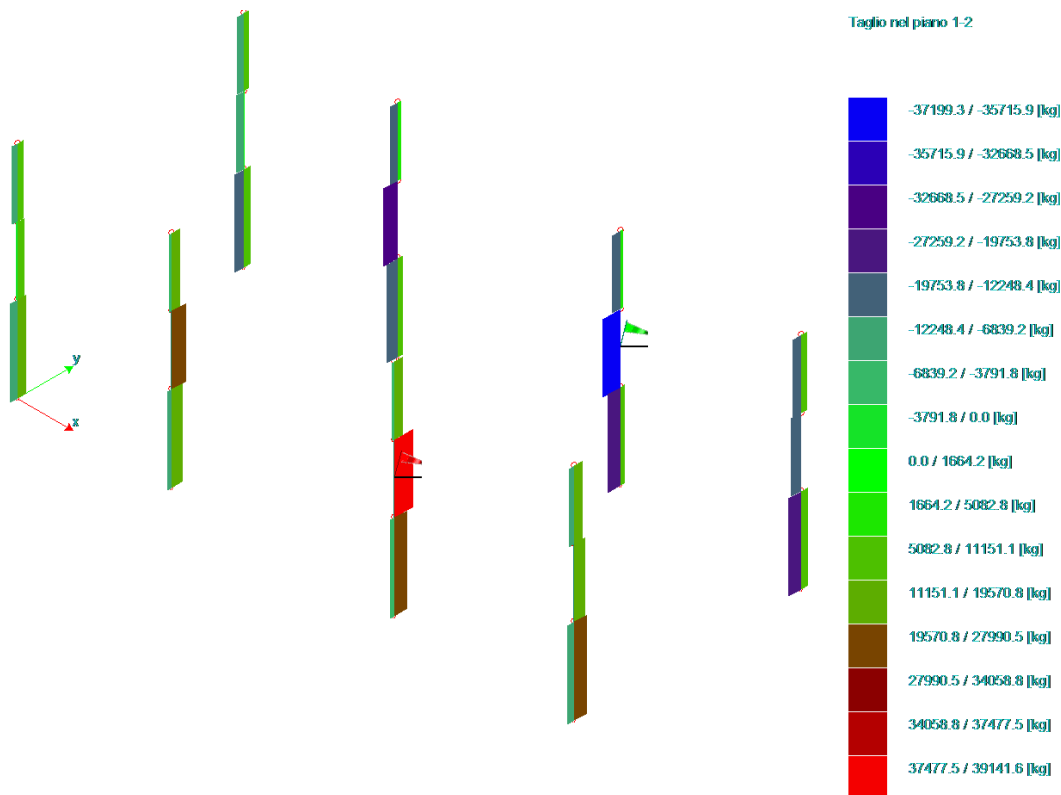
Si riporta di seguito l'involuppo dei momenti flettenti nei pilastri, l'andamento del diagramma è coerente con il comportamento a mensola dei pilastri della struttura prefabbricata, tenendo conto anche della presenza delle mensole per l'appoggio delle travi ai vari piani.



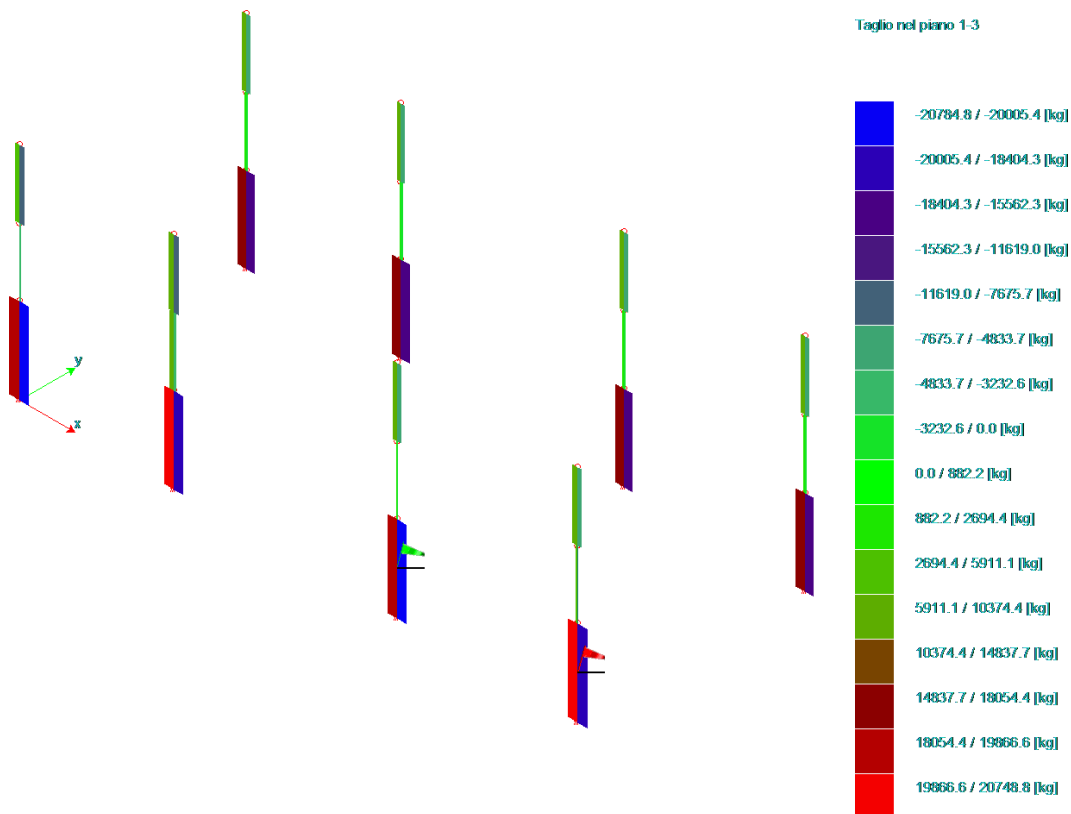
Involuppo momenti nel piano yz nei pilastri.



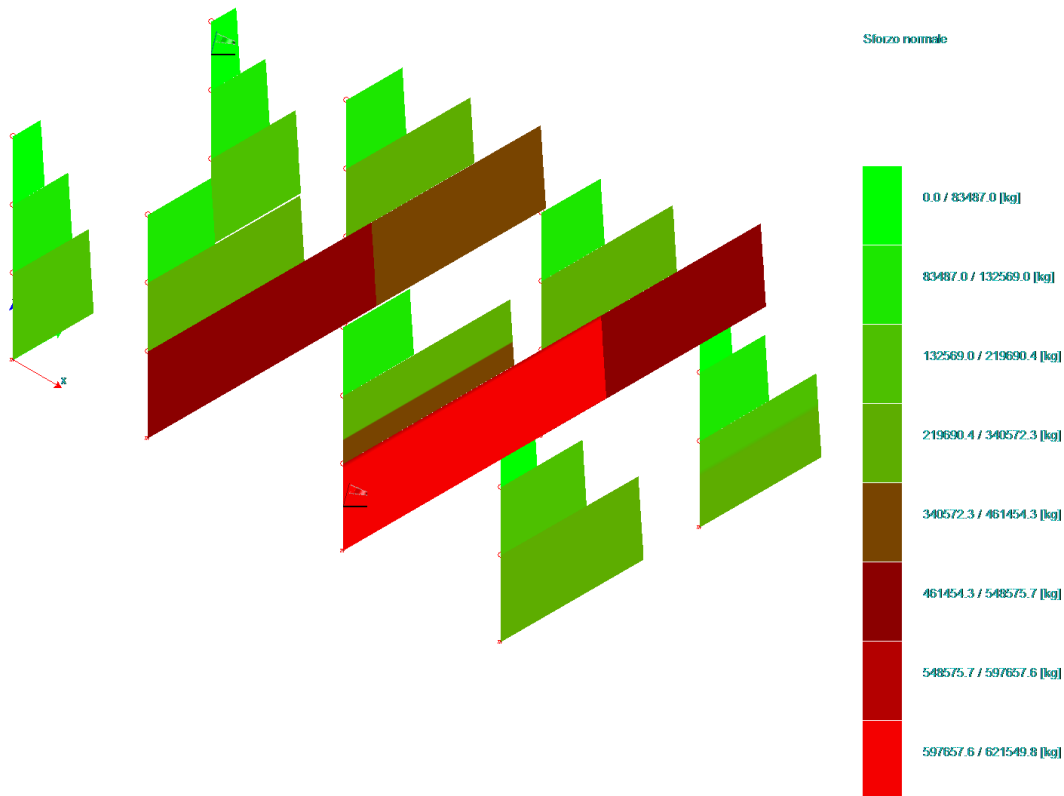
Involuppo momenti nel piano xz nei pilastri.



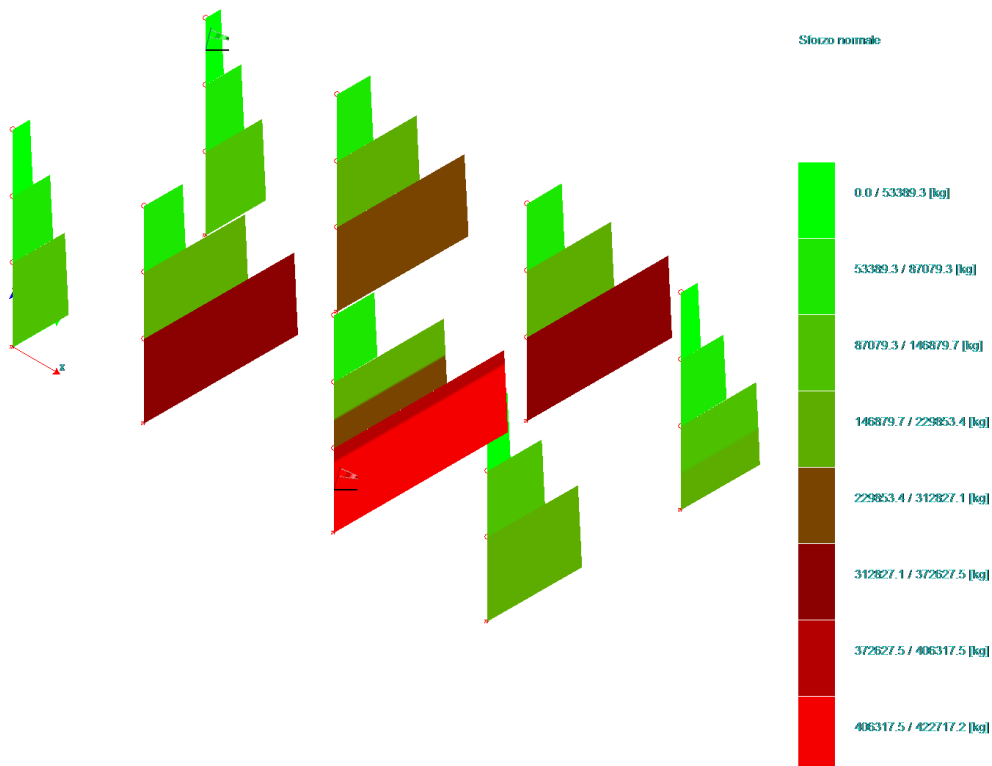
Involuppo taglio nel piano yz dei pilastri



Inviluppo taglio nel piano xz dei pilastri



N pilastri in combinazione 1 SLU (carichi variabili verticali max)



N pilastri in combinazione 1 SLV, sisma 0+ 90+

VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DEL SISMA VERTICALE SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI DI COPERTURA

Come già precedentemente scritto, le travi principali e secondarie sono incernierate agli appoggi, quindi il sisma verticale comporta una diminuzione o un aumento del carico su tali travi in combinazione sismica, ma poiché tale incremento/decremento è di entità ridotta, come si dimostra in seguito, il sisma verticale non è una combinazione significativa per la verifica delle travi.

A favore di sicurezza si calcola il valore di plateau dello spettro elastico in accelerazione del sisma verticale, ridotto del fattore di comportamento $q = 1.5$ come definito dalla normativa.

$$a_g/g = 0.163$$

$$F_v = 1.29349$$

$$q_d \text{ vert} = 1.5$$

$$S(a_g/g) \text{ max} = 0.163 * 1.29349 / 1.5 = 0.1406 \quad \text{valore che può essere sia positivo che negativo}$$

Si considera a titolo semplificativo il carico a metro lineare agente su un tegolo pi-greco in combinazione sismica, con il maggior carico variabile previsto.

Pp tegolo H60, B=200 cm con soletta collaborante da 8 cm

$$p_p = 1040 \text{ daN/m}$$

$$q_{perm} = 500 \text{ daN/m}$$

$$q_{var} = 2000 \text{ daN/m}$$

$$q_{tot} = 3540 \text{ daN/m}$$

$$D_q = 2540 * 0.1406 = +/- 357 \text{ daN/m}$$

Quindi con sisma verticale si avranno i seguenti due possibili carichi sul tegolo:

$$q_1 = 3540 + 357 = 3897 \text{ daN/m}$$

$$q_2 = 3540 - 357 = 3183 \text{ daN/m}$$

Il carico q_1 sul tegolo è comunque inferiore al corrispondente carico sul tegolo in combinazione SLV, pari a 5002 daN/m, quindi la verifica delle travi secondarie e primarie più gravosa è sicuramente quella agli SLU.

Sui pilastri il sisma verticale provoca un aumento o una diminuzione di N, ad esempio per la copertura l'incremento o il decremento di carico dovuto al sisma verticale è pari a:

$$D_q = (q_{var} * 0.8 + q_{perm} + p_p) * 0.1406 = (350 * 0.8 + 80 + 150 + 320) * 0.1406 = 117 \text{ daN/m}^2$$

Questo comporta sull'intera area della copertura un $DN = 35.4 \cdot 14.85 \cdot 117 = +/- 61506$ daN

Per il pilastro intermedio con interassi maggiori tale valore vale:

$DN = +/- 10860$ daN

Quindi un valore in fase di pre-dimensionamento pari a circa al 12%, in più o in meno, rispetto al valore di 92200 daN nella sezione del pilastro corrispondente al secondo solaio.

VERIFICA DIMENSIONAMENTO PILASTRI

I pilastri sono verificati tenendo in conto un incremento delle sollecitazioni pari a 1.25 dovuto al valore di $\theta > 0,2$.

Si eseguono le verifiche dei pilastri per gli effetti del solo sisma orizzontale, trascurando quindi in fase di pre-dimensionamento le variazioni di sforzo assiale sui pilastri dovute al sisma verticale.

Per i pilastri devono essere rispettate le limitazioni geometriche definite al paragrafo 7.4.6.1.2 delle NTC 2018, in particolare la zona dissipativa dei pilastri deve essere pari ad un terzo dell'altezza totale dei pilastri stessi, avendo questi ultimi un comportamento a mensola.

Le armature dei pilastri, sia longitudinali sia le staffe, devono rispettare le regole definite al paragrafo 7.4.6.2.2 delle NTC 2018; in particolare la percentuale dell'armatura longitudinale dei pilastri deve essere compresa tra all'1% e il 4% di A_c su tutta la loro lunghezza.

La dissipazione di energia, nelle strutture prefabbricate con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti collegati ad essi mediante cerniere fisse, avviene unicamente nella sezione di base allo spiccato delle fondazioni, sezione di incastro; pertanto in tali zone deve essere eseguita la verifica di duttilità in curvatura, indipendentemente dai particolari costruttivi adottati, come ad esempio le staffe utilizzate.

Infine il taglio da considerare nella progettazione dei pilastri prefabbricati è quello derivante dal momento resistente amplificato per il coefficiente $\gamma_{rd} = 1.2$ in CDB, come indicato nella tabella 7.2.1, collegamenti di tipo fisso.

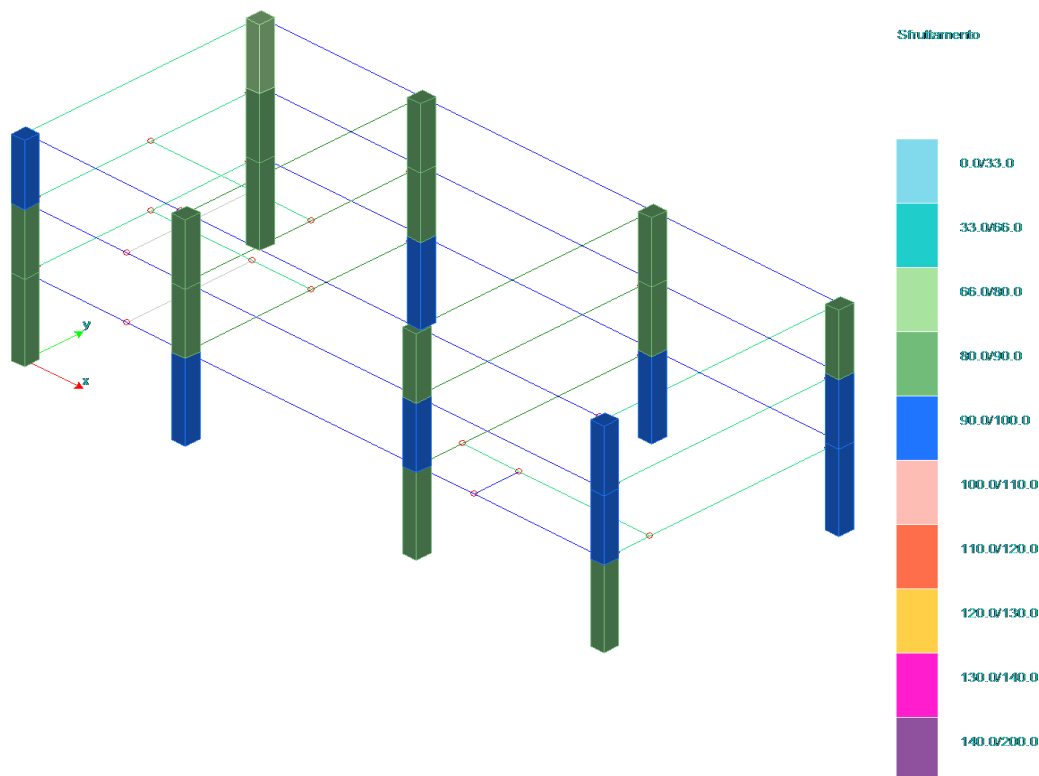
Per un telaio monopiano questo significa porre:

$$V_{ed} = V_{rd} = M_{rd} \cdot \gamma_{rd} / H_{pil}$$

Questo taglio è da considerare costante su tutta l'altezza del pilastro.

La definizione del taglio resistente su un telaio pluripiano è più elaborata e si rimanda il calcolo alla fase esecutivo.

Come si vede dall'immagine riportata in seguito, i pilastri risultano per la maggior parte ampiamente verificati con una percentuale di armatura leggermente superiore al minimo da normativa, cioè pari all'1% di A_c ; date le dimensioni delle sezioni dei pilastri, tale armatura risulta pari a 72 cm² per un pilastro di sezione pari a 80x90 cm², l'area dell'armatura utilizzata nelle verifiche è pari a 85,26 cm².



Si riportano di seguito l'armatura e la verifica a pressoflessione del pilastro maggiormente sollecitato; si segnala che tali armature sono puramente indicative e non vincolanti ed inoltre, non essendo stata eseguita in questa fase la richiesta verifica di duttilità in curvatura sulla sezione di base dei pilastri, potrebbero subire un incremento dovuto al soddisfacimento della suddetta verifica.

ARMATURA PILASTRI 80X90

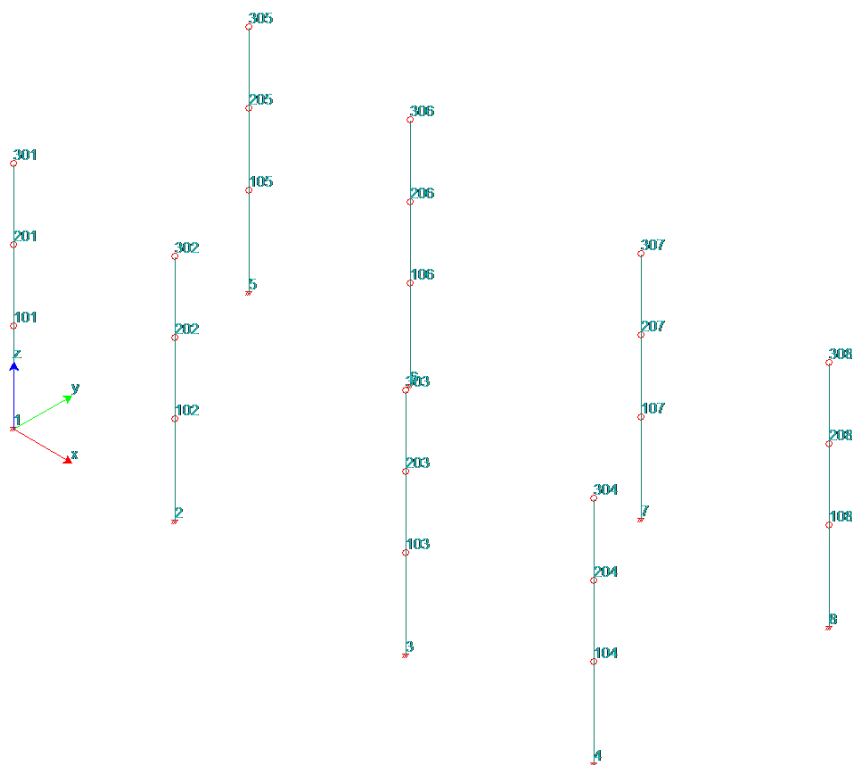
Tutti i pilastri sono armati con la stessa armatura, si riporta sotto il pilastro maggiormente sollecitato, si tratta del pilastro d'angolo posto al confine con il vano scala.

Pilastro: 1/101 / L 5.05[m] / Sezione 1 B 80 H 90 [cm]

Af: $4 \phi 32 + 10 \phi 26 = 85.26 \text{ [cm}^2\text{]} < 1f32 \times 4 V + 2f26 \times 2 B + 3f26 \times 2 H >$

Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.

Nodo	Comb	N	M ₁₂	M ₁₃	α_{12}	α_{13}	Sd/Sr
1	41	-132127.0	133220.0	-67285.7	1.00	1.00	0.85
1 - 101	41	-127984.6	63464.1	-31475.3	1.00	1.00	0.41
101	33	-125974.1	64008.4	9119.6	1.00	1.00	0.37



Indicazione numerazione nodi pilastri

CALCOLO DELLA LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DELLE BARRE DEI PILASTRI NELLA FONDAZIONE

Si ipotizza che il collegamento tra pilastro prefabbricato e plinto di fondazione non avvenga mediante un bicchiere in opera o prefabbricato, ma mediante l'innesto delle barre di armatura uscenti dalla base del pilastro ed entranti in appositi fori lasciati nei plinti di fondazione. I fori sono realizzati mediante il posizionamento di tubi corrugati in acciaio nel getto del plinto, tali tubi avranno un diametro minimo di 80 mm o maggiore se devono contenere più barre di armatura. Una volta posizionato il pilastro, questi corrugati sono riempiti con malta cementizia espansiva a ritiro compensato (tipo Emaco S55, ora Masterflow 928 o similari), si allega un disegno esemplificativo generico.

Il diametro maggiore di barre utilizzate nei pilastri è pari a 32 mm, pertanto si calcola la lunghezza di ancoraggio di queste barre nel plinto di fondazione e sulla base di tale lunghezza si determina l'altezza minima del plinto di fondazione stesso. Non si segnalano pilastri in trazione sotto l'azione sismica.

$N_{\max} \text{ barre } \phi 32 = f_{cd} \text{ acciaio} \cdot \text{area barra} = 3913 \cdot 8.042 = 31470 \text{ daN}$

Si considera il valore f_{bd} , resistenza tangenziale di calcolo di aderenza, della malta cementizia espansiva pari al valore del calcestruzzo C45/55, quindi: $f_{bd} = 40.2 \text{ daN/cm}^2$

La lunghezza totale di ancoraggio di tali barre è:

$$L_b = 31470 / (40.2 \cdot 3.2 \cdot \pi) = 77.9 \text{ cm}$$

A favore di sicurezza, pur trattandosi di un collegamento di tipo C, che quindi ha un funzionamento equivalente a quello di uno interamente realizzato in opera, si moltiplica tale lunghezza per il valore $\gamma_{rd} = 1.2$, come previsto dalla Tabella 7.2.1 per strutture prefabbricate intelaiate.

$$L_b \text{ finale} = 77.9 \cdot 1.2 = 93.5 \text{ cm}$$

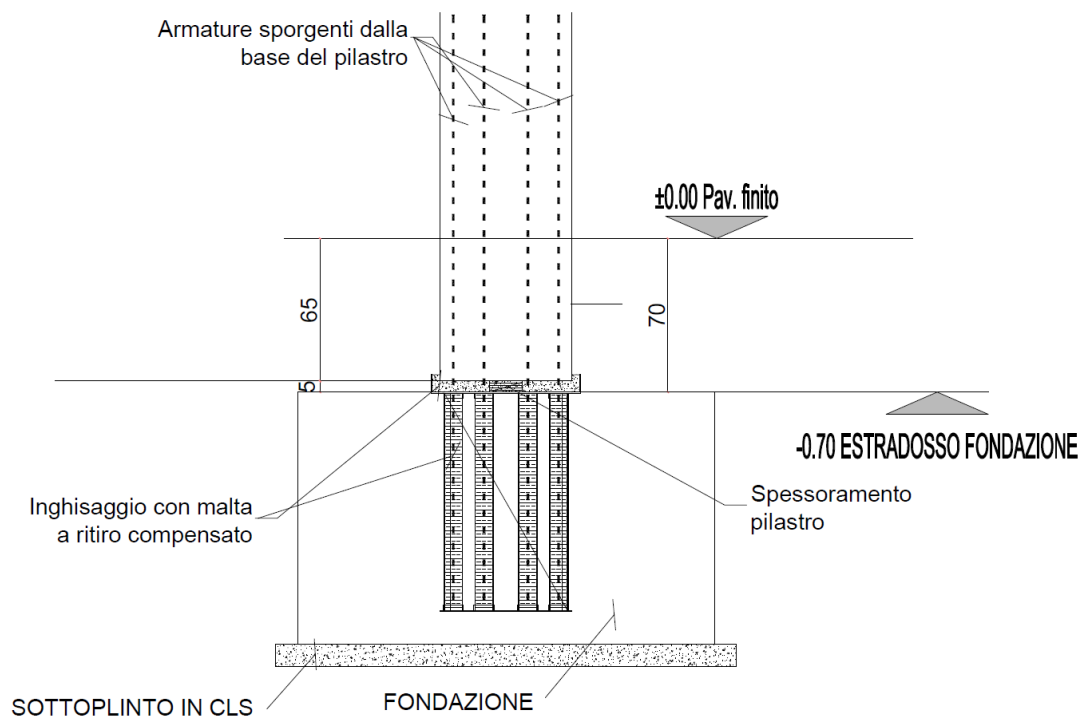
Considerando i corrugati lunghi almeno 100 cm e considerando almeno 20 cm di spessore di calcestruzzo sotto tali corrugati, si ottiene un'altezza del plinto minima pari a:

$$H \text{ plinto} = 100 + 20 = 120 \text{ cm}$$

Si utilizza comunque per i plinti di fondazione la stessa altezza utilizzata per il capannone monopiano MIA, quindi si adotta un'altezza della soletta pari a 130 cm.

Quest'ultima altezza del plinto, unitamente alla distanza tra l'estradosso del plinto e il pavimento finito, ipotizzata pari a 70 cm, permette di raggiungere la quota di posa pari a -2 metri dal piano di campagna; poiché i plinti si trovano nella zona con le ghiaie profonde a -3 metri, si realizza sotto al plinto un getto in calcestruzzo debolmente armato per raggiungere la quota delle ghiaie.

PARTICOLARE POSA PILASTRO



CORDOLI DI COLLEGAMENTO TRA PLINTI DI FONDAZIONE

Si considera un cordolo che non ha anche funzione di trave porta pannelli.

$$N = 0.3 \cdot N_{sd} \cdot a_g \cdot S / g$$

Con N di trazione o di compressione.

$$a_g / g = 0.2057 \text{ agli SLC}$$

$$S = S_t \cdot S_s = 1 \cdot 1.2$$

$N_{sd} = 426300 \text{ daN}$ sforzo normale massimo alla base del pilastro nodo 3, sforzo normale massimo in combinazione sismica tra tutti i pilastri della struttura.

$$N = 0.3 \cdot 426300 \cdot 0.2057 \cdot 1.2 = 31570 \text{ daN}$$

$$\text{Armatura} = 31570 / 3913 = 8.07 \text{ cm}^2$$

Si adottano cordoli aventi sezione quadrata pari a $50 \times 50 \text{ cm}^2$ armati con 6 ferri del 16, 3 ferri superiori e tre ferri inferiori, per un'area totale di armatura pari a 12.06 cm^2 e staffe di diametro 10 mm a passo 25 cm.

Si collegano tali cordoli, posti all'estradosso del plinto di fondazione, al pavimento industriale.

CALCOLO DI ALCUNI PLINTI DI FONDAZIONE SIGNIFICATIVI

Si riporta di seguito il calcolo dei plinti relativi ai pilastri verificati precedentemente.

Si fanno le seguenti ipotesi di calcolo cautelative:

1. per verifiche SLU si prendono le sollecitazioni massime agenti contemporaneamente per quanto riguarda M e T e si combinano con N_{max} ed N_{min} ;
2. per le verifiche SLV si prendono le massime sollecitazioni sismiche agenti in una direzione in combinazione le combinazioni sismiche contemporanee nell'altra direzione, prendendo però i valori massimi presenti; questo procedimento si esegue per entrambe le direzioni di ingresso del sisma;
3. per le verifiche SLV le sollecitazioni alla base sono incrementate del coefficiente 1.1 come previsto dalla normativa;
4. si utilizza l'Approccio 2, come già precedentemente riportato;
5. si tiene conto delle sollecitazioni dovute ai pannelli di tamponamento, dove presenti, e della loro eccentricità di carico rispetto all'asse del pilastro;
6. il peso dei pannelli di tamponamento di spessore pari a 30 cm a taglio termico si considera pari a 430 daN/m^2 ;

7. trattandosi di pannelli verticali in appoggio su cordoli porta pannelli, a loro volta in appoggio sul terreno, si valuta in una lunghezza di 6 metri il tamponamento verticale effettivamente gravante sul plinto di fondazione;
8. i plinti si progettano applicando la teoria di Meyerhof per il calcolo delle sollecitazioni nel terreno sottostante.

PLINTO PILASTRO NODO 3

Si riportano le reazioni vincolari di incastro alla base del pilastro nodo 3, in quanto risulta essere il plinto con il maggior sforzo assiale.

SLU

Nmax = 621550 daN	Nmin = 429896 daN
Ty = 19039 daN	Ty = 19039 daN
Tx = 2649 daN	Tx = 2649 daN
Mx = 96054 daNm	Mx = 96054 daNm
My = 23021 daNm	My = 23021 daNm
Mz trascurabile	

Nel caso del nodo 7, corrispondente del nodo 3 sul lato di testata, al valore di Mx riportato sopra va aggiunto il momento Mx dovuto all'eccentricità del tamponamento, questo passaggio è eseguito nella tabella Excel di calcolo delle fondazioni, si considera un'eccentricità = $H_{pil}/2 + sp \text{ pannello}/2 = 45 + 15 = 60 \text{ cm}$

SISMA X AL 100%, SISMA Y AL 30%

Nmax = 468855 daN	
Ty = 18607 daN	
Tx = 22864 daN	
Mx = 64255 daNm	
My = 97862 daNm	SOLLECITAZIONI SLV INCREMENTATE DEL FATTORE 1.1

SISMA X AL 30%, SISMA Y AL 100%

$N_{max} = 468123 \text{ daN}$

$T_y = 29270 \text{ daN}$

$T_x = 10700 \text{ daN}$

$M_x = 86383 \text{ daNm}$

$M_y = 65270 \text{ daNm}$

SOLLECITAZIONI SLV INCREMENTATE DEL FATTORE 1.1

Carico dovuto al tamponamento

Il tamponamento in appoggio sul cordolo porta pannello, anche cordolo di collegamento per il sisma, è pari a:

$430 \cdot 14.6 \cdot 6 = 37668 \text{ daN}$

$P_p \text{ trave porta pannelli } 50 \times 50 \rightarrow 625 \cdot 6 = 3750 \text{ daN}$

$N_{tamp} \text{ totale} = 41418 \text{ daN}$

$e_y = 45 + 15 = 60 \text{ cm}$

A favore di sicurezza il momento M_x dovuto al tamponamento si somma al momento M_x alla base del pilastro.

Si riportano di seguito le verifiche dei plinti di fondazione per i pilastri 3 e 7.

															- Squilibrio nodi così vincolati:																			
Combinazioni agli Stati Limite Ultimi e SLV															Ux VINCOLATA Uy VINCOLATA Uz VINCOLATA																			
ex	=	0 m	Eccentricità tamponamento in x																															
ey	=	0.6 m	Eccentricità tamponamento in y												Rx VINCOLATA Ry VINCOLATA Rz VINCOLATA										TERRENO									
															N.B. I carichi nodali sono ESCLUSI,																			
Nodo	Comb.	Rx [kg]	Ry [kg]	Rz [kg]	Mx [kgm]	My [kgm]	Mz [kgm]	lpx cm	lpy cm	ciabx cm	ciaby cm	hciab cm	biccx cm	biccy cm	hbicc cm	hterr cm	Ntamp kg	Ntot kg	Mxtot kgm	Mytot kgm	ey= Mx/N	ex= My/N	σt kg/cm2	σd kg/cm2	σdσd									
																					cm	cm												
3	Nmax-SLU	2649	19039	621550	96054	23021	0	80	90	400	500	130	0	0	0	70	0	738810	120805	26465	16	4	4.02	5.20	OK									
	Nmin-SLU	2649	19039	429896	96054	23021	0	80	90	400	500	130	0	0	0	70	0	547156	120805	26465	22	5	3.08	5.20	OK									
7	Nmax-SLU	2649	19039	621550	96054	23021	0	80	90	400	500	130	0	0	0	70	41418	792653	153111	26465	19	3	4.37	5.20	OK									
	Nmin-SLU	2649	19039	429896	96054	23021	0	80	90	400	500	130	0	0	0	70	41418	600999	153111	26465	25	4	3.42	5.20	OK									
3	N SLV in x	22684	18607	468885	64255	97862	0	80	90	400	500	130	0	0	0	70	0	559085	88444	127351	16	23	3.37	5.20	OK									
	N SLV in y	10700	29270	468885	86383	65270	0	80	90	400	500	130	0	0	0	70	0	559085	124434	79180	22	14	3.30	5.20	OK									
7	N SLV in x	22684	18607	468885	64255	97862	0	80	90	400	500	130	0	0	0	70	41418	600503	113295	127351	19	21	3.63	5.20	OK									
	N SLV in y	10700	29270	468885	86383	65270	0	80	90	400	500	130	0	0	0	70	41418	600503	149285	79180	25	13	3.57	5.20	OK									

La tensione sul terreno è pari a 5.3 daN/cm², ma occorre fare un getto di soletta di fondazione alto almeno 1 metro per raggiungere la quota della ghiaia a - 3 metri dal pavimento finito, il peso di questo getto è 2400 daN/m³, questo comporta un incremento di carico sul terreno pari a (2400-1800) = 600 daN/m², quindi si progetta la soletta del plinto per una tensione nel terreno pari cautelativamente a: 5.3-600/10000= 5.2 daN/cm².

1 Marzo 2022,

Formigine (MO),

Dott. Ing. Giandomenico Cassanelli

Dott. Ing. Marco Cesaroni