

RTI Progettisti:

SYSTRA

SOTECNI
SYSTRA GROUP

architector
engineering

AEGIS
CANTARELLI + PARTNERS

STUDIO MATTIOLI
Ambiente - Ingegneria - Energia

cooperativa archeologia

PROGETTO DEFINITIVO DELLA SECONDA LINEA TRANVIARIA DI BOLOGNA (TRATTO NORD LINEA VERDE)

RIMESSA TRAM CAPOLINEA CASTEL MAGGIORE Progetto strutturale Edificio di servizio Relazione di calcolo

COMUNE DI BOLOGNA
SETTORE MOBILITA' SOSTENIBILE E INFRASTRUTTURE

IL DIRETTORE DEL SETTORE
ING. CLETO CARLINI

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
ING. GIANCARLO SGUBBI

IL DIRETTORE DELL'ESECUZIONE DEL CONTRATTO
ING. MIRKA RIVOLA

SEGRETERIA TECNICA

ing. Barbara Baraldi
arch. Virginia Borrello
ing. Giulio Cimbali
geom. Agnese Fero
ing. Stefania Guadagnini
geom. Luciano Notte
ing. Lisa Ombra
ing. Marco Pesare

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

RESPONSABILE DI COMMESSA
ING. PAOLO MARCHETTI

COORDINATORE TECNICO
ING. ALESSANDRO PIAZZA

SISTEMA TRANVIARIO
ING. SANTI CAMINITI

ARCHITETTURA E INSERIMENTO URBANISTICO
ARCH. SEBASTIANO FULCI DE SARNO

OPERE A VERDE
ARCH. NICOLA CANTARELLI

OPERE STRUTTURALI
ING. STEFANO TORTELLA

SEGNALAMENTO E TELECOMUNICAZIONI
ING. ANGELA TORTORELLA

AMBIENTE
PROF. MATTEO MATTIOLI

SICUREZZA
ARCH. SERGIO MOSCHEO

ARCHEOLOGIA
DOTT. CRISTINA BIGAZZI

BIM MANAGER
GEOM. MIRKO CASAROLI

RESP. INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE
ING. SANTI CAMINITI

IMPIANTI TECNOLOGICI
ING. SIMONE VILLA

STUDI TRASPORTISTICI
ING. ANDREA SPINOSA

VIABILITA' INTERFERENTE E SOTTOSERVIZI
ING. PIETRO CAMINITI

IDRAULICA E IDROLOGIA
ING. ANDREA BENVENUTI

DEPOSITO
ING. GIORGIO COLETTI

ARMAMENTO
ING. MAURIZIO FALZEA

GEOLOGIA E GEOTECNICA
DOTT. GEOL. ANTONIO PAONE

TRAZIONE ELETTRICA
ING. DOMENICO D'APOLLONIO

IMPIANTI MECCANICI
ING. SALVATORE GIUA

COMMESSA	FASE	LOTTO	WBS	DISCIPLINA	TIPO	NUMERO	REV.	SCALA	NOME FILE
B381	C	D	X00	D14	STR	RT	01	A	B381-C-D-X00-D14-STR-RT-01-A

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
A	Ago. 2023	PRIMA EMISSIONE	SISTO	TORTELLA	S. CAMINITI
B					
C					
D					

Indice

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA E DELLO SCHEMA STRUTTURALE	2
2. CRITERI DI VERIFICA	5
3. NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE TECNICA DI RIFERIMENTO	5
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
4.1 DURABILITÀ.....	6
5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	8
6. ANALISI DEI CARICHI	8
6.1 GRADO DI SISMICITÀ E MOTO SISMICO.....	10
6.2 COMBINAZIONI DI CARICO	12
7. METODO DI CALCOLO.....	14
8. PRINCIPALI RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE E VERIFICHE GLOBALI.....	15
8.1 MODI DI VIBRARE	15
8.2 VERIFICHE NON LINEARITÀ GEOMETRICHE	18
8.3 VERIFICHE ALLO SLD	19
9. VERIFICHE DEI PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI	21
10. COLLEGAMENTI TRA ELEMENTI PREFABBRICATI.....	28
11. TAMPONAMENTI	29
12. VERIFICHE DI RESISTENZA OPERE DI FONDAZIONE	32
13. VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE E CEDIMENTI	34
13.1 CAPACITÀ PORTANTE	35
13.2 CEDIMENTI	35

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA E DELLO SCHEMA STRUTTURALE

Trattasi della realizzazione di nuovo edificio monopiano all'interno dell'area della rimessa tram in prossimità del capolinea di Castel Maggiore.

L'edificio ha un ingombro pari a circa 105 m² con campate di luce massima di 7.50m e sbalzi di luce massima 2.50m.

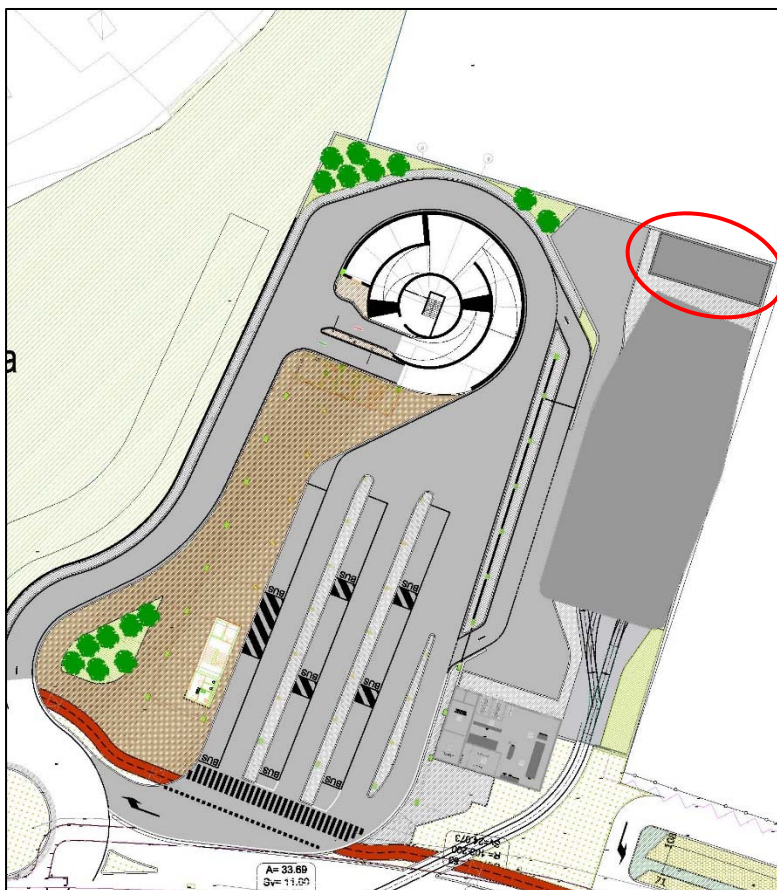


Fig. 1 – Individuazione dell'edificio di nuova costruzione

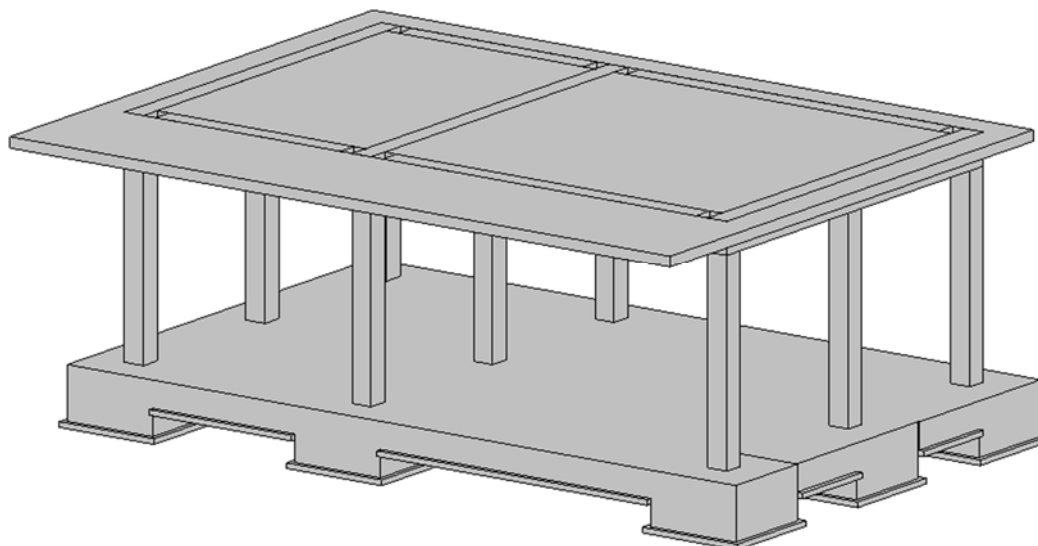


Fig. 2 – Deposito ausiliario Pilastro – edificio personale 3d

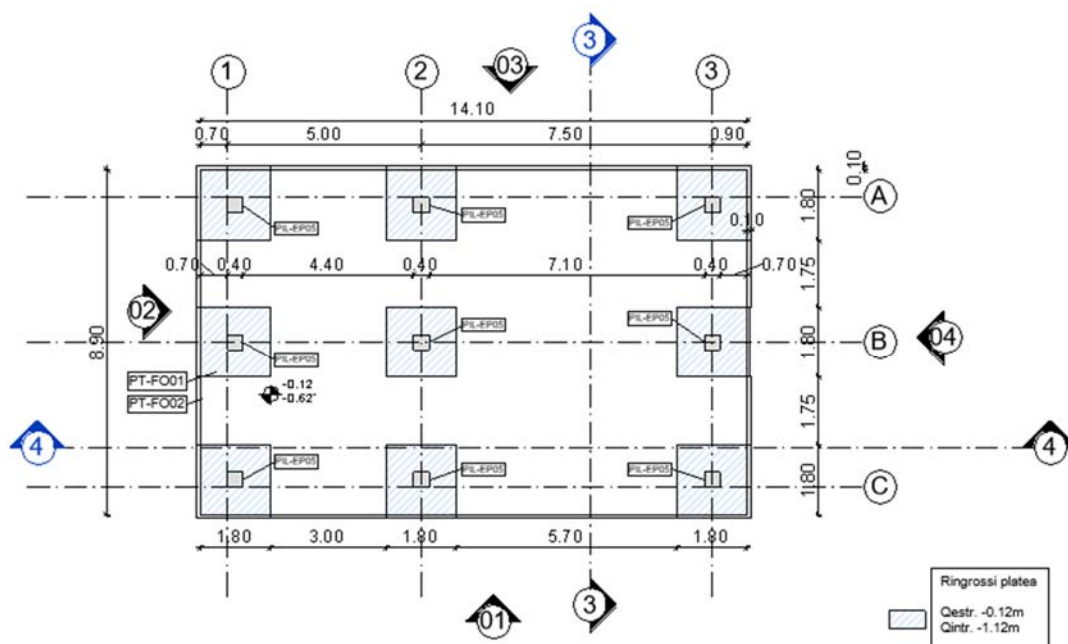


Fig. 3 – Pianta fondazioni

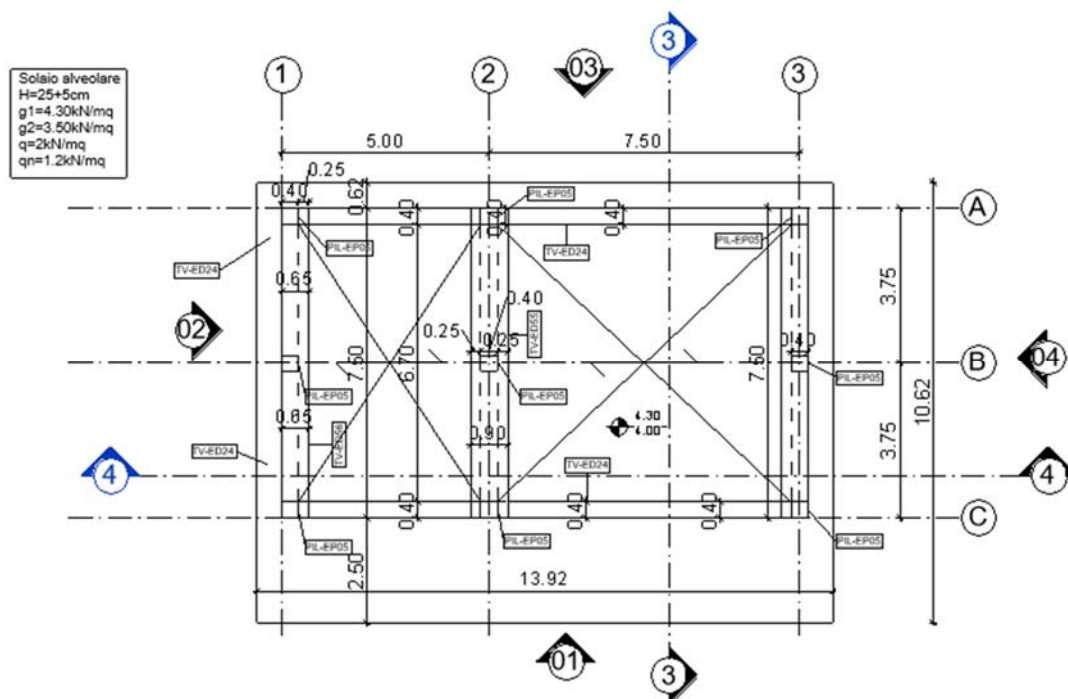


Fig. 4 – Pianta copertura

Oggetto della seguente relazione è il calcolo della struttura portante a servizio del nuovo edificio di cui sopra. La struttura è realizzata in calcestruzzo armato; in particolare, da un punto di vista strutturale, si è ricorsi ad uno schema a telaio con travi e pilastri prefabbricati, solaio alveolare e fondazioni con platea di spessore 50 cm e ringrossi in corrispondenza dei pilastri di spessore totale 100cm.

La tipologia strutturale è riconducibile a “Struttura con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati” secondo Tab.7.3.II. A tale tipologia corrisponde in classe di duttilità bassa (CD “B”) un fattore di comportamento q pari a 2,5 (struttura regolare in elevazione).

In accordo alla normativa di riferimento, vista la destinazione d’uso dell’edificio in oggetto, si è assunto che lo stesso appartenga alla classe d’uso II ovvero “Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti [...]”; la vita nominale V_N dell’opera è stata definita maggiore o uguale a 50 anni.

Vista la destinazione d’uso, gli elementi strutturali sono stati progettati in modo da garantire una resistenza al fuoco R60. Le verifiche di resistenza al fuoco delle strutture in opera sono state condotte in accordo alla normativa vigente.

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

2. CRITERI DI VERIFICA

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

3. NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE TECNICA DI RIFERIMENTO

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

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

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

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

Fondazioni

- Calcestruzzo C30/37
- Acciaio da armatura B450C

Elevazioni e solai

- Calcestruzzo C30/37
- Acciaio da armatura B450C

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

Tutti i materiali impiegati nel progetto, soddisfano le caratteristiche ai fini delle prestazioni strutturali antisismiche ai sensi delle D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni", come risulta dalle verifiche riportate nei successivi capitoli.

4.1 Durabilità

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

Relativamente alle **opere di fondazione**, per poter garantire un adeguato livello di durabilità sono stati definiti i seguenti parametri:

- Calcestruzzo: C30/37;
- Classe di esposizione: XC2;
- Classe di consistenza: S4.

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

Si riportano nel seguito le valutazioni eseguite per la valutazione del copriferro minimo secondo la normativa vigente. In particolare, essendo la struttura caratterizzata da una vita nominale pari a 75 anni sono stati considerati direttamente i valori da tabella C4.1.IV.

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

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

I valori da tabella dovranno essere aumentati di 10 mm dovuti alle tolleranze di posa. Si ottiene di conseguenza un valore di copriferro pari a 35 mm.

Relativamente alle **opere in elevazione (travi)**, per poter garantire un adeguato livello di durabilità sono stati definiti i seguenti parametri:

- Calcestruzzo: C40/50;
- Classe di esposizione: XC1;
- Classe di consistenza: S4.

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

Si riportano nel seguito le valutazioni eseguite per la valutazione del copriferro minimo secondo la normativa vigente. In particolare, essendo la struttura caratterizzata da una vita nominale pari a 75 anni sono stati considerati direttamente i valori da tabella C4.1.IV.

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

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

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

Relativamente alle **opere in elevazione (pilastri-impalcato)**, per poter garantire un adeguato livello di durabilità sono stati definiti i seguenti parametri:

- Calcestruzzo: C30/37;
- Classe di esposizione: XC1;
- Classe di consistenza: S4.

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

Si riportano nel seguito le valutazioni eseguite per la valutazione del copriferro minimo secondo la normativa vigente. In particolare, essendo la struttura caratterizzata da una vita nominale pari a 75 anni sono stati considerati direttamente i valori da tabella C4.1.IV.

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

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

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

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La definizione delle caratteristiche del terreno sul quale sorgerà il manufatto si è fatto riferimento a dati ricavati da zone limitrofe. In particolare, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

FACIES	ϕ' [°]	C_u [kg/cm ²]	E_y [kg/cm ²]	D_r %	Mod. Edo [kg/cm ²]	γ [t/m ³]	G [kg/cm ²]	Poisson	k_v (Winkler) [kg/cm ³] (terreni coesivi)	k_v (Winkler) [kg/cm ³] (terreni incoerenti)
A	21,14 22,75	0,50 0,70	40,00 66,00	--	50,64 69,35	1,70 1,90	--	--	3,60	4,22
B	29,60 33,40	--	130,00 166,00	35,66 39,88	87,06 101,25	1,93 2,15	466,78 541,00	0,32 0,35		

6. ANALISI DEI CARICHI

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

Per quanto riguarda i carichi accidentali si riportano di seguito i valori utilizzati:

Solaio primo impalcato- copertura

- Solaio tipo Alveolare H=25+5cm – Pp=4.60 kN/m2
- Permanenti 3,50 kN/m2
- Var. Q_cat. Neve <1.000 m 1,20 kN/m2

Solaio primo impalcato- aggetto copertura

- Solaio in getto pieno H=20cm – Pp=5.00 kN/m²
- Permanenti 3,50 kN/m²
- Var. Q_cat. Neve <1.000 m 1,20 kN/m²

Si riportano nel seguito le stratigrafie che sono state considerate per la determinazione dei carichi agenti sulle strutture.

STRATIGRAFIA COPERTURA			
STRATIGRAFIA CC06			
	Spessore cm	Densità kN/mc	Peso kN/mq
Suolo	0.08		
TNT geotessile	0.01		1.15
Drenaggio in plastica	0.08		
Guaina bituminosa antiradice	0.008		0.05
Coibente in poliuretano	0.1	1	0.1
Calcestruzzo	0.10	17	1.7
		Tot	3.00

STRATIGRAFIA PIANO TERRA			
STRATIGRAFIA TR11			
	Spessore cm	Densità kN/mc	Peso kN/mq
Gres	0.015		0.3
Massetto	0.10	14	1.4
Cappa calcestruzzo	0.12	25	3
Igloo	0.70		0.5
		Tot	5.20

Il carico permanente che è stato considerato nelle analisi numeriche è pari a 3,50 kN/mq, a favore di sicurezza superiore al valore ricavato dalle analisi dei carichi sopra riportate.

Il peso dei tamponamenti perimetrali è stato assunto, in base alle stratigrafie allegate al progetto architettonico esecutivo, pari a 3,00 kN/m2.

Il peso proprio degli elementi in calcestruzzo armato (G1) è stato assunto pari a 25 kN/m3. Il peso proprio degli elementi in acciaio (G1) è stato assunto pari a 78.5 kN/m3.

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

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

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

Si sono considerati i seguenti coefficienti:

- Categoria A Ambienti ad uso residenziale: $\psi_{2i} = 0.3$
- Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento: $\psi_{2i} = 0.6$
- Categoria F Rimesse e parcheggi: $\psi_{2i} = 0.6$
- Categoria H Coperture: $\psi_{2i} = 0$
- Vento: $\psi_{2i} = 0$
- Neve (sotto 1000 m s.l.m.): $\psi_{2i} = 0$

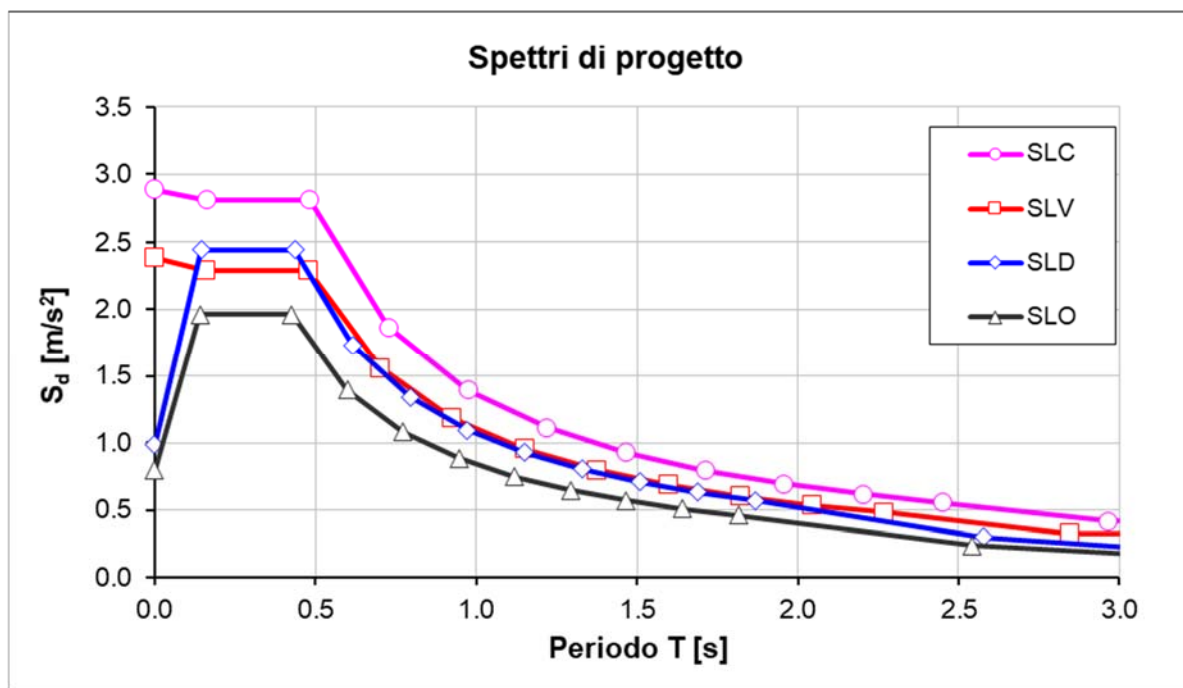
6.1 Grado di sismicità e moto sismico

Si riportano di seguito i dati utili alla definizione delle azioni sismiche relative al comune di Bologna ed alla tipologia delle opere. Si è assunto un fattore di comportamento q pari ad 2,5, categoria di sottosuolo C e categoria topografica T1. Il coefficiente di smorzamento viscoso è assunto pari al 5%.

Suolo e topografia	Cat. suolo di fondazione (A,...E)	C	
	Categoria topografica (T1,...T4)	T1	
	Coeff. di amplificazione topografica	S_T	1.0
Varie	Vita nominale dell'opera (10, 50, 100)	V_N [anni]	50
	Classe d'uso (I, II, III, IV)	II	
	Coefficiente d'uso	C_U	1.0
	Periodo di riferimento	V_R [anni]	50

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

DATI SPETTRALI		Stati limite d'esercizio		Stati limite ultimi	
		SLO	SLD	SLV	SLC
Probabilità di superamento	P_{Vr}	81%	63%	10%	5%
Periodo di ritorno	T_R [anni]	30	50	475	975
Accelerazione	a_g [m/s ²]	0.528	0.656	1.633	2.082
	a_g/g	0.054	0.067	0.166	0.212
Fattore di amplificazione	F_0	2.478	2.480	2.399	2.433
Periodo in. velocità costante	T_C^* [s]	0.260	0.270	0.310	0.314
Coefficiente di sottosuolo	C_C	1.64	1.62	1.55	1.54
Coeff. di amplif. stratigrafica	S_s	1.50	1.50	1.46	1.39
Coefficiente di sito	S	1.50	1.50	1.46	1.39
Periodi	T_B [s]	0.142	0.146	0.160	0.161
	T_C [s]	0.426	0.437	0.479	0.483
	T_D [s]	1.815	1.868	2.266	2.449
Accelerazione massima	a_{max} [m/s ²]	0.791	0.985	2.385	2.894
	a_{max}/g	0.081	0.100	0.243	0.295
Spostamento orizz. max	d_g [mm]	15.3	20.1	64.7	85.5
Velocità orizz. max	v_g [m/s]	0.05	0.07	0.18	0.22



6.2 Combinazioni di carico

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

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

essendo

G1: il valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali

G2: il valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali

Pk: il valore caratteristico della forza di precompressione

Qki: il valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione

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

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

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

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

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

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

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

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

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

- Combinazione rara

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

- Combinazione frequente

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente quasi permanente

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

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

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

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

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

$$1,00E_x + 0,3E_y$$

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

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

Per le verifiche di resistenza al fuoco si è considerata una combinazione di carico eccezionale del tipo:

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

7. METODO DI CALCOLO

Al fine di calcolare le sollecitazioni che interessano l'edificio in oggetto, si è ricorsi a modelli ad elementi finiti elaborati tramite il software di calcolo Midas/Gen v.2023, release 2.1, licenza n. USGW000288 intestata a Ing. Stefano Tortella.

Il suddetto modello è stato realizzato mediante un insieme di elementi finiti monodimensionali tipo beam.

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

Il comportamento dei materiali è stato assunto essere elastico lineare.

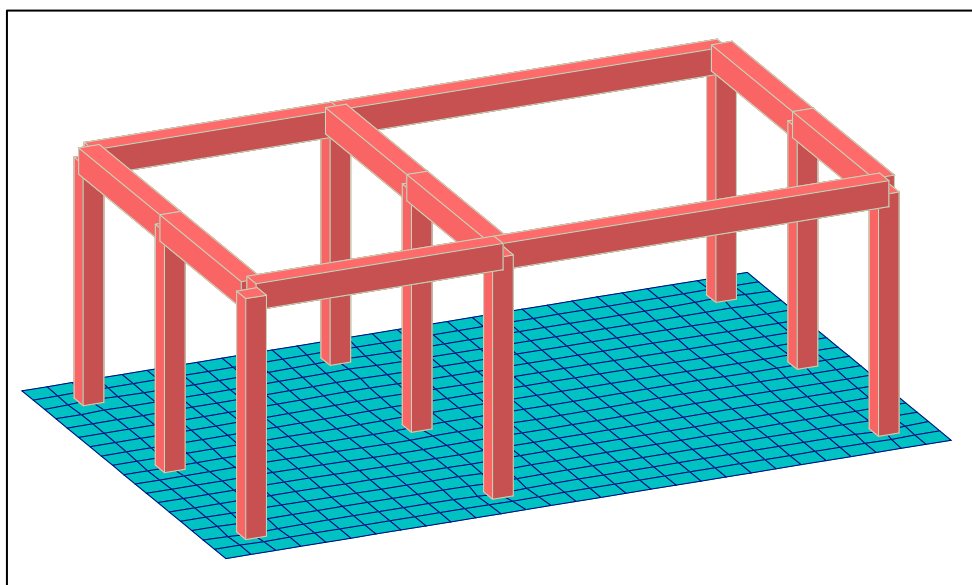


Fig. 5 - Modell ad elementi finiti

Opportuni svincoli interni hanno permesso che il modello numerico fosse congruente con le assunzioni fatte in sede di scelta dello schema strutturale.

Gli impalcati sono stati considerati infinitamente rigidi nel proprio piano secondo quanto previsto al §7.2.5 – “A meno di specifiche valutazioni e purché [...] con soletta di calcestruzzo armato di almeno 50 mm di spessore [...]”-

Al fine di calcolare le sollecitazioni che interessano la struttura in oggetto sono state svolte una serie dinamiche multimodali con spettro di risposta, i cui risultati sono stati combinati linearmente. Per la sovrapposizione modale si è utilizzato il metodo CQC (coefficiente di smorzamento viscoso = 5%).

8. PRINCIPALI RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE E VERIFICHE GLOBALI

8.1 MODI DI VIBRARE

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

Mode No	Frequency		Period (sec)	Tolerance
	(rad/sec)	(cycle/sec)		
1	10.2740	1.6352	0.6116	2.6926e-16
2	10.3816	1.6523	0.6052	3.9556e-16
3	13.3279	2.1212	0.4714	0.0000e+00
4	313.9082	49.9600	0.0200	1.0337e-15
5	330.3083	52.5702	0.0190	7.7759e-14
6	361.6404	57.5569	0.0174	4.4579e-12

Nel seguito si riporta la tabella riassuntiva delle masse sollecitate.

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	31.3539	31.3539	12.4665	12.4665	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	2.1329	2.1329
2	12.9835	44.3373	32.0561	44.5226	0.0000	0.0000	0.0001	0.0001	0.0000	0.0001	0.0011	2.1340
3	0.7279	45.0653	0.5461	45.0687	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0001	47.4347	49.5687
4	0.0000	45.0653	51.5199	96.5886	0.0000	0.0000	93.7959	93.7960	0.0000	0.0001	0.4140	49.9827
5	53.6723	98.7376	0.0000	96.5886	0.0000	0.0000	0.0000	93.7960	97.7049	97.7050	0.0782	50.0609
6	0.0001	98.7377	0.3897	96.9783	0.0000	0.0000	0.7082	94.5042	0.0003	97.7053	48.6677	98.7286

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM
1	120.7092	120.7092	47.9948	47.9948	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	230.4625	230.4625
2	49.9850	170.6942	123.4128	171.4076	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000	0.1149	230.5773
3	2.8024	173.4967	2.1023	173.5099	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0001	5125.2861	5355.8634
4	0.0001	173.4967	198.3464	371.8563	0.0000	0.0000	69.0868	69.0869	0.0000	0.0001	44.7367	5400.6001
5	206.6329	380.1297	0.0000	371.8563	0.0000	0.0000	0.0000	69.0869	71.9661	71.9661	8.4499	5409.0500
6	0.0005	380.1302	1.5004	373.3567	0.0000	0.0000	0.5216	69.6086	0.0002	71.9663	5258.5106	10667.560

Si riportano nel seguito le immagini relative alla deformate modali associate ai primi sei modi principali.

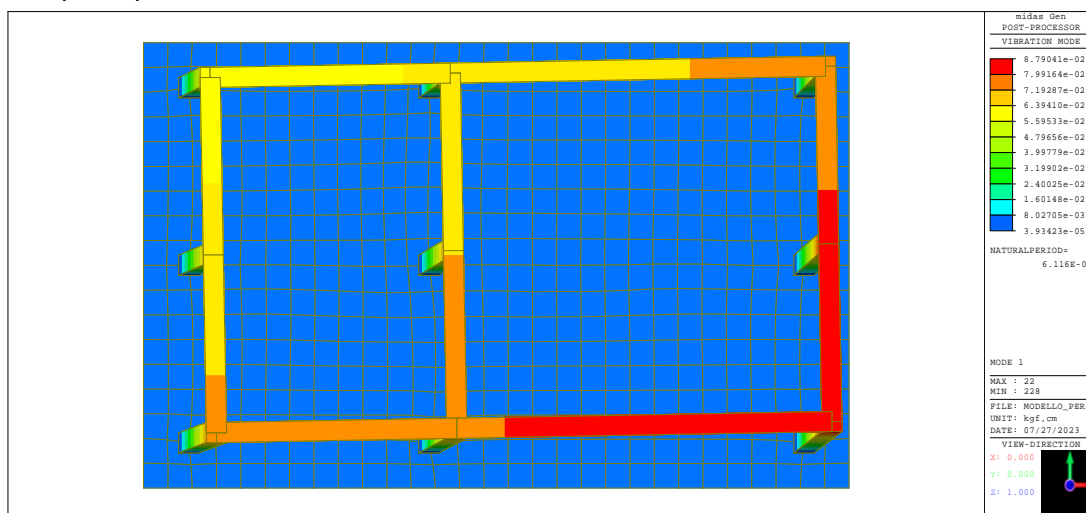


Fig. 6 – Primo modo di vibrare

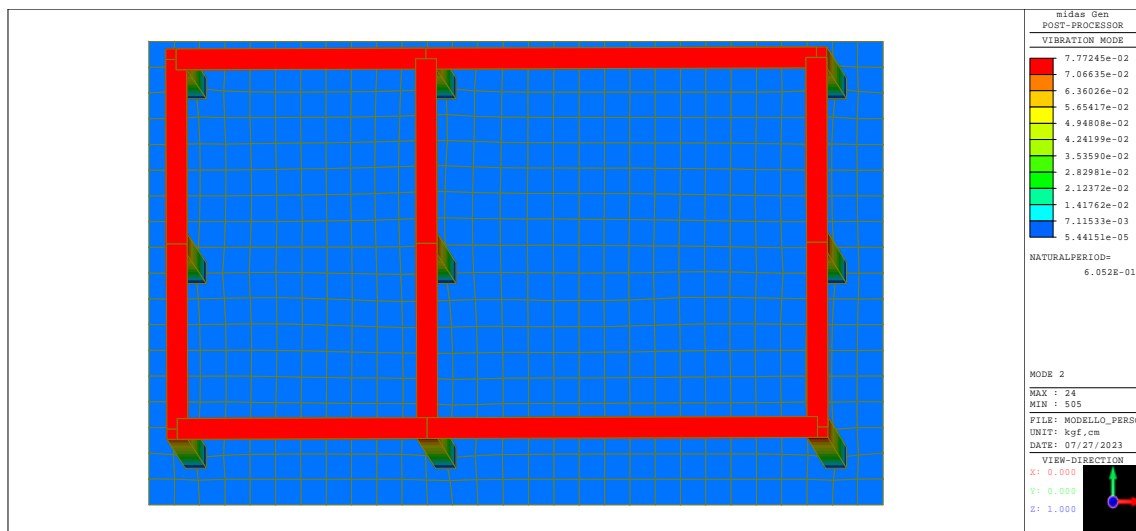


Fig. 7 – Secondo modo di vibrare

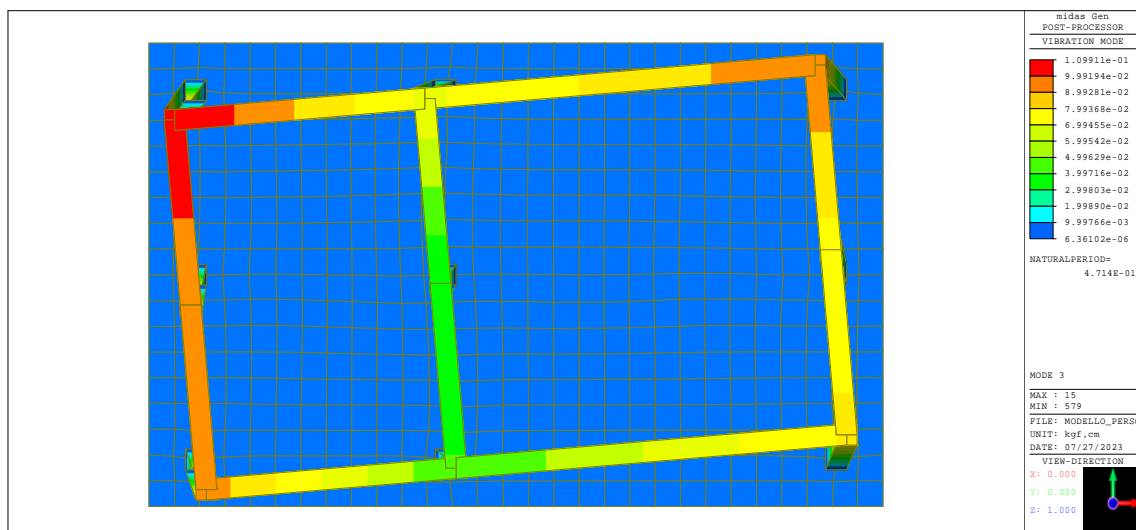


Fig. 8 – Terzo modo di vibrare

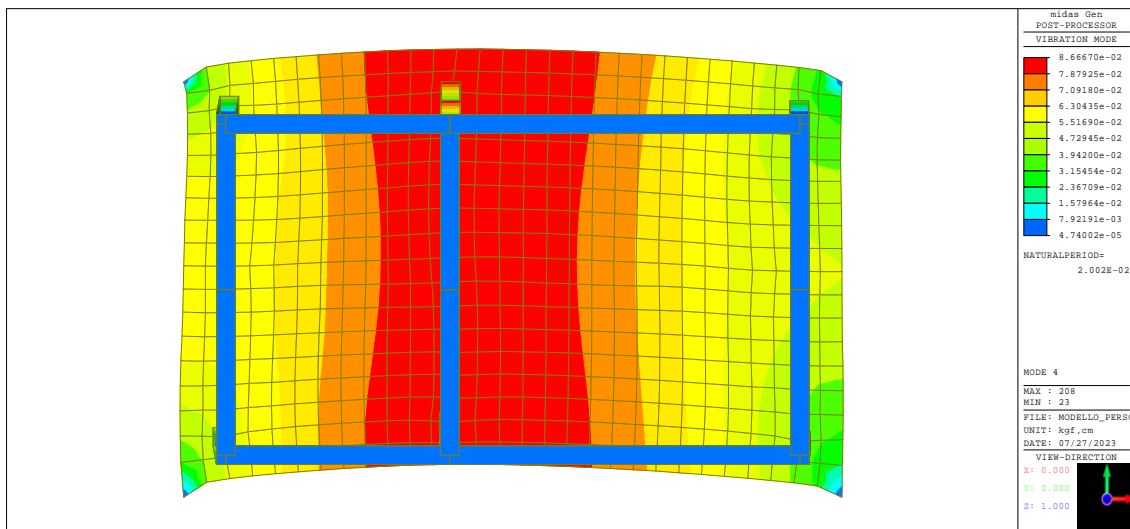


Fig. 9 - Quarto modo di vibrare

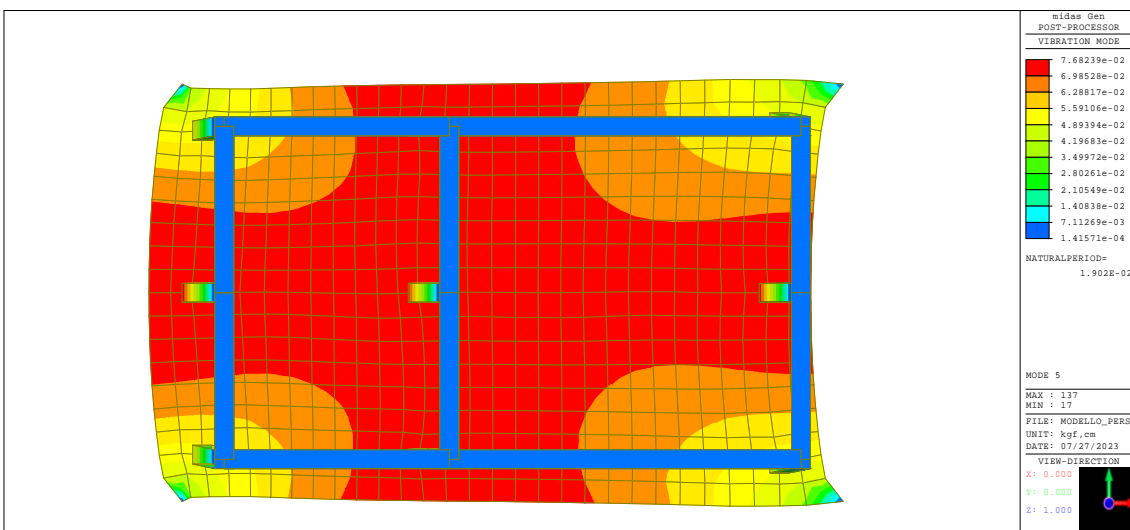


Fig. 10 - Quinto modo di vibrare

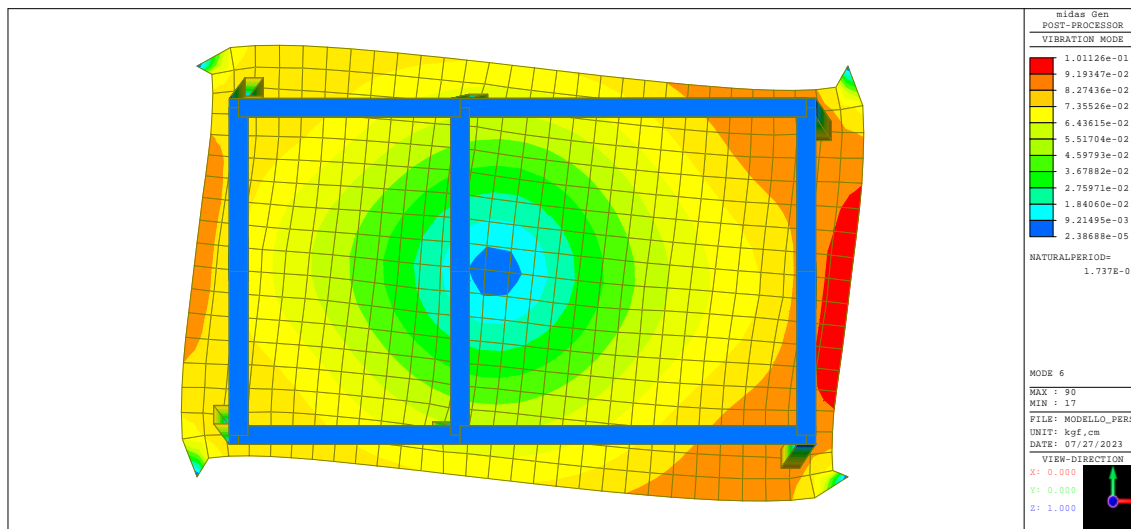


Fig. 11 - Sesto modo di vibrare

8.2 VERIFICHE NON LINEARITÀ GEOMETRICHE

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

$$\theta \leq 0.1$$

con

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

dove

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

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

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

dove

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

Per l'edificio in oggetto $\mu_d = 2.5$.

Il valore massimo assunto da θ è pari a **0.06**; tale valore è minore del valore limite **0.10** e, pertanto, è stato possibile non considerare le non linearità geometriche.

8.3 VERIFICHE ALLO SLD

Nel seguito si riportano le verifiche in termini di "Rigidezza", spostamenti laterali della struttura allo stato limite di danno SLD come richiesto al §7.3.6. In particolare, la condizione in termini di rigidezza sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. Essendo le tamponature ricadenti in *"tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa (tamponature fragili)"* ed essendo la struttura caratterizzata da una classe d'uso II deve essere rispettata la seguente disequazione:

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

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

Nel seguito si riporta la suddetta verifica:

Load Case	Story	Story Height (m)	P-Delta Incremental Factor (ad)	Allowable Story Drift Ratio	Maximum Drift of All Vertical Elements					Drift at the Center of Mass				
					Node	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Story Drift Ratio	Remark	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Drift Factor (Maximum/CURRENT)	Story Drift Ratio	Remark
RMC=1	q/le Not Used	Scale Factor=1	Allowable Ratio=0.005											
gLCB15	1F	4.6	1	0.005	2	-0.0187	-0.0187	-0.0041	OK	-0.0187	-0.0187	0.9963	-0.0041	OK
gLCB16	1F	4.6	1	0.005	4	-0.0199	-0.0199	-0.0043	OK	-0.0189	-0.0189	1.0495	-0.0041	OK
gLCB17	1F	4.6	1	0.005	4	-0.02	-0.02	-0.0043	OK	-0.0181	-0.0181	1.105	-0.0039	OK
gLCB18	1F	4.6	1	0.005	4	-0.0204	-0.0204	-0.0044	OK	-0.0181	-0.0181	1.1255	-0.0039	OK
gLCB19	1F	4.6	1	0.005	6	-0.0083	-0.0083	-0.0018	OK	-0.0067	-0.0067	1.2367	-0.0015	OK
gLCB20	1F	4.6	1	0.005	2	-0.0068	-0.0068	-0.0015	OK	-0.007	-0.007	0.9803	-0.0015	OK
gLCB21	1F	4.6	1	0.005	4	0.0081	0.0081	0.0018	OK	0.0042	0.0042	1.9071	0.0009	OK
gLCB22	1F	4.6	1	0.005	4	0.0067	0.0067	0.0015	OK	0.004	0.004	1.6631	0.0009	OK
gLCB23	1F	4.6	1	0.005	4	-0.0189	-0.0189	-0.0041	OK	-0.0188	-0.0188	1.0077	-0.0041	OK
gLCB24	1F	4.6	1	0.005	4	-0.0194	-0.0194	-0.0042	OK	-0.0189	-0.0189	1.0276	-0.0041	OK
gLCB25	1F	4.6	1	0.005	4	-0.0195	-0.0195	-0.0042	OK	-0.018	-0.018	1.0823	-0.0039	OK
gLCB26	1F	4.6	1	0.005	4	-0.0209	-0.0209	-0.0045	OK	-0.0182	-0.0182	1.1479	-0.004	OK
gLCB27	1F	4.6	1	0.005	6	-0.0081	-0.0081	-0.0018	OK	-0.0068	-0.0068	1.1897	-0.0015	OK
gLCB28	1F	4.6	1	0.005	2	-0.0068	-0.0068	-0.0015	OK	-0.0069	-0.0069	0.9854	-0.0015	OK
gLCB29	1F	4.6	1	0.005	4	0.0083	0.0083	0.0018	OK	0.0043	0.0043	1.9552	0.0009	OK
gLCB30	1F	4.6	1	0.005	4	0.0065	0.0065	0.0014	OK	0.004	0.004	1.6098	0.0009	OK
gLCB31	1F	4.6	1	0.005	2	0.0184	0.0184	0.004	OK	0.0185	0.0185	0.9966	0.004	OK
gLCB32	1F	4.6	1	0.005	4	0.0195	0.0195	0.0042	OK	0.0187	0.0187	1.048	0.0041	OK
gLCB33	1F	4.6	1	0.005	4	0.0197	0.0197	0.0043	OK	0.0178	0.0178	1.1043	0.0039	OK
gLCB34	1F	4.6	1	0.005	4	0.0201	0.0201	0.0044	OK	0.0179	0.0179	1.1251	0.0039	OK
gLCB35	1F	4.6	1	0.005	6	0.0081	0.0081	0.0018	OK	0.0065	0.0065	1.2548	0.0014	OK
gLCB36	1F	4.6	1	0.005	2	0.0066	0.0066	0.0014	OK	0.0067	0.0067	0.9804	0.0015	OK
gLCB37	1F	4.6	1	0.005	4	-0.0084	-0.0084	-0.0018	OK	-0.0045	-0.0045	1.8615	-0.001	OK
gLCB38	1F	4.6	1	0.005	4	-0.007	-0.007	-0.0015	OK	-0.0043	-0.0043	1.631	-0.0009	OK
gLCB39	1F	4.6	1	0.005	4	0.0186	0.0186	0.0041	OK	0.0185	0.0185	1.0056	0.004	OK
gLCB40	1F	4.6	1	0.005	4	0.0191	0.0191	0.0041	OK	0.0186	0.0186	1.0259	0.004	OK
gLCB41	1F	4.6	1	0.005	4	0.0192	0.0192	0.0042	OK	0.0177	0.0177	1.0813	0.0039	OK
gLCB42	1F	4.6	1	0.005	4	0.0206	0.0206	0.0045	OK	0.0179	0.0179	1.1478	0.0039	OK
gLCB43	1F	4.6	1	0.005	6	0.0078	0.0078	0.0017	OK	0.0065	0.0065	1.2057	0.0014	OK
gLCB44	1F	4.6	1	0.005	2	0.0066	0.0066	0.0014	OK	0.0067	0.0067	0.9857	0.0015	OK
gLCB45	1F	4.6	1	0.005	4	-0.0086	-0.0086	-0.0019	OK	-0.0045	-0.0045	1.9071	-0.001	OK
gLCB46	1F	4.6	1	0.005	4	-0.0068	-0.0068	-0.0015	OK	-0.0043	-0.0043	1.5808	-0.0009	OK

9. VERIFICHE DEI PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI

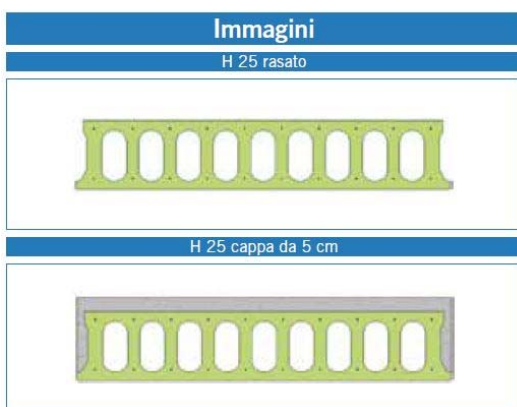
Scopo della presente relazione è l'illustrazione dei criteri e delle ipotesi di calcolo adottati, delle verifiche in merito alle condizioni di stabilità dei manufatti ed al tasso di lavoro dei materiali per le tipologie strutturali maggiormente significative. Pertanto si riportano di seguito le verifiche strutturali di alcuni elementi strutturali ritenuti significativi. In particolare, si riportano le verifiche dei seguenti elementi:

- Solaio alveolare;
- Pilastri;
- Travi impalcato tipo.

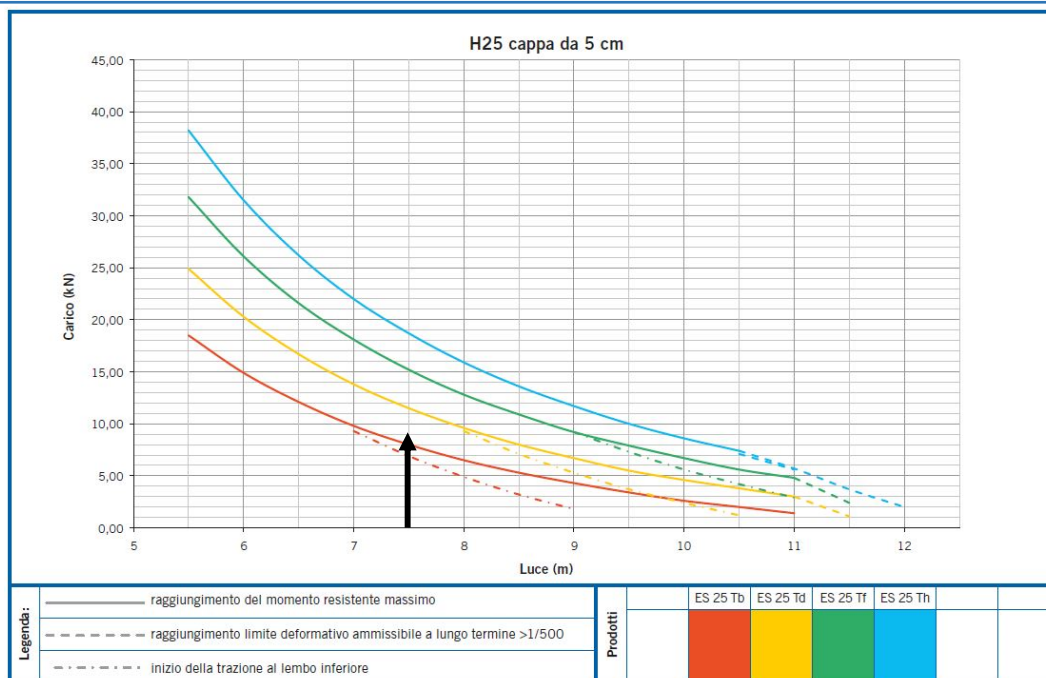
SOLAIO ALVEOLARE

Si riportano nel seguito le considerazioni effettuate per il dimensionamento di massima del solaio di copertura. La luce massima del solaio è pari a 7,50 m sollecitata mediante un carico in esercizio pari a **6,70 kN/mq**. Si riportano nel seguito le curve d'impiego considerate per il dimensionamento di massima del solaio.

NEW-CEM ES 25



CARATTERISTICHE PRINCIPALI DEL PRODOTTO			
	Descrizione	U.M.	Valore
Prodotto	Peso proprio (P.P.)	kN/m ²	3,31
	Trasporto	m ² /viaggio	85
	Volume di cls per rasatura	m ³ /m ²	0,011
Rasato	Conducibilità equivalente (λ_{eq})	W/(m K)	1,42
	Calore specifico (Cs)	kJ/(kg K)	0,92
	Fattore di resistenza al vapore (μ)	-	83,8
	Potere fonoisolante (Rw)	dB	50,4
Cappa 5 cm	Calpestio (Lnw,eq)	dB	75,9
	Conducibilità equivalente (λ_{eq})	W/(m K)	1,48
	Calore specifico (Cs)	kJ/(kg K)	0,92
	Fattore di resistenza al vapore (μ)	-	94,9
	Potere fonoisolante (Rw)	dB	55,6
	Calpestio (Lnw,eq)	dB	71,1



Il carico massimo portato dal solaio scelto risulta essere pari a **8,00 kN/mq** superiore al carico applicato.

VERIFICA PILASTRO

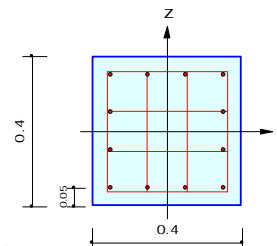
midas Gen

RC Column Checking Result

Company		Project Title	
Author	Silvano Tortella	File Name	Modello_personale_rev01.mgb

1. Design Condition

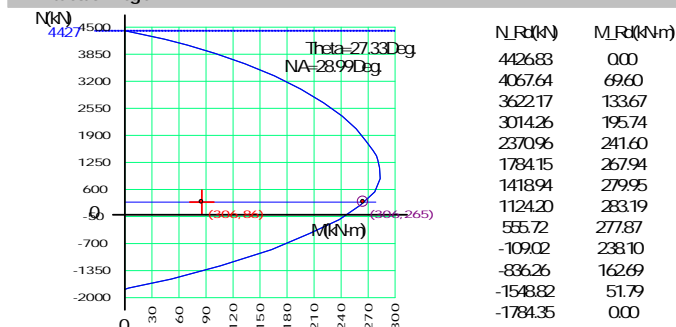
Design Code : Eurocode204&NTC2018 UNIT SYSTEM : kN,m
Member Number : 12 (FM), 6 (Shear)
Material Data : fck=30000, fyk=450000, fyw=450000 kPa
Column Height : 4.6m
Section Property : P40x40 (Nb: 1)
Rebar Pattern : 12- 4- P22 Ast=0.00456m² (Rho=0.029)



2. Axial and Moments Capacity

Load Combination : 12 (Pos: I)
Concentric Max Axial Load N_{Ed}/N_{Rd} = 4426.83 kN = 0.999 < 1.000 OK
Axial Load Ratio N_{Ed}/N_{Rd} = 306.002/306.308 = 0.999 < 1.000 OK
Moment Ratio M_{Ed}/M_{Rd} = 85.6852/265.327 = 0.323 < 1.000 OK
M_{Edy}/M_{Rdy} = 76.3345/235.701 = 0.324 < 1.000 OK
M_{Edz}/M_{Rdz} = 38.9229/121.834 = 0.319 < 1.000 OK
Normalized Axial Load Ratio N_{Ed}/0.65 = 0.104/0.650 = 0.161 < 1.000 OK

M-N Interaction Diagram



VERIFICHE A TAGLIO:

Il taglio sollecitante alla base dei pilastri è stato valutato nel rispetto della gerarchia delle resistenze. In particolare, essendo la struttura concepita come pilastri incastrati alla base e travi incernierate il taglio sollecitante risulta essere pari a:

$$V_{Ed_gerarchia} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}/L$$

In cui γ_{Rd} risulta essere pari a 1,20, M_{Rd} risulta essere pari a 225 kNm (pilastro quadrato 40x40cm) e infine la L è pari a 4,60 m.

Il taglio sollecitante da analisi risulta essere pari a :

- $V_{Ed_dir_Y} = 54,00$ kN;
- $V_{Ed_dir_Z} = 52,70$ kN.

Il taglio sollecitante risulta essere pari a:

- $V_{Ed} \text{ dir } Y = 59,00 \text{ kN}$;
- $V_{Ed} \text{ dir } Z = 59,00 \text{ kN}$.

Si riporta nel seguito il calcolo del taglio resistente nelle due direzioni. Si specifica che in entrambe le direzioni sono stati considerati n. 4 bracci delle staffe e un valore di θ pari a 45° .

TAGLIO					
h	40	cm	k	1.76	
c	5	cm	A_{sl}	12.56	cmq
d	35	cm	ρ_L	0.009	
b_w	40	cm	σ_{cp}	0.00	Mpa
			v_{min}	0.45	Mpa
$N \text{ ferri tesi}$	4		α_c	1.00	
$\phi_L \ 1$	20	mm	$\cotg \theta$	1.00	
$N \text{ ferri tesi}$	0		$\cotg \alpha$	0.00	
$\phi_L \ 2$	12	mm	$\sin \alpha$	1.00	
n_b	4				
$\phi \text{ staffe}$	10	mm			
Passo s	15	cm			
θ	45	°	V_{Rd}	88.41	KN
α	90	°	$V_{Rd \ min}$	62.45	KN
			V_{Rd}	88.41	KN
N_{sd}	0	KN			
f_{ck}	30	Mpa	V_{Rsd}	258.03	KN
α_{cc}	0.85		V_{Rcd}	535.50	KN
γ_c	1.50		V_{Rd}	258.03	KN
f_{yk}	450	Mpa			
γ_s	1.15		V_{Sd}	59.00	KN

Fig. 13 – Taglio resistente dir. Y e Z

Essendo il taglio sollecitante inferiore al taglio resistente nelle zone critiche le verifiche si ritengono soddisfatte.

VERIFICHE A DUTTILITÀ:

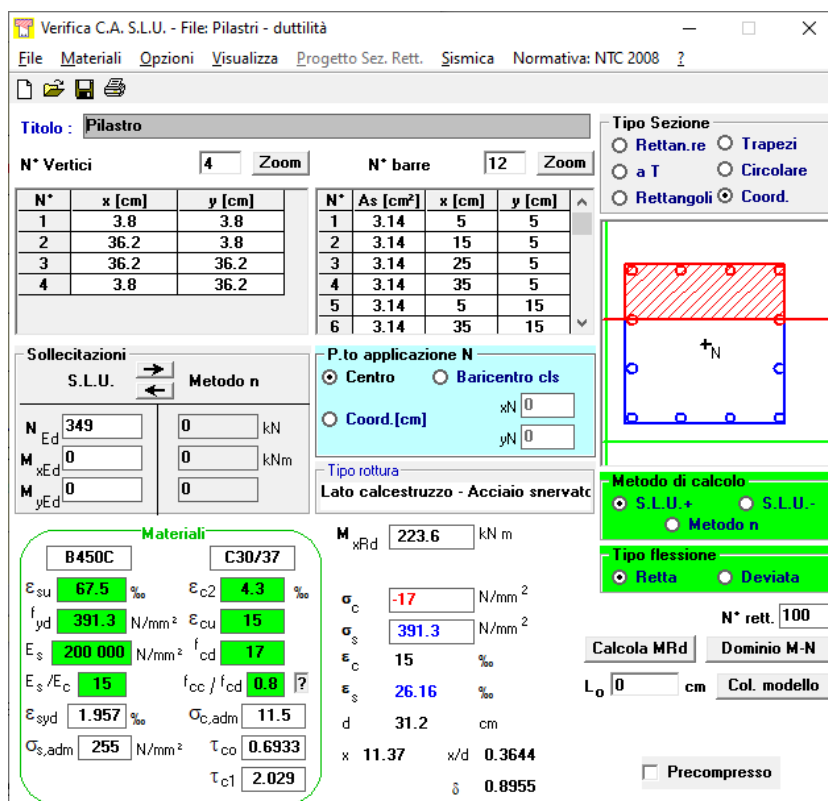
Si riportano nel seguito le verifiche in termini di duttilità. In particolare, è stata valutata la duttilità in forma esplicita dal diagramma momento-curvatura della sezione in oggetto.

Secondo quanto richiesto dalla normativa vigente al § 7.4.4.1.2. la domanda di curvatura allo SLC può essere espressa:

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

In cui q_0 risulta essere pari a 2,50, T_c risulta essere pari a 0,48, e T_1 risulta essere pari a 0,66 sec in direzione X e 0,65 in direzione Y. Di conseguenza la domanda di curvatura risulta essere pari a 4,8 sia in direzione X che in direzione Y.

Nel seguito si riporta la capacità di duttilità della sezione valutata con software specifico.



Verifica C.A. S.L.U. - File: Pilastri - duttilità

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: **Pilastro**

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 12 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	3.8	3.8
2	36.2	3.8
3	36.2	36.2
4	3.8	36.2

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.14	5	5
2	3.14	15	5
3	3.14	25	5
4	3.14	35	5
5	3.14	5	15
6	3.14	35	15

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 349 kN
M_{xEd}: 0 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali:

B450C	C30/37
ϵ_{su} : 67.5 ‰	ϵ_{c2} : 4.3 ‰
f_{yd} : 391.3 N/mm²	ϵ_{cu} : 15 ‰
E_s : 200 000 N/mm²	f_{cd} : 17 ‰
E_s/E_c : 15	f_{cc}/f_{cd} : 0.8
ϵ_{syd} : 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$: 11.5
$\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm²	τ_{co} : 0.6933
	τ_{c1} : 2.029

M_{Rd}: 223.6 kNm

σ_c : -17 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 15 ‰
 ϵ_s : 26.16 ‰
d: 31.2 cm
x: 11.37 x/d: 0.3644
 δ : 0.8955

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o: 0 cm Col. modello

Precompresso

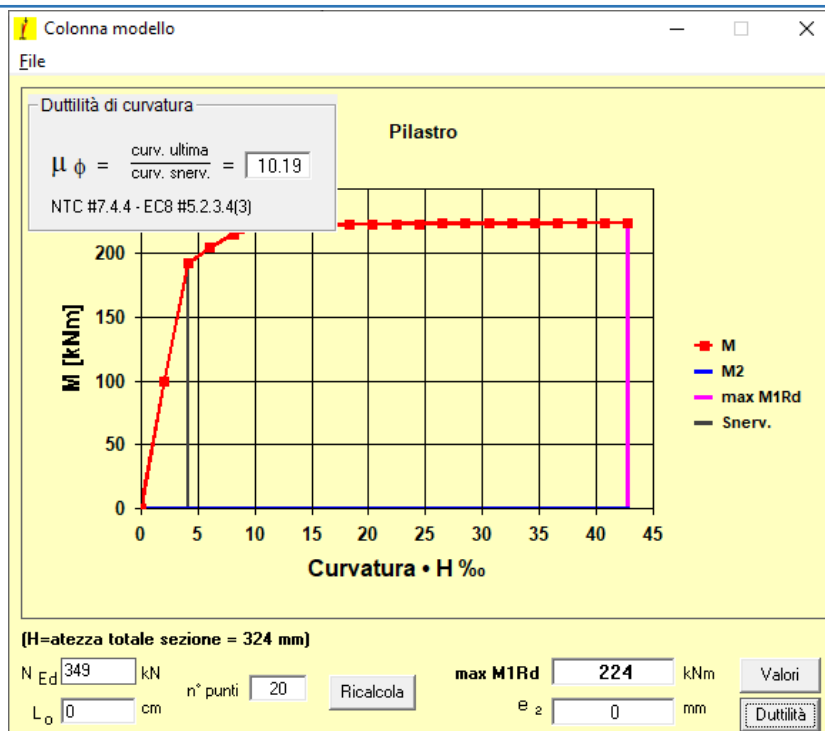


Fig. 14 – Valutazione della duttilità di sezione

La capacità di duttilità risulta essere pari a 10,19 la quale ridotta del coefficiente di sicurezza pari a 1,4 (come riportato nell'EC) risulta essere pari a 7,27. Essendo la capacità di duttilità pari a superiore alla domanda di curvatura, la verifica risulta soddisfatta.

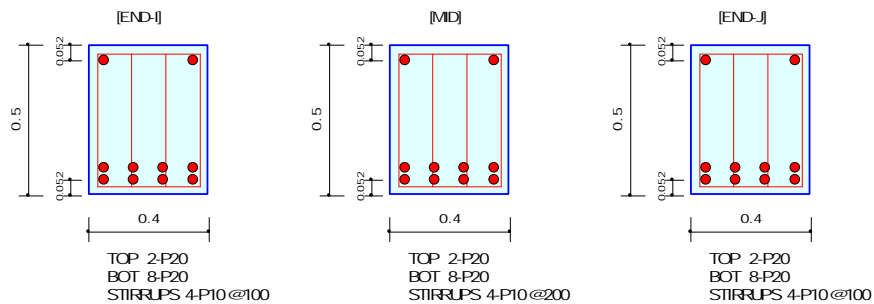
VERIFICA TRAVE

midas Gen RC Beam Strength Checking Result

Company	Project Title
Author	File Name
Sefano Tortella	Modello_personale_rev01.mgb

1. Design Information

Design Code	Eurocode204&NTC2018	Unit System	kN/m
Material Data	$f_{ck}=30000$, $f_{yk}=450000$, $f_{yw}=450000$ KPa		
Section Property	T50x40 (No: 2)	Beam Span	7.5m



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MD	END-J
(-) Load Combination No.	12	12	12
Moment (M _{Ed})	55.12	55.12	55.12
Factored Strength (M _{Rd})	109.03	109.03	109.03
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.5056	0.5056	0.5056
Neutral Axis (x/d)	0.1547	0.1547	0.1547
(+) Load Combination No.	12	12	12
Moment (M _{Ed})	220.50	294.00	220.50
Factored Strength (M _{Rd})	364.90	364.90	364.90
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.6043	0.8057	0.6043
Neutral Axis (x/d)	0.3203	0.3203	0.3203
Using Rebar Top (A _{s_top})	0.0006	0.0006	0.0006
Using Rebar Bot (A _{s_bot})	0.0025	0.0025	0.0025

3. Shear Capacity

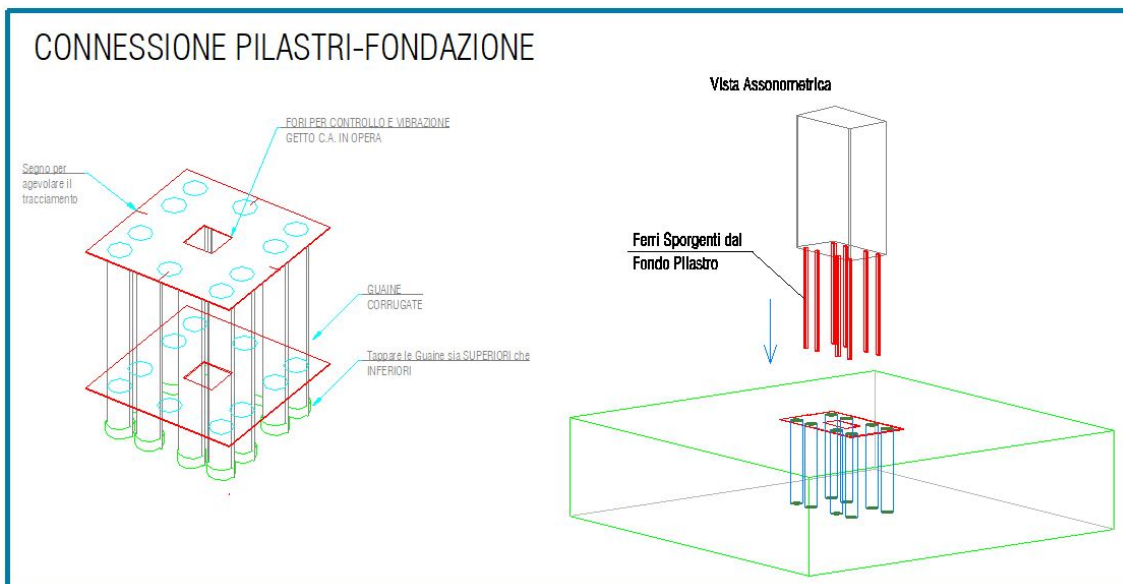
	END-I	MD	END-J
Load Combination No.	12	46	12
Factored Shear Force (V _{Ed})	118.75	118.48	118.75
V _{Rd1}	121.79	121.79	121.79
V _{Rd2}	473.53	236.76	473.53
V _{Rdmax}	651.01	651.01	651.01
Using Shear Reinf. (A _{sw})	0.0032	0.0016	0.0032
Using Stirrups Spacing	4-P10 @100	4-P10 @200	4-P10 @100
V _{Ed} /V _{Rd1}	0.9750	0.9728	0.9750
V _{Ed} /min(V _{Rd1} , V _{Rdmax})	0.2508	0.5004	0.2508
Check Ratio	0.9750	0.9728	0.9750

10. COLLEGAMENTI TRA ELEMENTI PREFABBRICATI

Il collegamento tra i pilastri e la fondazione verrà effettuato mediante ferri uscenti dai pilastri che saranno alloggiati in tubi corrugati in acciaio predisposti nei plinti e successivamente riempiti con malta colabile antiritiro per garantire il vincolo di incastro.



Il collegamento tra i pilastri e le travi verrà effettuato mediante l'utilizzo di boccole e barre filettate. Si riporta nel seguito un tipologico della connessione.



11. TAMPONAMENTI

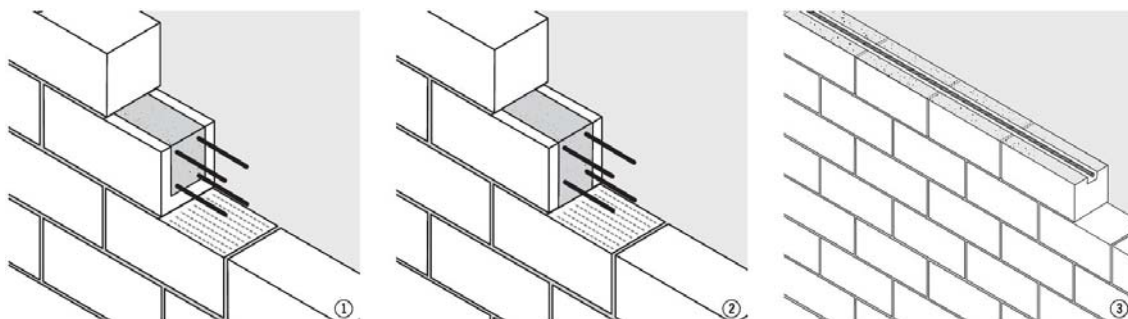
Secondo quanto richiesto al §7.3.6.2 risulta necessario per gli elementi non strutturali adottare “magisteri atti ad evitare la possibile espulsione sotto l’azione della Fa corrispondente allo SL e alla CU considerati”.

Per poter rispettare tale indicazione è possibile considerare quanto previsto al §7.3.6.2: “inserimento di leggere reti da intonaco sui due lati della muratura, collegate tra loro ed alle strutture cirocostanti a distanza non superiore a 500 mm dia in direzione orizzontale sia in direzione verticale, ovvero con l’inserimento di elementi di armatura orizzontale nei letti di malta, a distanza non superiore a 500 mm”.

Secondo quanto previsto nel progetto architettonico i tamponamenti perimetrali ed interni saranno del tipo “Calcestruzzo cellulare aerato autoclavato”. Per poter soddisfare i requisiti richiesti dalle norme tecniche vigenti sarà necessario prevedere i seguenti dettagli costruttivi.

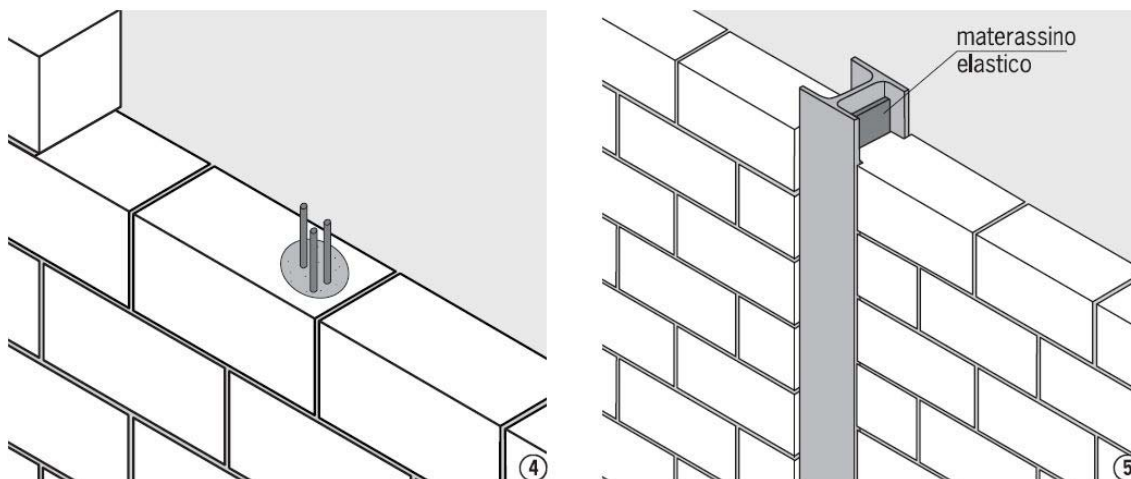
- Irrigidimenti orizzontali:

Dovranno essere previsti irrigidimenti orizzontali da realizzarsi ad intervalli di almeno 3 m. Si riportano nel seguito tipologici dei possibili irrigidimenti orizzontali.



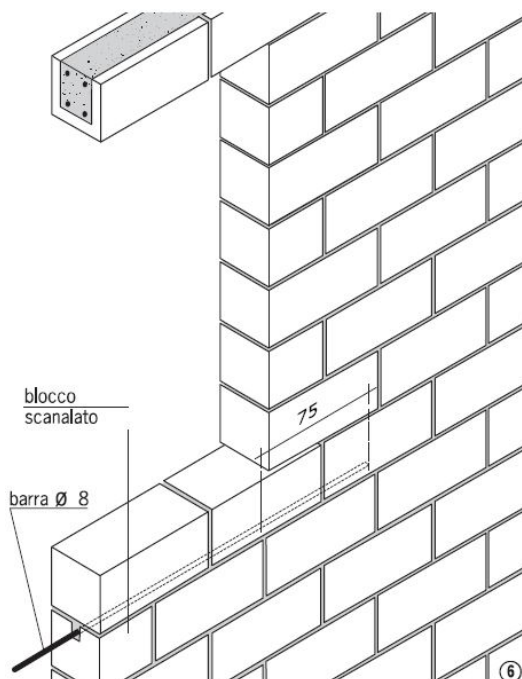
- Irrigidimenti verticali:

Si ottengono utilizzando blocchi preforati per realizzare pilastri armati che si collegano sia agli irrigidimenti verticali che ai sistemi di bloccaggio meccanico delle specchiature alle strutture di contorno.



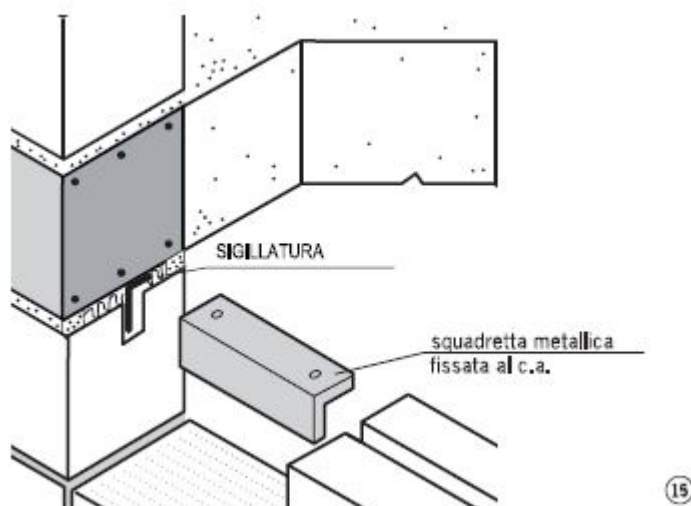
- Irrigidimenti in corrispondenza delle aperture:

I vani delle porte nelle pareti di tamponamento devono essere chiusi superiormente da voltini armati.



- Collegamenti in sommità

In sommità alle pareti, nelle giunzioni con i solai dovrà essere prevista un'adeguata sigillatura. Nle caso di pareti di notevole dimensione dovranno essere previste squadrette metalliche fissate al c.a.

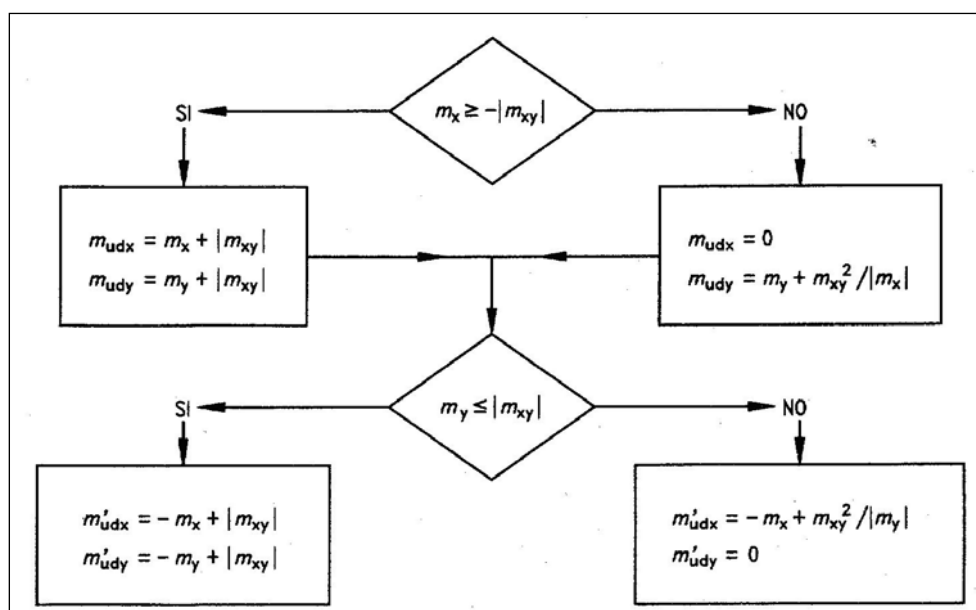


12. VERIFICHE DI RESISTENZA OPERE DI FONDAZIONE

Le opere di fondazione sono caratterizzate da uno spessore pari a 50 cm con dei ringrossi di spessore pari a 100 cm in corrispondenza dei pilastri prefabbricati, in modo tale da poterli ancorare alla platea.

Come specificato al capitolo dedicato alla descrizione del modello di calcolo si specifica che le opere di fondazioni sono state valutate incrementando le azioni da analisi del coefficiente 1,1 (struttura in CDB).

Il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche della platea sono stati eseguiti in accordo al D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni". In particolare, per le verifiche a flessione, le sollecitazioni sono state ricavate applicando il metodo di Wood-Armer codificato nell'Eurocodice 2, combinando le sollecitazioni tramite il seguente schema (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** con $m_x < m_y$):



Per le verifiche allo stato limite di esercizio, la struttura in oggetto ricade nella classe di esposizione XC2. Le condizioni ambientali sono state considerate "Ordinarie" in accordo al D.M. 17/01/2018; le armature utilizzate sono state considerate "poco sensibili".

Nella seguente immagine si riporta il sistema di riferimento considerato per le verifiche flessionali allo stato limite ultimo e per le verifiche allo stato limite di esercizio suddette (direzione 1 e 2).

VERIFICHE A FLESSIONE - SLU

Nelle seguenti immagini sono riportati gli involuپی dei momenti flettenti ricavati applicando il metodo di Wood-Armer in direzione 1 e 2 allo stato limite ultimo.

VERIFICA PLATEA DI FONDAZIONE

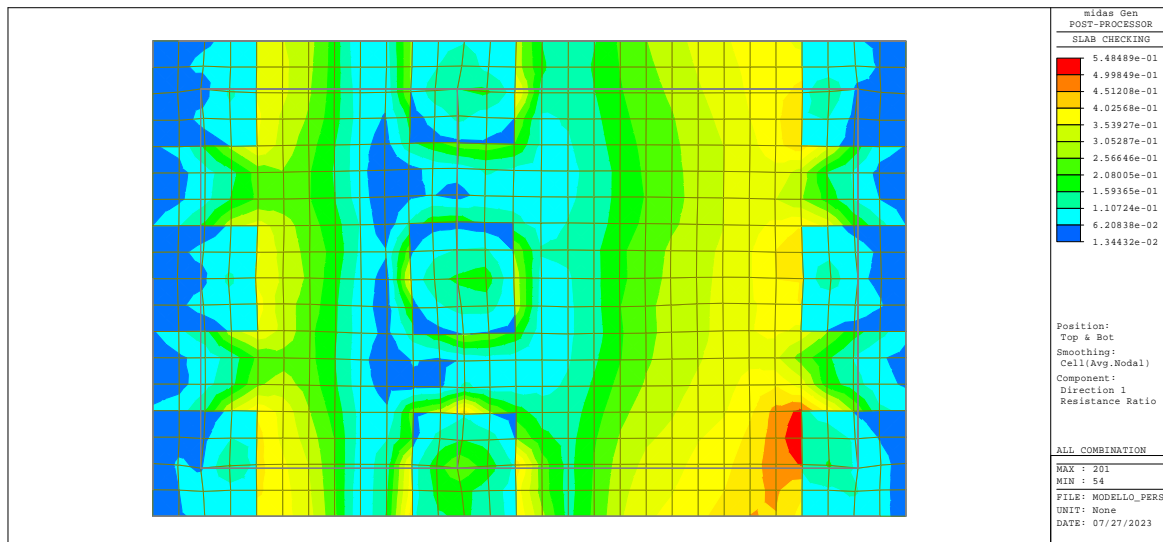


Fig. 15 –Verifica di resistenza a flessione SLU platea (direzione orizzontale)

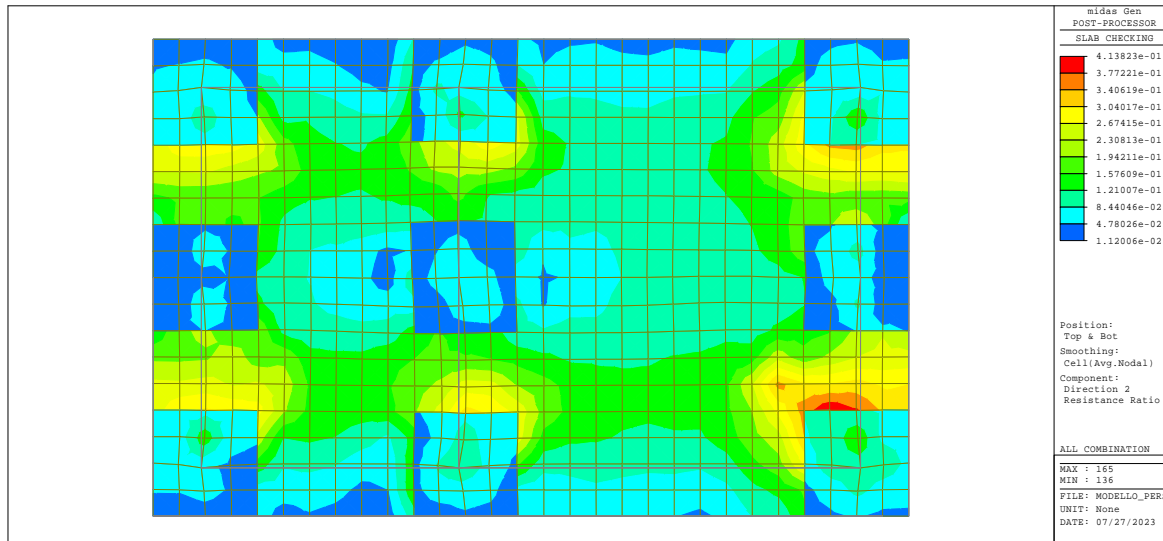


Fig. 16 –Verifica di resistenza a flessione SLU platea (direzione verticale)

13. VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE E CEDIMENTI

Nel seguito si riportano le verifiche in termini di capacità portante. In particolare, è stata utilizzata la teoria di Brich-Hansen introducendo coefficienti riduttivi per considerare la rottura per punzonamento secondo la teoria di Vesic. La valutazione della capacità portante è stata effettuata considerando la stratigrafia associata alla prova penetrometrica denominata S27. Si riportano nel seguito la stratigrafia considerata.

S27	PROFONDITÀ [m da p.c.]	FACIES
	0,00 - 0,20	Riporto
	0,20 - 7,40	UNITÁ B Facies sabbiosa-limosa
	7,40 - 10,00	UNITÁ A Facies limoso-argillosa

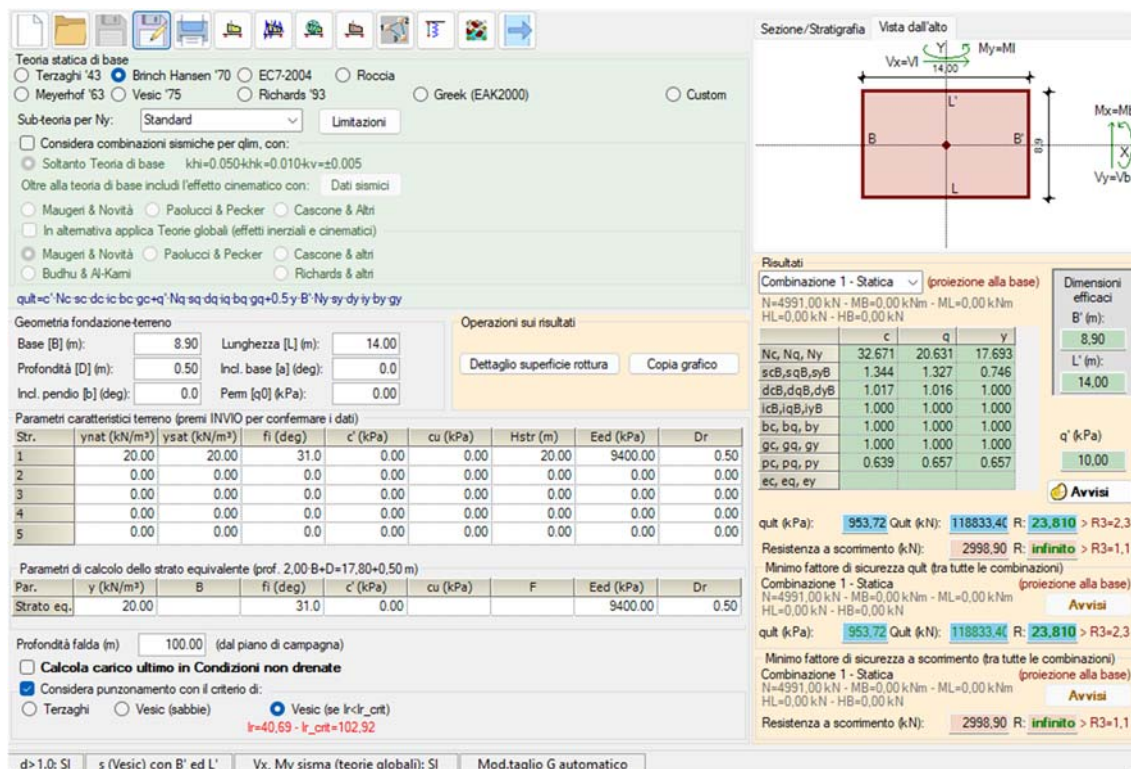
Sono state considerate le seguenti caratteristiche del terreno:

- Peso di volume: 2000 daN/mc;
- Coesione non drenate: ---;
- Angolo attrito: 31°;
- Modulo edometrico: 94 kg/cmq.

13.1 CAPACITÀ PORTANTE

Si portano nel seguito le verifiche di capacità portante in accordo a quanto previsto al §6.4.2.1 delle NTC2018 considerando l'approccio 2 (A1+M1+R3).

Data la forma della fondazione, si è ricorsi ad una fondazione equivalente di tipo rettangolare caratterizzata da una larghezza di 8,90 m e da una lunghezza pari a 14,00 m e con uno spessore pari a 50 cm. Il carico totale di compressione applicato è pari a 10810 kN.



Teoria statica di base
☐ Terzaghi '43 ☒ Brinch Hansen '70 ☐ EC7-2004 ☐ Rocca
☐ Meyerhof '53 ☐ Vesic '75 ☐ Richards '93 ☐ Greek (EAK2000) ☐ Custom

Sub-teoria per N_y : Standard Limitazioni
☐ Considera combinazioni sismiche per qim, con:
☒ Soltanto Teoria di base $k_{hi}=0.050$ $k_{hk}=0.010$ $k_v=\pm 0.005$

Oltre alla teoria di base includi l'effetto cinematico con: Dati sismici
☐ Maugeri & Novità ☐ Paolucci & Pecker ☐ Cascone & Altri
☐ In alternativa applica Teorie globali (effetti inerziali e cinematici)
☐ Maugeri & Novità ☐ Paolucci & Pecker ☐ Cascone & Altri
☐ Budhu & Al-Kami ☐ Richards & Altri

quit=c' Nc sc dc ic bc gc q' Nq sq dq iq bq gq +0.5 y B' Ny sy dy iy by gy

Geometria fondazione-terreno
 Base [B] (m): 8.90 Lunghezza [L] (m): 14.00
 Profondità [D] (m): 0.50 Incl. base [a] (deg): 0.0
 Incl. pendio [b] (deg): 0.0 Pem [q] (kPa): 0.00

Operazioni sui risultati
 Dettaglio superficie rottura Copia grafico

Parametri caratteristici terreno (premi INVIO per confermare i dati)

Str.	ynat (kN/m³)	ysat (kN/m³)	fi (deg)	c' (kPa)	cu (kPa)	Hstr (m)	Eed (kPa)	Dr
1	20.00	20.00	31.0	0.00	0.00	20.00	9400.00	0.50
2	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Parametri di calcolo dello strato equivalente (prof. 2.00 B+D=17.80+0.50 m)

Par.	y (kN/m³)	B	fi (deg)	c' (kPa)	cu (kPa)	F	Eed (kPa)	Dr
Strato eq.	20.00		31.0	0.00			9400.00	0.50

Profondità falda (m): 100.00 (dal piano di campagna)
☐ Calcola carico ultimo in Condizioni non drenate
☒ Considera punzonamento con il criterio di:
☐ Terzaghi ☐ Vesic (sabbie) ☒ Vesic (se lr<lr_crit)
 $lr=40.63$ - $lr_crit=102.92$

Risultati
 Combinazione 1 - Statica (proiezione alla base)
 N=4991.00 kN - MB=0.00 kNm - ML=0.00 kNm
 HL=0.00 kN - HB=0.00 kN

	c	q	y
Nc, Nq, Ny	32.671	20.631	17.693
scB, sqB, syB	1.344	1.327	0.746
dcB, dqB, dyB	1.017	1.016	1.000
icB, iqB, iyB	1.000	1.000	1.000
bc, bq, by	1.000	1.000	1.000
gc, gq, gy	1.000	1.000	1.000
pc, pq, py	0.639	0.657	0.657
ec, eq, ey			

Dimensioni efficaci
 B' (m): 8.90
 L' (m): 14.00
 q' (kPa): 10.00

quit (kPa): 953.72 Qult (kN): 118833.4 R: 23.81 > R3=2.3
 Resistenza a scivolamento (kN): 2998.90 R: infinito > R3=1.1
 Minimo fattore di sicurezza qult (tra tutte le combinazioni)
 Combinazione 1 - Statica (proiezione alla base)
 N=4991.00 kN - MB=0.00 kNm - ML=0.00 kNm
 HL=0.00 kN - HB=0.00 kN
 quit (kPa): 953.72 Qult (kN): 118833.4 R: 23.81 > R3=2.3
 Minimo fattore di sicurezza a scivolamento (tra tutte le combinazioni)
 Combinazione 1 - Statica (proiezione alla base)
 N=4991.00 kN - MB=0.00 kNm - ML=0.00 kNm
 HL=0.00 kN - HB=0.00 kN
 Resistenza a scivolamento (kN): 2998.90 R: infinito > R3=1.1

d> 1.0: SI s (Vesic) con B' ed L' Vx, My sisma (teorie globali): SI Mod.taglio G automatico

Il rapporto tra il carico applicato e il carico ultimo risulta essere pari a 23,81 il quale risulta essere superiore a 2,30, coefficiente di sicurezza R3.

La verifica di capacità portante risulta rispettata.

13.2 CEDIMENTI

Nel seguente paragrafo vengono riportate le verifiche dei cedimenti. In particolare sono stati valutati sia i cedimenti medi assoluti che i cedimenti differenziali.

Secondo quanto riportato da Sower (1962) sono stati considerati i seguenti cedimenti totali ammissibili. Il cedimento medio assoluto, relativo al fabbricato in oggetto, risulta essere pari a 2,30 cm inferiore al valore limite considerato pari a 5 cm.

Per quanto riguarda i cedimenti differenziali, si è ricavato un valore massimo pari a 0,60 mm a cui corrisponde una distorsione pari a 0,015% inferiore al valore limite pari a 0,2%.

Il cedimento assoluto è stato calcolato per la condizione di carico corrispondente allo stato limite di esercizio (combinazione frequente) utilizzando il metodo elastico e avvalendosi della teoria di Bousinnesque per il calcolo delle tensioni indotte nel sottosuolo.

Tabella 16.5 - Valori ammissibili di alcuni parametri di deformazione delle strutture secondo Sowers (1962)

Tipo di movimento	Fattore di limitazione	Valore ammissibile
Cedimento massimo ρ_{\max} (cm)	Collegamento a reti di servizi	15÷30
	Accessibilità	30÷60
	Probabilità di cedimenti differenziali in:	
	a) murature portanti	2,5÷5
	b) strutture intelaiate	5÷10
	c) ciminere, silos	7,5÷30
Rotazione rigida $\tan\theta$	Stabilità al ribaltamento	Dipende dalla posizione del baricentro
	Operatività di macchine:	
	a) macchine tessili	0,003
	b) turbogeneratori	0,0002
	c) binari di carro ponte	0,003
	Drenaggio di superfici pavimentate	0,01÷0,02
Rotazione relativa $\tan\beta$	Murature portanti multipiano	0,0005÷0,001
	Murature portanti ad un piano	0,001÷0,02
	Lesioni di intonaci	0,001
	Telai in c.a.	0,0025÷0,004
	Pareti di strutture a telaio in c.a.	0,003
	Telai in acciaio	0,002
	Strutture semplici d'acciaio	0,005

Il cedimento medio assoluto, relativo al fabbricato in oggetto, risulta essere pari a 1,46 cm inferiore al valore limite considerato pari a 5 cm.

Per quanto riguarda i cedimenti differenziali, si è ricavato un valore massimo pari a 1,20 mm a cui corrisponde una distorsione pari a 0,03% inferiore al valore limite pari a 0,2 %.

Le verifiche risultano essere soddisfatte.