

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

BP0C E BP3

		PARTE D'OPERA	DISCIPLINA	DOC. E PROG.	FASE	REV.
		01	CA	RT03	2	0
Cartella	File name	Prot.	Scala	Formato		
6	01_CA_RT03_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	9
6	INDAGINE GEOLOGICA E PIANIFICAZIONE DELLE INDAGINI GEOTECNICHE	10
6.1	Risultanze indagine geologia	10
6.2	Pianificazione indagini geognostiche.....	11
7	INDICAZIONI SULLE IPOTESI DEL SISTEMA FONDALE	15
8	DESTINAZIONI D'USO E ANALISI DEI CARICHI	17
9	LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA, VITA NOMINALE E CLASSE D'USO	24
10	TIPOLOGIA STRUTTURALE ADOTTATA	25
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	37
15	COMPONENTI NON STRUTTURALI: INTERAZIONI	39
16	ANALISI SULLA REGOLARITÀ STRUTTURALE.....	40
17	PREDIMENSIONAMENTI	41

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

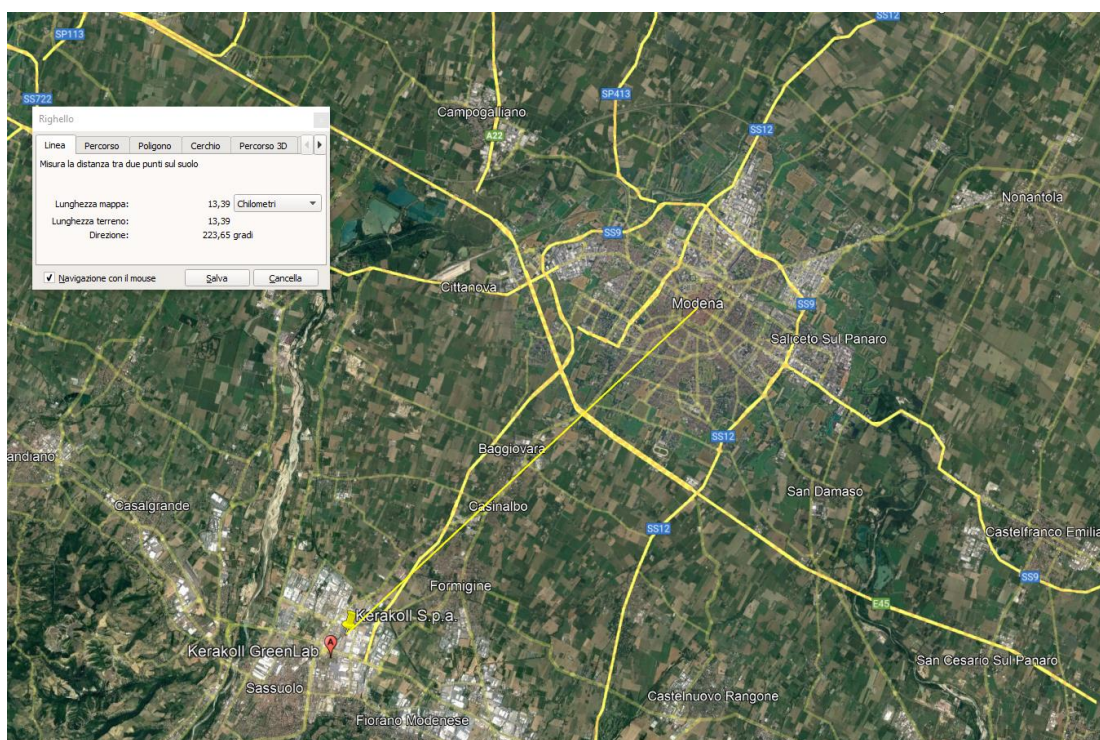
C.F. CSRMRC82R08L500W

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

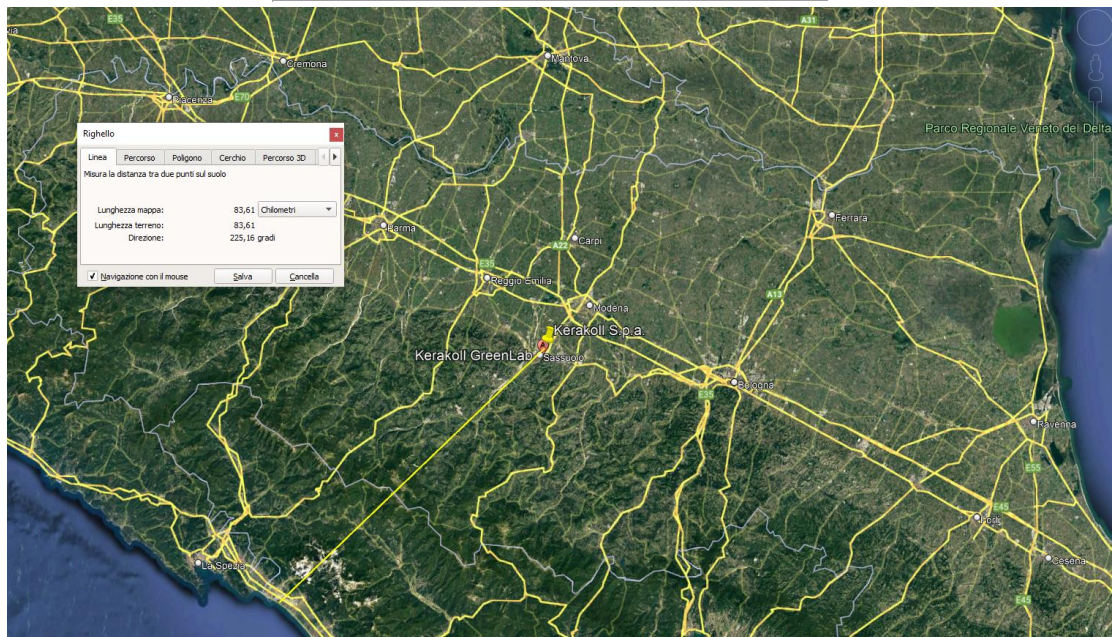
4 INDIVIDUAZIONE DEL SITO

“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.



5079 – AMPLIAMENTO SITO PRODUTTIVO K2X Kerakoll Spa
In Sassuolo e Fiorano Modenese (MO)
PROGETTO EDILIZIO
Provvedimento Autorizzativo Unico Regionale (PAUR)



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.

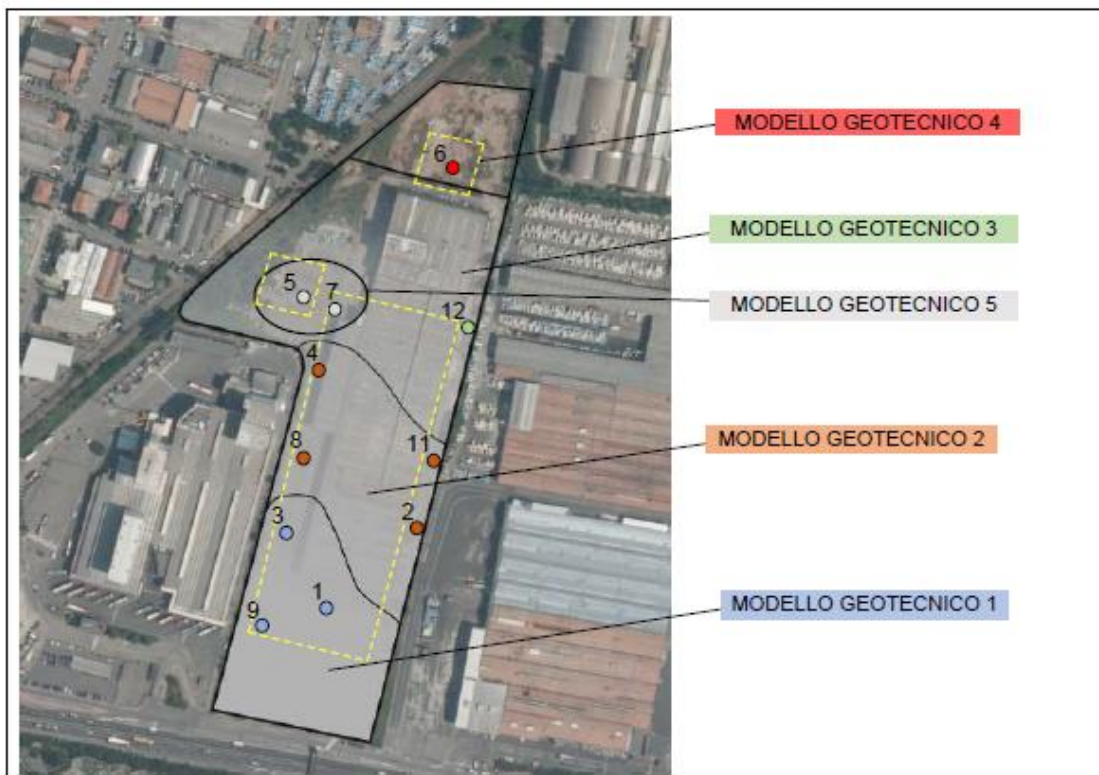
In modo particolare l'area di interesse sulla quale è ubicata la struttura in oggetto è quella caratterizzata attraverso le prove penetrometriche DPSH n. 8 e n. 4; l'area del fabbricato oggetto della presente relazione è individuata nella figura sottostante tramite il rettangolo viola.

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 il fabbricato BP0C e la connessa palazzina BP3 si trovano all'interno del modello geotecnico 2.

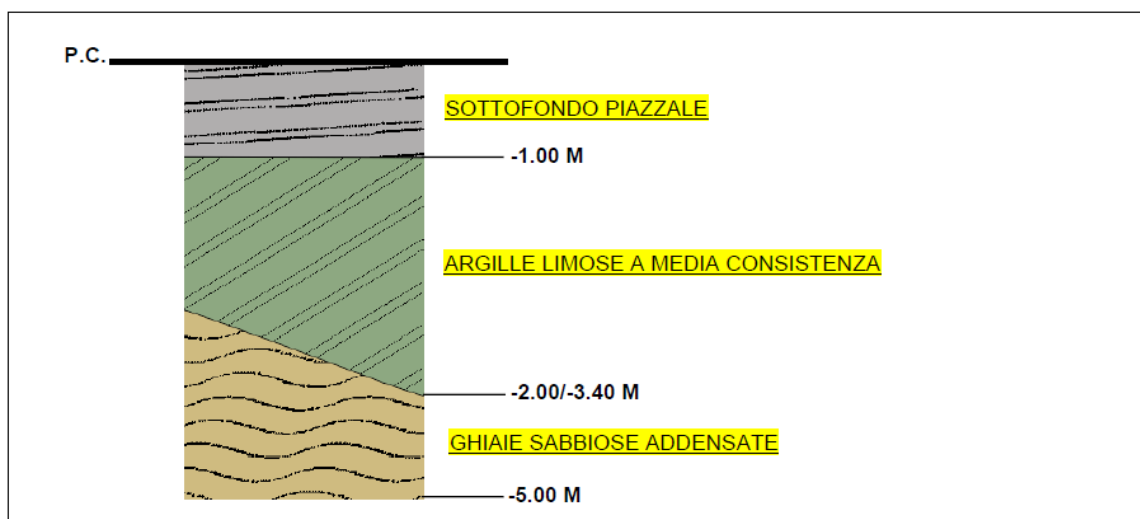
All'interno del modello geotecnico 2 i plinti di fondazione appoggiano su sottofondazioni in calcestruzzo debolmente armate con altezza pari a circa 1 metro, in modo da raggiungere il livello delle ghiaie posto a circa -3 m dal piano del piazzale.

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 di fondazione 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).

Le strutture prefabbricate sono progettate come dissipative in CDB e schematizzate mediante modello agli elementi finiti nel quale i pilastri sono considerati incastrati alla base; questa scelta, incastro alla base, 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	D_r	= 90%
Modulo elastico	E_s	= 600.0 kg/cm ² \approx 60000 kN/m ²
angolo d'attrito caratteristico	ϕ_k	= 35°
profondità falda freatica	D_w	= assente

La capacità portante del terreno di fondazione agli SLU è calcolata con Terzaghi, a seconda della profondità di posa delle fondazioni si hanno valori leggermente diversi della portata del terreno, come sotto riportate.

Quota intradosso fondazioni – 3 m dal pavimento finito

$q = \gamma \cdot D$ 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)
			TERZAGHI (1955)
			5.33 kg/cm ² \approx 533 kN/m ²
			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)
			TERZAGHI (1955)
			5.17 kg/cm ² \approx 517 kN/m ²
			5.58 kg/cm ² \approx 558 kN/m ²

Sulla base dei valori riportati nella tabella sopra, si adotta il seguente valore di calcolo per il progetto delle fondazioni:

- valore della portanza del terreno agli SLU/SLV pari a 5.1 kg/cm² = 510 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 prefabbricata in c.a. e c.a.p. ed ha una parte monopiano ed una parte bipiano.

La parte monopiano è di forma rettangolare, ha solo l’impalcato di copertura e quest’ultimo è realizzato per la maggior parte con alari di oltre 30 metri e shed, questa parte di copertura è soggetta al carico variabile della neve; una parte di minori estensioni della copertura, soggetta al carico dovuto all’accumulo neve per ombra aereodinamica, è realizzata con travi ad I sulle quali appoggiano lastrine piane di calcestruzzo armato. Su entrambe le parti della copertura vi è un carico permanente pari a 50 daN/m², comprensivi del manto di copertura, compreso l’eventuale strato isolante, dei pannelli fotovoltaici, dove presenti, e dei carichi appesi dovuti a piccoli impianti, come ad esempio l’illuminazione.

Sul lato ovest l’edificio è caratterizzato dalla presenza di un telaio bipiano, la cui copertura è posta alla stessa quota delle pensiline, circa 6.1 metri, ed è quindi più bassa rispetto alla copertura della parte monopiano che ha un’altezza media pari a circa 10.4 metri. La copertura del bipiano è anch’essa soggetta a sovraccarico dovuto ad accumulo neve per ombra aereodinamica, inoltre ha il sovraccarico variabile dovuto alla presenza delle UTA, pari in questo caso a 120 daN/m²; il sovraccarico permanente è invece pari a 20 daN/m². Il bipiano è poi caratterizzato dalla presenza di un altro impalcato posto alla quota di circa 3.5 metri, su quest’ultimo si considera un sovraccarico variabile pari a 400 daN/m² ed un sovraccarico permanente pari a 250 daN/m². Entrambi i sovraccarichi variabili sopra riportati, escluso il carico neve, si configurano come carichi di categoria E2, ambienti ad uso industriale, secondo la Tabella 3.1.II delle NTC2018.

Su entrambi gli impalcati del bipiano è gettata una soletta collaborante in c.a. di altezza minima pari a 6 cm.

Sui pilastri al confine tra il monopiano ed il bipiano appoggiano gli impalcati di entrambe le parti, parti che, a causa dei suddetti pilastri in comune, costituiscono un’unica unità strutturale, come si vede chiaramente nella sezione D-D riportata nei disegni architettonici esecutivi.

La struttura in oggetto è di tipo industriale, in parte adibita a stoccaggio di materiale ed in parte a lavorazioni legate alla produzione dei manufatti.

I maggiori carichi, dovuti allo stoccaggio del materiale, si trovano sul pavimento industriale, pavimento in appoggio direttamente sul terreno costipato e stabilizzato.

Per il fabbricato in oggetto 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 sulle coperture 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 $\gamma = 7850 \text{ daN/m}^3$

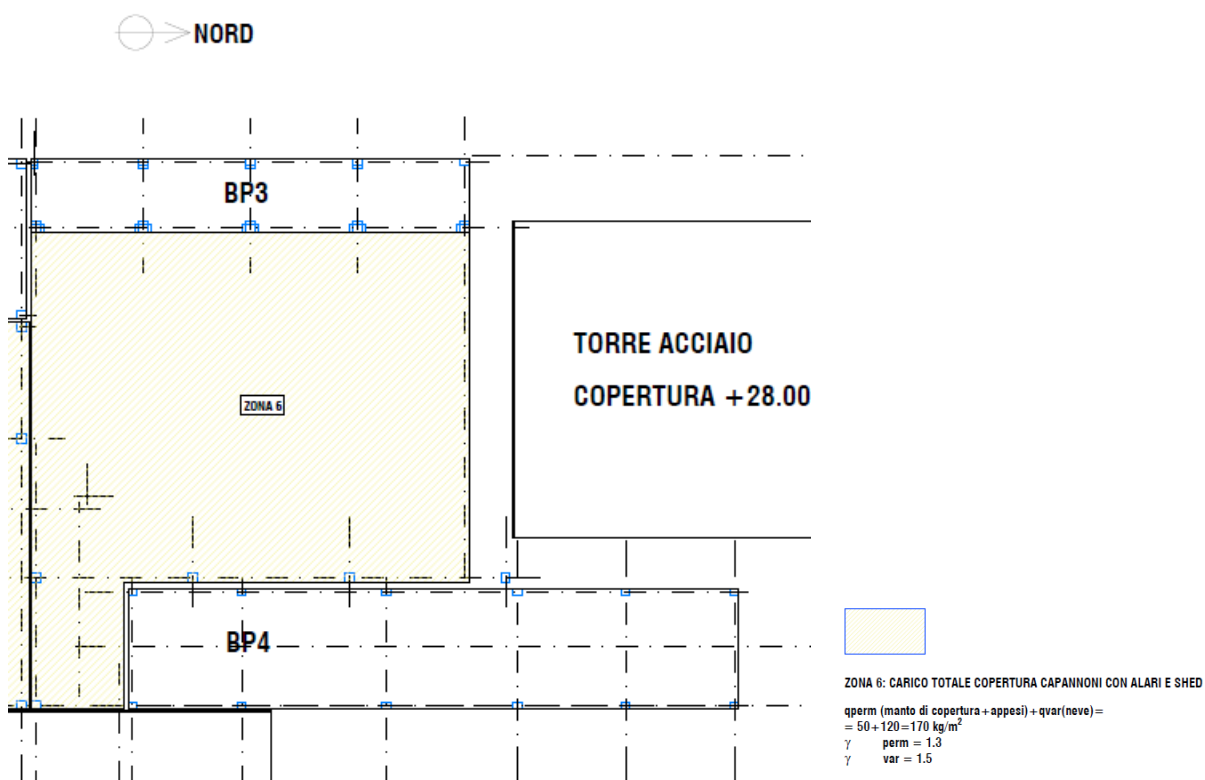
Calcolato in automatico dal programma di calcolo con una contingency del 15%;

- 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

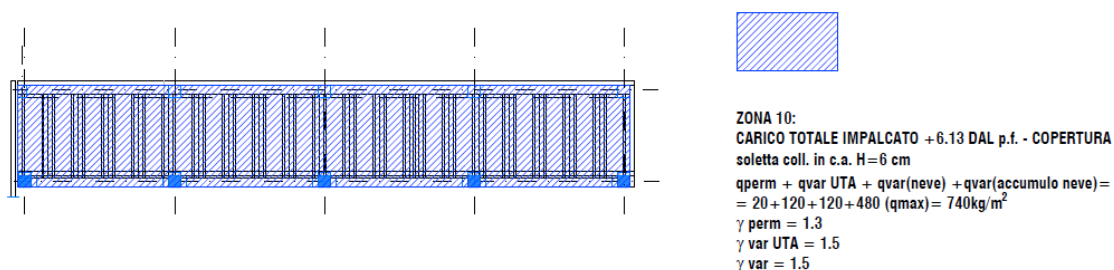
I pesi propri delle strutture in elevazione dipendono dalla geometria dei manufatti utilizzati dal prefabbricatore.

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.

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



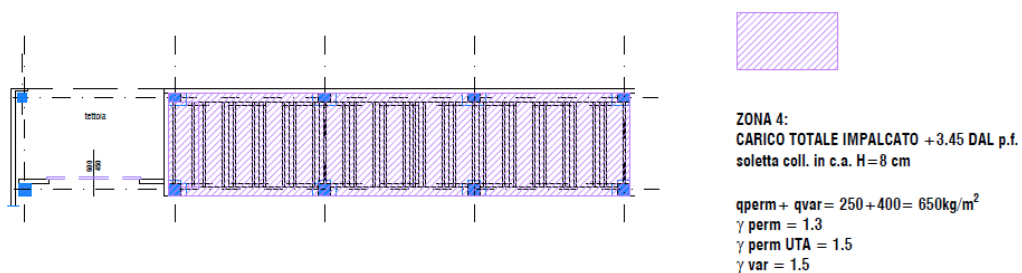
Nella parte della copertura a nord, al confine con la torre in acciaio alta 28 m, vi è una zona di accumulo dovuta ad ombra aereodinamica, causata dal dislivello tra le due coperture.



PIANTA COPERTURA BP3 - ZONA 4

$Q = +345 \text{ cm dal P.F.}$

scala 1:200



AZIONI AMBIENTALI

AZIONE DELLA NEVE

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

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

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

ACCUMULO NEVE PER DISLIVELLO DI QUOTA – OMBRA AEREODINAMICA

Nel fabbricato, non vi è scivolamento della neve sulle coperture più basse, in quanto i pannelli di tamponamento perimetrali di tutti gli edifici hanno un'altezza superiore alle coperture dei fabbricati stessi, quindi $\mu_s = 0$.

La condizione di carico conseguente ai fenomeni di cui sopra è denominata Caso (ii) nella Figura C.3.4.5.

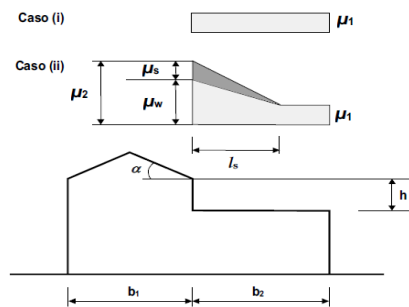


Figura C.3.4.5 - Coefficiente di forma per il carico neve – Coperture adiacenti a costruzioni più alte

I valori dei coefficienti di forma sono dati dalle espressioni seguenti:

$\mu_1 = 0.8$ (assumendo che la copertura inferiore sia piana)

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

in cui:

μ_s è il coefficiente di forma per il carico neve dovuto allo scivolamento della neve dalla copertura superiore, che vale:

per $\alpha \leq 15^\circ$, $\mu_s = 0$

per $\alpha > 15^\circ$, μ_s è calcolato in ragione del 50% del carico totale massimo insistente sulla falda della copertura superiore, valutato con riferimento al valore del coefficiente di forma appropriato per detta falda.

μ_w è il coefficiente di forma per il carico neve dovuto alla redistribuzione operata dal vento, che vale:

$$\mu_w = (b_1 + b_2)/2h \leq \gamma h/q_{sk} \quad [C3.4.5]$$

in cui γ è il peso dell'unità di volume della neve [kN/m^3], che per i presenti calcoli può essere assunto pari a 2 kN/m^3 .

Il valore del coefficiente μ_w dovrà comunque essere compreso tra i limiti seguenti:

$$0.8 \leq \mu_w \leq 4.0.$$

La lunghezza della zona in cui si forma l'accumulo è data da $l_s = 2h$, e comunque $5 \leq l_s \leq 15 \text{ m}$.

Come precedentemente accennato sul fabbricato esistono almeno tre zone di accumulo della neve dovute a salti di quota:

1. salto di quota tra la copertura del capannone BPOC e la copertura della palazzina BP3,
2. salto di quota tra la copertura della torre in acciaio e la copertura del capannone BPOC,
3. salto di quota tra la copertura della palazzina BP2 e la copertura del fabbricato BPOC.

Oltre agli accumuli dovuti ai salti di quota, esiste su tutti il perimetro della copertura anche l'accumulo dovuto a sporgenze, in questo caso si tratta dell'accumulo contro i pannelli verticali di tamponamento, la sporgenza massima dei pannelli è quella dei pannelli della torre in acciaio adiacente.

Ai diversi salti di quota corrispondono diversi valori dell'accumulo massimo della neve e della lunghezza l_s di accumulo, si riportano di seguito i diversi valori considerati per individuare i carichi sulla copertura.

Caso 1

$$\Delta h = 10.4 - 6.1 = 4.3 \text{ m}$$

$$(b_1 + b_2) / (2 * \Delta h) = (33.85 + 6) / (4.3 * 2) = 4.63 < 2 * 4.3 / 1.5 = 5.73 < 4$$

$$\rightarrow \mu_w = 4 \quad \text{qneve max} = 150 * 4 = 600 \text{ daN/m}^2 \quad l_s = 2 * \Delta h = 8.6 \text{ m} < 15 \text{ m}$$

Caso 2

$$\Delta h = 27 - 10.4 = 16.6 \text{ m}$$

$$(b_1 + b_2) / (2 * \Delta h) = (45.15 + 35.15) / (16.6 * 2) = 2.42 < 2 * 16.6 / 1.5 = 22.13 < 4$$

$$\rightarrow \mu_w = 2.42 \quad \text{qneve max} = 150 * 2.42 = 363 \text{ daN/m}^2 \quad l_s = 2 * \Delta h = 33.2 \text{ m} < 15 \text{ m} \rightarrow l_s = 15 \text{ m}$$

Caso 3

$$\Delta h = 13.4 - 10.4 = 3 \text{ m}$$

$$(b_1 + b_2) / (2 * \Delta h) = (35.7 + 45.15) / (3 * 2) = 13.47 < 2 * 3 / 1.5 = 4$$

$$\rightarrow \mu_w = 4 \quad \text{qneve max} = 150 * 4 = 600 \text{ daN/m}^2 \quad l_s = 2 * \Delta h = 6 \text{ m} < 15 \text{ m}$$

Parte di questo accumulo finisce sulle tettoie T0.

ACCUMULO NEVE CONTRO SPORGENZE

C3.4.3.3.4 Accumuli in corrispondenza di sporgenze

La presenza di sporgenze, quali ad esempio i parapetti di bordo presenti su coperture piane, causano la formazione di accumuli nelle zone di "ombra aerodinamica" del vento.

Per coperture pseudo-orizzontali si dovrà considerare la condizione di carico illustrata nella Figura C3.4.6, nella quale si assumerà:

$$\mu_1 = 0.8 \text{ e } \mu_2 = \gamma h / q_{sk}, \text{ con la limitazione: } 0.8 \leq \mu_2 \leq 2.0$$

dove:

γ è il peso dell'unità di volume della neve, che per il presente calcolo può essere assunto pari a 2 kN/m^3 ;

$$l_s = 2h, \text{ con la limitazione: } 5 \leq l_s \leq 15 \text{ m.}$$

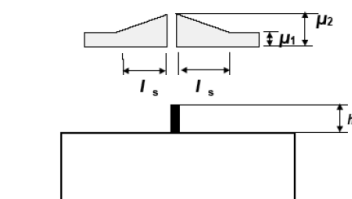


Figura C3.4.6 - Coefficienti di forma per il carico neve in corrispondenza di sporgenze ed ostruzioni

Si calcola il valore massimo dell'accumulo neve contro sporgenze, che è quello contro i pannelli della torre in acciaio:

$$h = 28 - 10.4 = 17.6$$

$$\mu_2 = (2 \cdot 17.6 / 1.5) \cdot 100 = 23.46 < 2 \rightarrow \mu_2 = 2$$

$$q_{neve\ max} = 150 \cdot 2 = 300\ daN/m^2 \quad l_s = 2 \cdot h = 2 \cdot 1.6 = 3.2\ m = 5\ m\ \text{minimo da normativa}$$

Questo valore è minore rispetto a quello dell'accumulo dovuto ad ombra aerodinamica che si verifica nella stessa zona.

AZIONE DEL VENTO SUL FABBRICATO BP0C CON PANNELLI DI TAMPONAMENTO ALTI 12 m

Si calcola il vento sull'altezza massima del tamponamento del fabbricato.

Il fabbricato ha il tamponamento verticale solo sul lato ovest, qui vi è la prima parte di tamponamento a chiusura della palazzina BP3 alto 6.2 metri, poi una seconda parte di tamponamento, appeso alla trave di copertura del fabbricato BP0C, che parte dalla quota di copertura della palazzina BP3 e arriva a 12 metri di altezza rispetto al pavimento finito.

Si calcola il vento su un'altezza totale di 12 metri.

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

2) Emilia Romagna

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [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 $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_a \cdot (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
v_b ($T_R = 50$ [m/s])			25.000
α_R (T_R)			1.00073
v_b (T_R) = $v_b \cdot \alpha_R$ [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

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1.25\ kg/mc)$$

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 suffragati 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
B	--	III	III	IV	IV
C	--	*	III	III	IV
D	I	II	II	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	--	--	III
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

Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
2	B	100

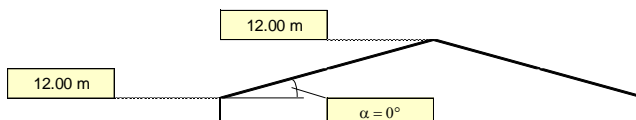
Cat. Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]	c_t
IV	0.22	0.3	8	1

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

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

PALAZZINA BP1

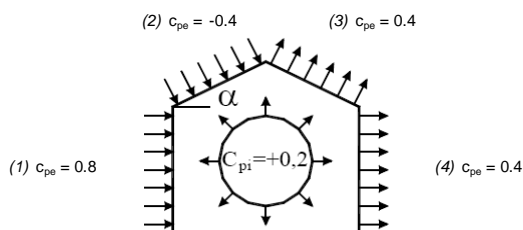
z [m]	c_e
$z \leq 8$	1.634
$z = 12$	1.908
$z = 12$	1.908



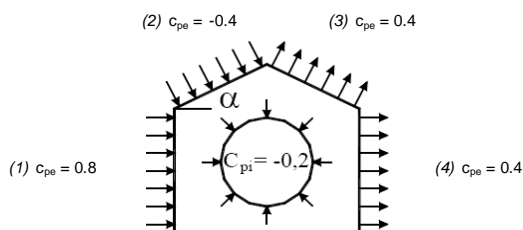
Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture non stagne

(1)	c_p	p [kN/mq]
	0.60	0.448
(2)	c_p	p [kN/mq]
	-0.60	-0.448
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0.60	0.448
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0.60	0.448



(1)	c_p	p [kN/mq]
	1.00	0.747
(2)	c_p	p [kN/mq]
	-0.20	-0.149
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0.20	0.149
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0.20	0.149



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

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 di impalcato 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”

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 diviso in due parti, come già precedentemente descritto: la maggior parte della struttura prefabbricata è un monopiano, questo ha forma rettangolare, una parte minore della struttura prefabbricata è un bipiano, questa ha sempre forma rettangolare ed è posta sul lato ovest del fabbricato.

Le due parti di struttura, monopiano e bipiano, hanno un lato in comune, parallelo al lato ovest dell’edificio; su questo lato i pilastri portano sia la copertura del telaio monopiano, sia i due impalcati del telaio bipiano, realizzando così un’unica unità strutturale.

In base alla classificazione della Tabella 7.3.II delle NTC2018, l’edificio nel suo insieme 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.

Il fattore di comportamento finale è ridotto tramite il coefficiente $K_r = 0.8$, valore riferito ad una struttura irregolare in altezza; si giustifica questa scelta a causa della presenza all’interno della stessa struttura di una parte monopiano e di una parte bipiano.

Quindi il fattore di comportamento finale è:

$$q_0 \cdot K_r = 2.5 \cdot 0.8 = 2$$

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)	$4,5 \alpha_w / \alpha_1$	$3,0 \alpha_w / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4,0 \alpha_w / \alpha_1$	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	$4,0 \alpha_w / \alpha_1$	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5

Nell’intero fabbricato le travi principali e secondarie della copertura 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 degli implacati 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 quindi 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.

La schematizzazione ora adottata porta ad ottenere dei periodi di vibrazione più alti della struttura, operare un vincolamento delle travi diverso dalla cerniera sul piano xy produce una riduzione dei periodi di vibrazione della struttura stessa, di conseguenza un aumento delle sollecitazioni.

L'impalcato di copertura del monopiano non si può definire infinitamente rigido, mentre gli impalcati del bipiano possono definirsi infinitamente rigidi, in quanto su entrambi è gettata una soletta collaborante in c.a. di altezza minima pari a 6 cm.

Sulla globalità della struttura si esegue un'analisi dinamica modale senza condensazione di piano, con momenti statici torcenti addizionali per tenere in conto del possibile spostamento del 5% in ogni direzione del baricentro delle masse rispetto al baricentro delle rigidezze. Si opera questa scelta perché la parte monopiano è preponderante come area rispetto a quella bipiano, in questa schematizzazione si tiene comunque conto del diverso comportamento dei solai del bipiano che sono infinitamente rigidi.

Per maggior sicurezza si esegue anche un'analisi dinamica modale con condensazione di piano, definendo gli impalcati della palazzina come infinitamente rigidi e considerando la massa agente sui singoli pilastri del telaio monopiano; in questo caso si considera lo spostamento di massa del 5% in ogni direzione rispetto al baricentro delle rigidezze, così come previsto dalla normativa, anche per tenere conto della variabilità del moto sismico.

Si considerano le condizioni peggiori derivanti dai due modelli.

In fase esecutiva si potrà decidere di dividere la struttura in due parti distinte ed autonome, una monopiano ed una bipiano, sdoppiando i pilastri sul lato di confine tra le due strutture.

I pilastri, incastrati alla base ed incernierati alle travi, 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 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.

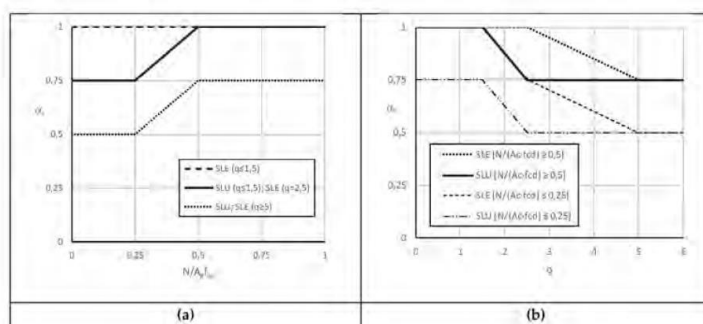


Figura C7.2.5 Dipendenza di q dal carico assiale N e dal fattore di comportamento q_s .

Il fabbricato nel suo insieme è strutturalmente indipendente da altri fabbricati ad esso adiacenti, come ad esempio gli altri edifici prefabbricati con esso confinanti o la torre impianti in acciaio.

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: $2 \cdot h_{\max \text{ cop}}/100$.

Si considera $h_{\max \text{ cop}}$, altezza media della copertura del fabbricato monopiano, che è pari a 10.4 metri dal pavimento finito del piano terra; questa è il parametro di riferimento per calcolare l'ampiezza del giunto sismico del fabbricato rispetto agli altri edifici prefabbricati o alla torre impianti in acciaio.

$$2 \cdot (10.4 + 0.7) \cdot 100 / 100 = 22.2 \text{ cm}$$

Si adotta un giunto di ampiezza pari a 25 cm minimo per tenere conto di eventuali errori esecutivi o di montaggio.

Nel caso dello spigolo del telaio bipiano confinante con la palazzina BP2, essendo l'altezza del bipiano pari a 6.1 metri si considera un giunto minore pari a:

$$2 \cdot (6.1 + 0.7) \cdot 100 / 100 = 13.6 \text{ cm}$$

Si adotta un giunto di ampiezza pari a 15 cm minimo per tenere conto di eventuali errori esecutivi o di montaggio.

FONDAZIONI

Per tutti questi fabbricati le fondazioni sono superficiali a plinto isolato e 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 fptk: $> o = 1860 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica all'1% di deformazione totale fp(1)k: $> o = 1670 \text{ N/mm}^2$

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

Per i fabbricati oggetto della presente relazione, in accordo con il 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.

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 al massimo determinare un aumento o una diminuzione degli sforzi normali nei pilastri, trattandosi di una relazione pre-sismica si trascura in questa fase 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.

Effetti torsionali

Si effettuano due analisi dinamiche modali:

- in una, prendendo come preponderante il comportamento del monopiano sull’intera struttura, gli impalcati non sono infinitamente rigidi e si tiene conto della variabilità spaziale del moto considerando dei momenti torcenti statici addizionali;
- nell’altra si considera il comportamento del bipiano con impalcati infinitamente rigidi come preponderante sull’intera struttura e si tiene conto dello spostamento del baricentro delle masse rispetto a quello delle rigidezze, così come definito e richiesto dalla normativa vigente.

Nella seconda analisi dinamica modale occorre che sia verificata la non deformabilità torsionale della struttura, nel caso che questa verifica non risulti soddisfatta, è necessario cambiare il fattore di comportamento adottato e fare riferimento al fattore di comportamento previsto per le strutture deformabili torsionalmente ($q_0 = 2$), fattore poi da ridurre sulla base del coefficiente K_r .

La struttura, in entrambe le analisi, è considerata dissipativa in CDB.

Analisi:

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, prima ipotesi di analisi
- Fattore di comportamento $q_D = 2.5$ agli SLV con sisma orizzontale seconda ipotesi di analisi,
- Fattore di comportamento $q_D = 1.5$ agli SLV con sisma verticale,
- Fattore di comportamento $q_D = 1$ agli SLD con sisma orizzontale,
- $\xi = 5\%$ (NTC circ. C7.3.3.1) coefficiente di smorzamento convenzionale dei modi di vibrare.

Di seguito si riportano in forma di diagramma gli spettri di progetto relativi al fattore di comportamento adottato.

13 RISULTATI DELL'ANALISI DINAMICA MODALE

ANALISI DINAMICA MODALE SENZA CONDENSAZIONE DI PIANO

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	C		
Limite	$q_0 = C \alpha_w / \alpha_1$	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

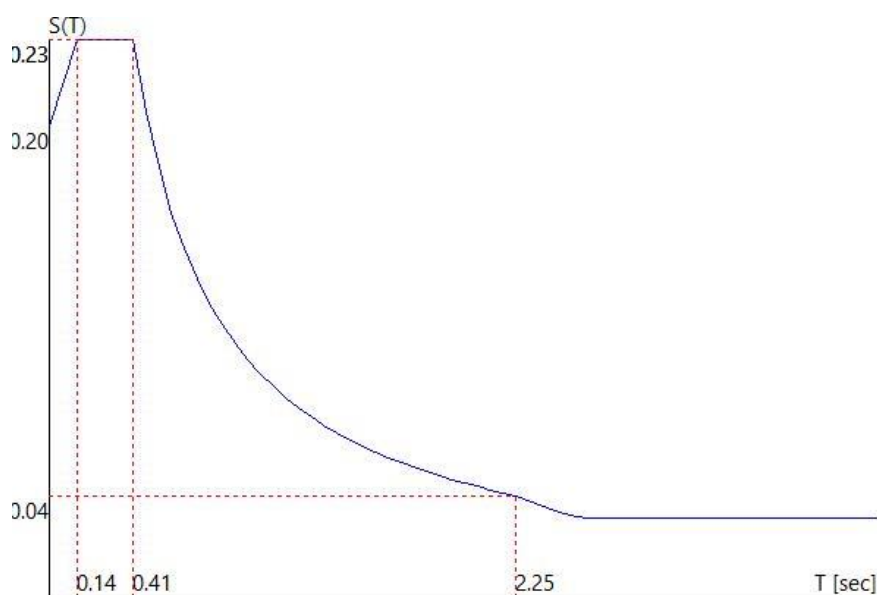
Fattori di partecipazione per il calcolo delle masse

Cond. Carico 1 pp 1.0000
Cond. Carico 2 q permanenti portati 1.0000
Cond. Carico 3 tamponamento 1.0000
Cond. Carico 4 tamponamento sisma 1.0000
Cond. Carico 5 qvar impalcati 0.8000
Cond. Carico 6 qvar neve 0.0000
Cond. Carico 7 qvar accumulo neve 0.0000
Cond. Carico 8 vento +y 0.0000
Cond. Carico 9 vento -y 0.0000
Cond. Carico 10 vento x 0.0000
Cond. Carico 11 vento -x 0.0000
Cond. Carico 12 accumulo 0.0000

È importante verificare che l'analisi dinamica modale abbia coinvolto una percentuale di massa superiore al minimo previsto dalla normativa cogente pari a 85%.

TU 2018 SLV H – PARAMETRI SPETTRO PER SISMA ORIZZONTALE AGLI SLV

- 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



ANALISI DINAMICA MODALE CON CONDENSAZIONE DI PIANO

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 1.00
- Fattore riduttivo per la presenza di setti K_W 1.00

Stato	C	q_H	q_V
Limite	$q_0 = C \alpha_u / \alpha_1$		
SLV	2.50	2.50	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

Fattori di partecipazione per il calcolo delle masse

Cond. Carico 1 pp 1.0000

Cond. Carico 2 q permanenti portati 1.0000

Cond. Carico 3 tamponamento 1.0000

Cond. Carico 4 tamponamento sisma 1.0000

Cond. Carico 5 qvar impalcati 0.8000

Cond. Carico 6 qvar neve 0.0000

Cond. Carico 7 qvar accumulo neve 0.0000

Cond. Carico 8 vento +y 0.0000

Cond. Carico 9 vento -y 0.0000

Cond. Carico 10 vento x 0.0000

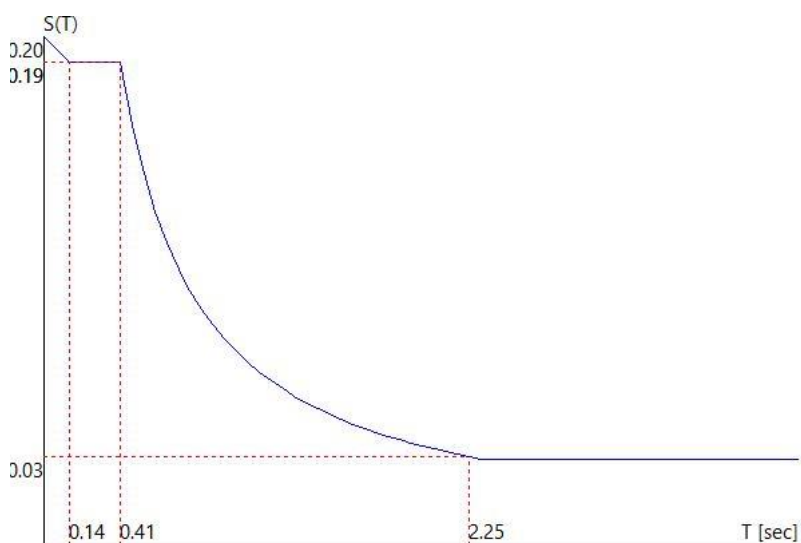
Cond. Carico 11 vento -x 0.0000

Cond. Carico 12 accumulo 0.0000

È importante verificare che l'analisi dinamica modale abbia coinvolto una percentuale di massa superiore al minimo previsto dalla normativa cogente pari a 85%.
Inoltre occorre verificare che la struttura non sia deformabile torsionalmente.

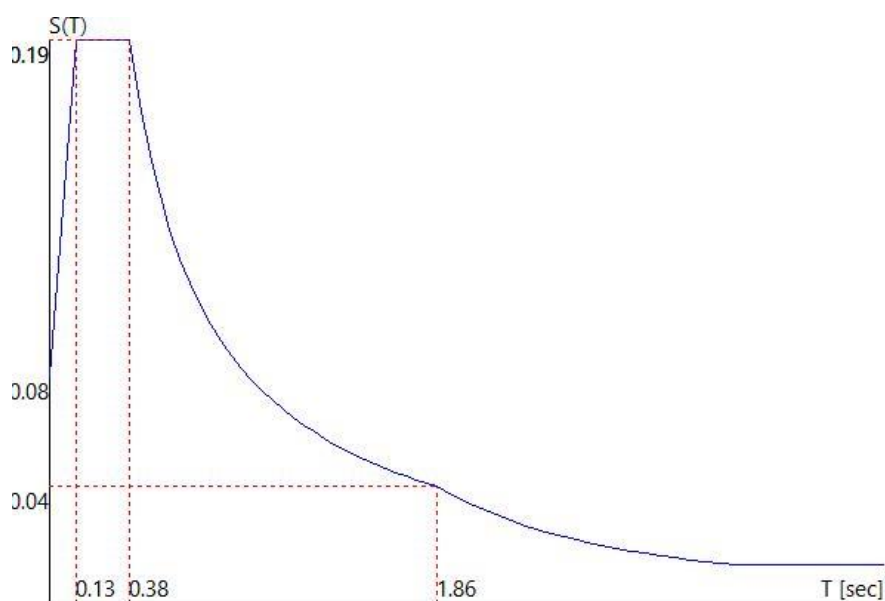
TU 2018 SLV H – PARAMETRI SPETTRO PER SISMA ORIZZONTALE AGLI SLV

- Probabilità di superamento (PVR) 10.0 e periodo di ritorno (TR) 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



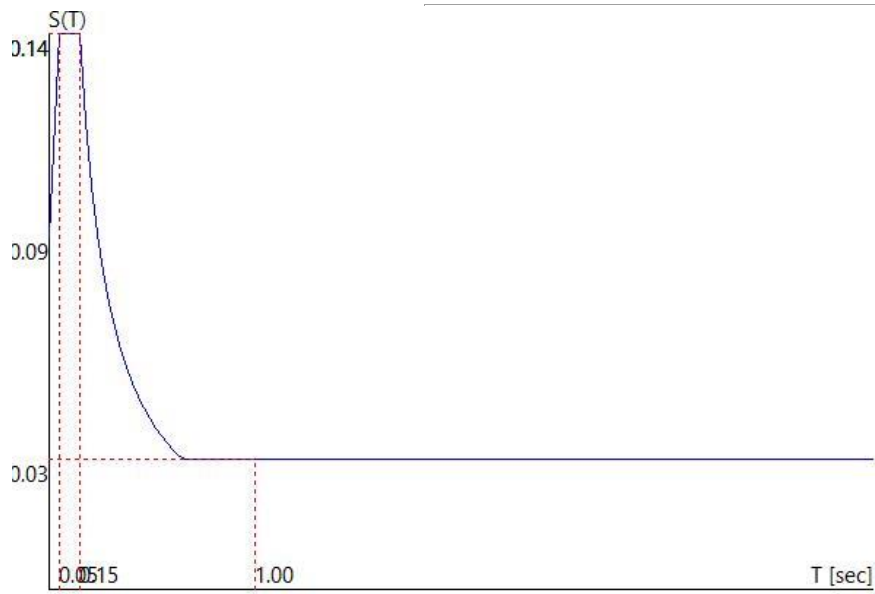
TU 2018 SLD H - PARAMETRI SPETTRO PER SISMA ORIZZONTALE AGLI SLD

- 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



TU 2018 SLV V - PARAMETRI SPETTRO PER SISMA VERTICALE AGLI SLV

- Probabilità di superamento (PVR) 10.0 e periodo di ritorno (T_R) 475 (anni)
- S_s 1.000
- T_B 0.05 [sec]
- T_C 0.15 [sec]
- T_D 1.00 [sec]
- a_g/g 0.1631
- F_v 1.2936
- T_C^* 0.2900



14 VALUTAZIONE EFFETTI NON-LINEARI PDR/VH

- $V_x \Theta_x = P \, dr_{,x} / h$
- $V_y \Theta_y = P \, dr_{,y} / h$
- $V \Theta = P \, dr / h$ dove: $dr = \sqrt{dr_{,x}^2 + dr_{,y}^2}$
- Controllo combinazioni SLV
- Fattore di struttura 2.00 PER FABBRICATO BPOA
- Fattore di struttura 2.50 PER TETTOIE TO
- 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 strutture prefabbricate, con pilastri snelli, assume particolare importanza la valutazione degli effetti non lineari, quindi il calcolo di θ previsto dalla normativa.

Il calcolo si esegue solo sulle 32 combinazioni SLV, si considerano gli spostamenti dei nodi dei singoli pilastri per la parte di struttura monopiano e gli spostamenti del nodo master di solaio o comunque gli spostamenti medi di interpiano per la parte di struttura a bipiano.

Lo spostamento dr , 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 $\mu_d \leq 5q - 4$.

Generalmente i periodi propri di vibrazione delle strutture prefabbricate, sia in direzione x che in direzione y, sono entrambi maggiori di $T_c = 0.41$ s, quindi $\mu_d = q_d = 2$

Questa affermazione sul valore dei periodi propri di vibrazione delle strutture è supportata anche dalle analisi modali eseguite sul capannone MIA-BPOA-B e sulla palazzina BP2.

Si considerano gli spostamenti combinati in direzione x e in direzione y.

Valutazione Effetti NON-Lineari Pd/Vh

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

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

$$\text{Oppure: } V \Theta = P \, dr / h \text{ dove: } dr = \sqrt{dr_{,x}^2 + dr_{,y}^2}$$

Se il valore di θ per i pilastri è superiore ad 0.1, 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 è superiore a 0.2 allora occorre procedere con un'analisi che tenga in conto gli effetti del secondo ordine (analisi non lineare), in nessun caso il valore di θ può essere maggiore di 0.3, riferimento paragrafo 7.3.1 delle NTC 2018.

VERIFICA DI STABILITÀ PER ELEMENTI SNELLI – EFFETTI GLOBALI NEGLI EDIFICI

In fase di progettazione esecutiva occorre eseguire anche 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”

Nella parte monopiano, la tipologia strutturale adottata prevede degli orizzontamenti di copertura costituiti da travi secondarie realizzate con alari, intervallati da lastrine in c.a. a formare shed, o da travi secondarie aventi sezione ad I con lastrine in c.a. in appoggio sulle travi stesse; le travi principali sono con sezione ad L o a T rovescia.

Nella parte bipiano, la tipologia strutturale adottata prevede due orizzontamenti costituiti da tegoli pieni con sezione a pi-greco, come travi secondarie, e da travi principali sono con sezione ad L; sopra agli orizzontamenti vi è una soletta collaborante in c.a..

Le tipologie strutturali sopra descritte conferiscono 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.

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

$$qd_r \leq d_p \leq 0,0100 \cdot h \quad [7.3.12]$$

VERIFICA DELLA STRUTTURA AGLI SLD

La verifica SLD delle strutture in Classe d'Uso 1 (CU I) è una verifica di rigidità, come riportato nella tabella 7.3.III delle NTC 2018; pertanto occorre verificare che gli spostamenti differenziali di interpiano delle strutture in elevazione dei fabbricati oggetto della presente relazione siano inferiori al valore definito al punto 7.3.12 delle NTC 2018 per le combinazioni sismiche SLD.

Questa verifica risulta ampiamente soddisfatta per la palazzina BP2 e per il capannone MIA-BPOA-B per i quali si è realizzato un modello f.e.m. ed è stata eseguita un'analisi dinamica modale; se in fase esecutiva tale verifica non dovesse risultare soddisfatta per il fabbricato in oggetto, si dovranno aumentare le dimensioni dei pilastri e/o modificare i vincolamenti delle travi ai pilastri e delle travi tra loro, dove possibile, al fine di ridurre gli spostamenti oppure modificare il fattore di struttura adottato agli SLD, se fattibile; infine, nel caso in oggetto, si potrebbe decidere di sdoppiare la struttura, creando un telaio monopiano ed un telaio bipiano indipendenti tra loro.

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 è definita non regolare in altezza, come specificato al precedente punto 10, e per questo 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, l’edificio non rispetta i punti a) e c) del paragrafo 7.2.1 delle NTC 2018.

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 in elevazione è già stata descritta al paragrafo 10 “Tipologia strutturale adottata”.

Si riportano di seguito, a titolo puramente indicativo, 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 impalcato
6	qvar neve
7	qvar accumulo
8	vento +y
9	vento -y
10	vento x
11	vento -x
17	Sisma 0SLU
18	Sisma 0SLU
19	Sisma 180SLU
20	Sisma 180SLU
21	Sisma 90SLU
22	Sisma 90SLU
23	Sisma 270SLU
24	Sisma 270SLU
25	Sisma 0SLD
26	Sisma 0SLD
27	Sisma 180SLD
28	Sisma 180SLD
29	Sisma 90SLD
30	Sisma 90SLD
31	Sisma 270SLD
32	Sisma 270SLD

Combinazione di carico numero

1	neve accumulo +vento x
2	neve accumulo +vento -x
3	neve accumulo +vento y
4	neve accumulo +vento -y
5	vento x + neve accumulo
6	vento -x + neve accumulo
7	vento y + neve accumulo
8	vento -y + neve accumulo
9	vento x + var max
10	vento -x + var max
11	vento y + var max
12	vento -y + var max
13	vento x + qmin
14	vento -x + qmin
15	vento y + qmin
16	vento -y + qmin

Comb.\Cond	1	2	3	5	6	7	8	9	10	11
1	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5			0.9	
2	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5				0.9
3	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5	0.9			
4	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5		0.9		
5	1.3	1.3	1.3	1.5	0.75	0.75			1.5	
6	1.3	1.3	1.3	1.5	0.75	0.75				1.5
7	1.3	1.3	1.3	1.5	0.75	0.75	1.5			
8	1.3	1.3	1.3	1.5	0.75	0.75		1.5		
9	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5				1.5	
10	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5					1.5
11	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5		1.5			
12	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5			1.5		
13	1.3	1.3	1.3	1.5					1.5	
14	1.3	1.3	1.3	1.5						1.5
15	1.3	1.3	1.3	1.5			1.5			
16	1.3	1.3	1.3	1.5				1.5		

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

Combinazione di carico numero

27	Sisma 0+ / 90+
28	Sisma 0+ / 90-
29	Sisma 0+ / 270+
30	Sisma 0+ / 270-
31	Sisma 0- / 90+
32	Sisma 0- / 90-
33	Sisma 0- / 270+
34	Sisma 0- / 270-

Combinazione di carico numero

35	Sisma 180+ / 90+
36	Sisma 180+ / 90-
37	Sisma 180+ / 270+
38	Sisma 180+ / 270-
39	Sisma 180- / 90+
40	Sisma 180- / 90-
41	Sisma 180- / 270+
42	Sisma 180- / 270-
43	Sisma 90+ / 0+
44	Sisma 90+ / 0-
45	Sisma 90+ / 180+
46	Sisma 90+ / 180-
47	Sisma 90- / 0+
48	Sisma 90- / 0-
49	Sisma 90- / 180+
50	Sisma 90- / 180-
51	Sisma 270+ / 0+
52	Sisma 270+ / 0-
53	Sisma 270+ / 180+
54	Sisma 270+ / 180-
55	Sisma 270- / 0+
56	Sisma 270- / 0-
57	Sisma 270- / 180+
58	Sisma 270- / 180-

Comb.\Cond	1	2	3	5	17	18	19	20	21	22	23	24
27	1	1	1	0.8	1				0.3			
28	1	1	1	0.8	1					0.3		
29	1	1	1	0.8	1						0.3	
30	1	1	1	0.8	1							0.3
31	1	1	1	0.8		1			0.3			
32	1	1	1	0.8		1				0.3		
33	1	1	1	0.8		1					0.3	
34	1	1	1	0.8		1						0.3
35	1	1	1	0.8			1		0.3			
36	1	1	1	0.8			1			0.3		
37	1	1	1	0.8			1				0.3	
38	1	1	1	0.8			1					0.3
39	1	1	1	0.8				1	0.3			
40	1	1	1	0.8				1		0.3		
41	1	1	1	0.8				1			0.3	
42	1	1	1	0.8				1				0.3
43	1	1	1	0.8	0.3				1			
44	1	1	1	0.8		0.3				1		
45	1	1	1	0.8			0.3		1			
46	1	1	1	0.8				0.3	1			
47	1	1	1	0.8	0.3						1	
48	1	1	1	0.8		0.3						1

49	1 1 1 0.8	0.3	1
50	1 1 1 0.8	0.3	1
51	1 1 1 0.8 0.3		1
52	1 1 1 0.8	0.3	1
53	1 1 1 0.8	0.3	1
54	1 1 1 0.8	0.3	1
55	1 1 1 0.8 0.3		1
56	1 1 1 0.8	0.3	1
57	1 1 1 0.8	0.3	1
58	1 1 1 0.8	0.3	1

Combinazioni agli Stati Limite di Danno

Combinazione di carico numero

59	Sisma 0+ / 90+
60	Sisma 0+ / 90-
61	Sisma 0+ / 270+
62	Sisma 0+ / 270-
63	Sisma 0- / 90+
64	Sisma 0- / 90-
65	Sisma 0- / 270+
66	Sisma 0- / 270-
67	Sisma 180+ / 90+
68	Sisma 180+ / 90-
69	Sisma 180+ / 270+
70	Sisma 180+ / 270-
71	Sisma 180- / 90+
72	Sisma 180- / 90-
73	Sisma 180- / 270+
74	Sisma 180- / 270-
75	Sisma 90+ / 0+
76	Sisma 90+ / 0-
77	Sisma 90+ / 180+
78	Sisma 90+ / 180-
79	Sisma 90- / 0+
80	Sisma 90- / 0-
81	Sisma 90- / 180+
82	Sisma 90- / 180-
83	Sisma 270+ / 0+
84	Sisma 270+ / 0-
85	Sisma 270+ / 180+
86	Sisma 270+ / 180-
87	Sisma 270- / 0+
88	Sisma 270- / 0-
89	Sisma 270- / 180+
90	Sisma 270- / 180-

Comb.\Cond	1	2	3	5	25	26	27	28	29	30	31	32
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	1							0.3
63	1	1	1	0.8		1			0.3			
64	1	1	1	0.8		1				0.3		
65	1	1	1	0.8		1					0.3	
66	1	1	1	0.8		1						0.3
67	1	1	1	0.8			1		0.3			
68	1	1	1	0.8			1			0.3		
69	1	1	1	0.8			1				0.3	
70	1	1	1	0.8			1					0.3
71	1	1	1	0.8				1	0.3			
72	1	1	1	0.8				1		0.3		
73	1	1	1	0.8				1			0.3	
74	1	1	1	0.8				1				0.3
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	
78	1	1	1	0.8				0.3	1			
79	1	1	1	0.8	0.3					1		
80	1	1	1	0.8		0.3					1	
81	1	1	1	0.8			0.3					1
82	1	1	1	0.8				0.3			1	
83	1	1	1	0.8	0.3							1
84	1	1	1	0.8		0.3						1
85	1	1	1	0.8			0.3					1
86	1	1	1	0.8				0.3				1
87	1	1	1	0.8	0.3							1
88	1	1	1	0.8		0.3						1
89	1	1	1	0.8			0.3					1
90	1	1	1	0.8				0.3				1

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, ma possono appoggiare sul cordolo porta pannello quando arrivano fino a terra o possono essere appesi alle travi quando non arrivano a terra.

I pannelli della parte bipiano, alti circa 6.2 metri fuori terra, sono in appoggio sui cordoli porta pannelli in appoggio sul terreno e sono ritenuti in alto alle travi di copertura.

I pannelli della parte monopiano sono appesi alle travi di copertura e ritenuti sui tegoli della copertura del bipiano.

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.

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.

$$a_g/g = 0.163$$

$$F_v = 1.29349$$

$$q_{d \text{ vert}} = 1.5$$

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

Si valuta a titolo semplificativo il carico a metro lineare agente su un tegolo pi-greco, appartenente al primo impalcato della zona bipiano, in combinazione sismica con il maggior carico variabile previsto.

Pp tegolo H32, B=200 cm con soletta collaborante da 8 cm

$$p_p \text{ con soletta collaborante} = 460 \text{ daN/m}$$

$$p_p \text{ soletta collaborante} = 400 \text{ daN/m}$$

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

$$q_{\text{var}} = 800 * 0.8 = 640 \text{ daN/m}$$

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

$$\Delta q = 2000 * 0.1406 = \pm 281 \text{ daN/m}$$

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

$$q_1 = 2000 + 281 = 2281 \text{ daN/m}$$

$$q_2 = 2000 - 281 = 1719 \text{ daN/m}$$

Il carico q_1 sul tegolo è comunque inferiore al corrispondente carico sul tegolo in combinazione SLV, pari a 2968 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 , il cui valore percentuale generalmente è di modesta entità, ad esempio nel caso sopra considerato approssimativamente pari a:

$$281/2000 = 0.1406 = 14,1\%$$

Cioè l'incremento o il decremento è pari a:

$$S \text{ (ag/g) max} = 0.163 * 1.29349/1.5 = 0.1406$$

DIMENSIONAMENTO PILASTRI E VERIFICA ARMATURE

I pilastri sono verificati tenendo in conto, per le combinazioni sismiche, l'eventuale l'incremento delle sollecitazioni dovuto al valore di $\theta > 0,1$.

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 semplice questo significa porre:

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

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

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 simili), si allega un disegno esemplificativo generico.

Il diametro maggiore di barre utilizzate nei pilastri si ipotizza pari a 36 mm, come per il capannone MIA-BP0AB, 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.

$$N_{\max} \text{ barre } \phi 36 = f_{cd} \text{ acciaio} \cdot \text{area barra} = 3913 \cdot 10,179 = 39830 \text{ daN}$$

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:

$$L_b = 39830 / (40.2 \cdot 3.6 \cdot \pi) = 87.6 \text{ cm}$$

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.

$$L_b \text{ finale} = 87.6 \cdot 1.2 = 106 \text{ cm}$$

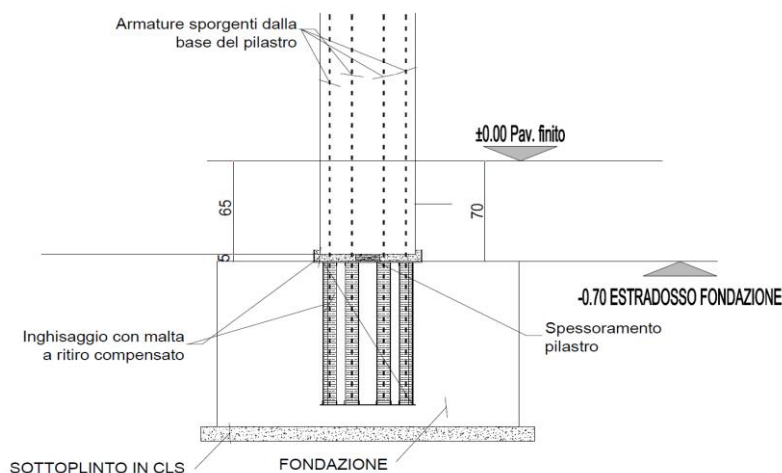
Considerando i corrugati lunghi almeno 110 cm e considerando almeno 20 cm di spessore di calcestruzzo sotto tali corrugati, si ottiene un'altezza del plinto minima pari a:

$$H_{\text{plinto}} = 110 + 20 = 130 \text{ cm}$$

Questa altezza del plinto, unitamente alla distanza tra l'estradosso del plinto e il pavimento finito, ipotizzata pari a 70 cm, e ad un getto di magrone pari ad almeno 10 cm, permette di raggiungere la quota di posa prevista dalla relazione geologica-geotecnica nella zona dove le ghiaie sono poste ad una quota pari a -2 metri dal piano di campagna, ricordando anche che la differenza tra il piano di campagna (piano del piazzale esistente) ed il futuro pavimento finito è nell'ordine di pochi centimetri.

Nella zona con le ghiaie profonde a -3 metri, si realizzerà 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 realizzano cordoli di collegamento tra le fondazioni a plinto, si considera il progetto di 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.

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

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

Si adottano cordoli aventi sezione quadrata pari a $50 \times 50 \text{ cm}^2$ armati con un'armatura longitudinale totale pari a $A_f = N/f_{cd}$ acciaio B450C per un'area totale di armatura pari ad almeno 4 ferri del 16 correnti e staffe di diametro 10 mm a passo 25 cm.

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

PROGETTO PLINTI DI FONDAZIONE

Per il progetto dei plinti di fondazione in fase di pre-dimensionamento 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 con 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, si vedano gli esempi di calcolo riportati per le strutture MIA-BP0-A e BP2;
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 è 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.

La tensione sul terreno, con le ghiaie a – 3 metri dal piazzale, vale 5.1 daN/cm², come riportato nella relazione geologica, ma occorre fare un getto di sottofondazione alto almeno 1 metro per raggiungere la quota della ghiaia; il peso di questo getto è 2400 daN/m³, questo comporta un incremento di carico sul terreno pari a $1 \cdot (2400 - 1800) = 600$ daN/m², quindi si progetta la soletta del plinto per una tensione nel terreno pari cautelativamente a: $5.1 - 600 / 10000 = 5.0$ daN/cm²

Si conclude la seguente relazione segnalando che una valutazione delle sollecitazioni in gioco, nelle strutture prefabbricate dell'intervento in oggetto, si possono trovare nella relazione tecnica attinente alla riduzione di rischio sismico del capannone industriale MIA-BPOA o nell'analogia relazione tecnica riferita alla palazzina pluripiano BP2, fabbricati per i quali sono stati creati modelli f.e.m. delle strutture e sono state eseguite analisi statiche agli SLU e analisi dinamiche modali agli SLV.

1 marzo 2022,

Formigine (MO),

Dott. Ing. Giandomenico Cassanelli

Dott. Ing. Marco Cesaroni