



GUIDETTISERRI
STUDIO INGEGNERIA

Via Pier Carlo Cadoppi, 14 - 42124 Reggio Emilia
Tel. +39 0522 439734 - Fax +39 0522 580006
Mail: info@studiocgs.it - Web: www.guidettiserriti
C.F. e P.I. 01934740356

**AZIENDA CON SISTEMA
DI GESTIONE QUALITÀ
CERTIFICATO DA DNV GL
= ISO 9001 =**



COMMITTENTE



MONTANARI & GRUZZA
via Newton 38 - 42124 Gaida (R.E.)

Montanari & Gruzza spa
[Signature]

FIRMA

PROGETTISTA

Ing. P. Guidetti

COLLABORATORE

Arch. Alessandro Bedogni

FASE DI PROGETTO

Progetto definitivo
(Procedimento Unico)

DATA EMISSIONE

03/12/2018

PROGETTO

PROCEDIMENTO UNICO AI SENSI DELL'ART. 53, COMMA 1, LETTERA b) DELLA L.R. 24/2017
PER L'AMPLIAMENTO DELLA SEDE AZIENDALE E RIORGANIZZAZIONE SPAZI ESTERNI
DELLA MONTANARI & GRUZZA S.P.A. IN VIA NEWTON 38 (GAIDA - R.E.)

SCALA

-

ELABORATO

RELAZIONE TECNICA
(ai sensi dell'allegato A del D.G.R. 1373/2011)

PRATICA

P16/2017

G				
F				
E				
D				
C				
B	03/12/18	AGGIORNAMENTO	C. Talami	G. Guidetti
A	25/10/18	EMISSIONE	C. Talami	G. Guidetti
REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLLATO

TAVOLA

R04

FILE W:\P-2017\P16-MONTANARI-GRUZZA - fattibilità sviluppo area località Gaida\13-INTEGRAZIONI\Frontespizio Rel strutturale.dwg

A TERMINI DI LEGGE CI RISERVIAMO LA PROPRIETÀ DI QUESTO ELABORATO CON DIVIETO DI RIPRODURLO E DI RENDERLO NOTO A TERZI SENZA LA NOSTRA AUTORIZZAZIONE SCRITTA

SOMMARIO

1	OGGETTO	2
2	DESCRIZIONE STRUTTURE.....	3
3	TERRENO DI FONDAZIONE.....	4
4	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
5	CARICHI CARATTERISTICI PREVISTI SULLE STRUTTURE OLTRE I PESI PROPRI STRUTTURALI	6
5.1	AZIONI ORIZZONTALI DOVUTE AL VENTO.....	6
5.2	AZIONI ORIZZONTALI DOVUTE ALLA NEVE.....	6
5.3	AZIONI ORIZZONTALI DOVUTE AL SISMA.....	6
5.4	ANALISI DEI CARICHI.....	9
6	SCHEMI STATICI E MODALITA' DI CALCOLO	10
6.1	BLOCCO A - NUOVO SPAZIO SPEDIZIONE	10
6.2	BLOCCO B - SPOGLIATOI	13
6.3	BLOCCO C - CONFEZIONAMENTO FORMAGGI	15
7	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	16
7.1	SPECIFICA DEI MATERIALI IMPIEGATI	16
7.2	CONDIZIONI AMBIENTALI.....	17
7.3	COPRIFERRO E INTERFERRO	17

A) RELAZIONE TECNICO-ILLUSTRATIVA

1 OGGETTO

Oggetto della presente relazione sono le opere relative all'ampliamento della sede aziendale di proprietà dell'impresa Montanari & Gruzza S.p.A., sita in via Newton n°38, in località Gaida di Reggio Emilia, mediante la realizzazione di tre nuovi fabbricati, adibiti a area di spedizione (Blocco A), zona di confezionamento formaggi (Blocco B) e spogliatoi (Blocco C).

Le figure coinvolte nell'intervento in oggetto sono:

Committente: Montanari & Gruzza S.p.A.

Progettista architettonico: Ing. Paolo Guidetti
Via P. C. Cadoppi, 14 – 42124 Reggio Emilia
iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Reggio Emilia al n° 924.

Progettista strutturale: Ing. Paolo Guidetti
Via P. C. Cadoppi, 14 – 42124 Reggio Emilia
iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Reggio Emilia al n° 924.

Da un punto di vista strutturale, gli edifici si classificano come una nuova costruzione rilevante ai fini sismici secondo quanto previsto dalla L.R. n. 19/2008.

L'area occupata dai fabbricati esistenti è censita catastalmente al Foglio n° 35, Mappali n°140, 416, 418, 444, 445, 446, 448. L'area di sedime della zona di espansione è censita catastalmente al Foglio n° 35, Mappali n° 152, 122.

2 DESCRIZIONE STRUTTURE

Nel presente paragrafo si descrivono gli edifici in progetto che presentano allineamenti, dimensioni e altezze indicate negli elaborati grafici allegati e nel progetto architettonico.



Figura 1 Ubicazione degli edifici di nuova realizzazione

BLOCCO A - NUOVO SPAZIO SPEDIZIONI

La struttura da edificare è costituita da un unico corpo di fabbrica monopiano di altezza massima pari a circa 7.62 m sotto trave; è affiancata al fabbricato esistente lungo i lati Nord e Ovest e da esso giuntata sismicamente.

La struttura portante è costituita da pilastri in acciaio e da una doppia orditura di travi in acciaio a sostegno della copertura, ad una falda inclinata.

Le strutture di fondazione saranno realizzate tramite plinti in c.a. in opera collegati da opportuni cordoli in c.a. Per evitare interferenze fra le fondazioni in progetto e quelle esistenti, i pilastri del Blocco A saranno realizzati ad una distanza di almeno 1 m dai pilastri esistenti.

BLOCCO B - SPOGLIATOI

La struttura da edificare è costituita da un corpo di fabbrica monopiano avente un'altezza pari a 3.15 m e pianta rettangolare di dimensioni 6.4x5.8 m. L'edificio sarà realizzato affiancato al fabbricato esistente lungo il lato Nord e da esso giuntato sismicamente.

La struttura portante è costituita da pilastri e travi in acciaio. I tamponamenti e il solaio di copertura verranno realizzati in pannelli sandwich.

Le fondazioni saranno realizzate con una platea in c.a. avente uno spessore di circa 20 cm.

BLOCCO C - CONFEZIONAMENTO FORMAGGI

La struttura da edificare è costituita da un unico corpo di fabbrica monopiano di altezza pari a 4.80 m sotto tegolo.

La struttura portante verticale è costituita da 12 pilastri in c.a. prefabbricati, mentre la struttura portante orizzontale è costituita da una orditura principale di travi in c.a.p. a supporto di una copertura a shed prefabbricata. I tamponamenti verranno realizzati in pannelli prefabbricati.

Le strutture di fondazione saranno realizzati con plinti in c.a. prefabbricati o realizzati in opera.

Oltre alle opere precedentemente descritte, il progetto di ampliamento prevede:

- La realizzazione di aperture di collegamento fra edifici esistenti ed edifici in progetto, tramite un'adeguata cerchiatura con profili metallici
- La demolizione di tamponamenti esistenti e la realizzazione di nuovi tamponamenti privi di carattere portante e aventi peso proprio $\leq 0,50 \text{ kN/m}^2$ e altezza $< 4 \text{ m}$. Tale intervento può essere classificato come I.P.R.I.P.I. secondo il D.G.R. 2272/2016 punto B.4.4.c).

3 TERRENO DI FONDAZIONE

In base a quanto emerso dalla relazione geologica relativa all'area in oggetto redatta dal Dott. Geol. Paolo Beretti nel mese di Ottobre 2018 si evince che la zona in esame appartiene geologicamente al grande bacino subsidente Pliocenico-Quaternario della Pianura Padana, all'interno della fascia della Media Pianura Reggiana, alla quale appartengono zone caratterizzate generalmente da depositi continentali di origine fluviale spessi poche centinaia di metri.

Dal punto di vista morfologico, il sito presenta quote topografiche che oscillano mediamente tra 49,5 e 50,5 m s.l.m.

Durante le indagini non è stata individuata la presenza del battente idrico sotterraneo pertanto, sulla base di quanto definito nella "Carta della Idrogeologia – soggiacenza della falda" del PSC di Reggio Emilia si pone il livello idrico tra -10 ÷ -15 m p.c.

Di seguito si riporta il modello geotecnico schematico emerso dallo svolgimento delle analisi:

Modellazione geologico geotecnica del sottosuolo.

Unità geotecnica	Parametri geognostici caratteristici	Parametri geotecnici caratteristici
UGT1: Da - 0,5 a - 2,0 m ÷ - 2,5 m p.c. Argille limose e limi argillosi sovraconsolidate. Grado di compressibilità molto basso.	$qc_k = 44,48 \text{ kgf/cmq}$ $fs_k = 3,02 \text{ kgf/cmq}$	$\phi'_k = 24^\circ$ $c'_{ik} = 0,15 \text{ kgf/cmq}$ $c_{uk} = 0,75 \text{ kgf/cmq}$ $\gamma_{nk} = 0,00196 \text{ kgf/cm}$ $E_{dk} = 79 \text{ kgf/cmq}$ $k_k = 1,70 \text{ kgf/cm}$
UGT2: Da - 2,0 m ÷ - 2,5 m a - 4,0 m ÷ - 4,5 m p. c. Alternanze argilloso limose, limoso argillose e, subordinatamente, limose, mediamente consistenti. Grado compressibilità basso.	$qc_k = 24,78 \text{ kgf/cmq}$ $fs_k = 1,28 \text{ kgf/cmq}$	$\phi'_k = 23^\circ$ $c'_{ik} = 0,14 \text{ kgf/cmq}$ $c_{uk} = 0,63 \text{ kgf/cmq}$ $\gamma_{nk} = 0,00195 \text{ kgf/cm}$ $E_{dk} = 67 \text{ kgf/cmq}$ $k_k = 1,54 \text{ kgf/cm}$
UGT3: Da - 4,0 m ÷ - 4,5 m a - 7,0 m ÷ - 7,5 m p.c. Alternanze argilloso limose, limoso argillose e, subordinatamente, argillose, mediamente consistenti. Grado compressibilità basso.	$qc_k = 22,39 \text{ kgf/cmq}$ $fs_k = 1,27 \text{ kgf/cmq}$	$\phi'_k = 22^\circ$ $c'_{ik} = 0,12 \text{ kgf/cmq}$ $c_{uk} = 0,59 \text{ kgf/cmq}$ $\gamma_{nk} = 0,00193 \text{ kgf/cm}$ $E_{dk} = 68 \text{ kgf/cmq}$ $k_k = 1,47 \text{ kgf/cm}$
UGT4: Oltre a - 7,0 m ÷ - 7,5 m p.c. Ghiaie e ghiaie sabbiose ad elevato grado di addensamento, immerse in una massa di fondo limoso argillosa. Grado di compressibilità molto basso, praticamente nullo.	$qc_k = 226,81 \text{ kgf/cmq}$ $fs_k = 3,11 \text{ kgf/cmq}$	$\phi'_k = 34^\circ$ $c'_{ik} = 0,05 \text{ kgf/cmq}$ (appartente) $c_{uk} = 0,25 \text{ kgf/cmq}$ (appartente) $Dr_k = 89\%$ $\gamma_{nk} = 0,00205 \text{ kgf/cm}$ $E_{dk} = 300 \text{ kgf/cmq}$ $k_k = 7,22 \text{ kgf/cm}$

Ove: C_u = coesione non drenata, c' = coesione drenata; ϕ' = angolo di attrito efficace, Dr = densità relativa; γ_n = peso dell'unità di volume; E_d = modulo edometrico, k = modulo di reazione.

Secondo la relazione geologica, il suolo oggetto di intervento è classificato in categoria B, ovvero "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s".

Sulla scorta di quanto evidenziato dalla relazione geologica, in base alle caratteristiche costruttive dell'edificio da realizzare, si ritiene opportuno realizzare delle fondazioni in c.a. superficiali a plinti per i blocchi A e C, mentre per il blocco B si è deciso di realizzare una platea di fondazione in c.a. Data la presenza di un primo strato di terreno caratterizzato da sensibili e reiterati fenomeni di essiccazione e rigonfiamento, il piano di appoggio delle fondazioni in progetto sarà posto ad una profondità di almeno 1.40 ÷ 1.60 m rispetto all'attuale piano di campagna (posto ad una quota più bassa rispetto alle aree cortilive di circa 60 ÷ 70 cm).

4 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nella progettazione delle strutture indicate, si sono osservate le seguenti disposizioni normative:

- D.M.17.01.18 "Norme tecniche per le costruzioni"
- D.M.14.01.08 "Norme tecniche per le costruzioni"
- Circolare n° 617 del 02.02.09 "Istruzioni relative alle norme tecniche di cui al D.M. 14.01.08"
- Legge Regionale n° 19 del 30.10.2008 "Norme per la riduzione del rischio sismico"
- Legge Regionale n° 6 del 06.07.2009 "Governare e riqualificazione solidale del territorio"

5 CARICHI CARATTERISTICI PREVISTI SULLE STRUTTURE OLTRE I PESI PROPRI STRUTTURALI

5.1 Azioni orizzontali dovute al vento

Azione del vento (comune di Reggio Emilia - altitudine = 49.5-50.5 m s.l.m.)

zona 2	Emilia Romagna
quota s.l.m.	< 750 m s.l.m.
classe di rugosità	D
distanza dal mare	> 30 km
categoria di esposizione	II

5.2 Azioni orizzontali dovute alla neve

Il calcolo dell'azione statica della neve sulle coperture dei modelli di calcolo viene eseguita secondo quanto indicato nel §3.4 del D.M. 17/01/2018.

Il valori di q_s da utilizzare nei calcoli viene determinato come:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

Per l'edificio in esame sia adottano i seguenti parametri:

Zona I – Mediterranea (Emilia Romagna)

Quota s.l.m. $a_s = 50 \text{ m} < 200 \text{ m} \rightarrow q_{sk} = 150 \text{ daN/m}^2$

Per la determinazione dei coefficienti di esposizione C_E e del coefficiente di forma μ_i si faccia riferimento alle tabelle riportate di seguito.

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha < 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_i	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Il valore di q_s utilizzato nei calcoli risulta quindi:

$$q_s = 150 \cdot 1,0 \cdot 0,8 = 120 \text{ daN/m}^2$$

5.3 Azioni orizzontali dovute al sisma

Di seguito si definiscono i parametri che concorrono alla definizione dell'azione sismica in funzione della destinazione d'uso dell'edificio, della tipologia strutturale e delle condizioni del terreno.

L'intervento in oggetto si trova alle seguenti coordinate geografiche:

latitudine= 44.74106°

longitudine= 10.50932°.

Secondo quanto prescritto dal D.M. 17 gennaio 2018 "Norme tecniche per le costruzioni" sono stati assunti i seguenti parametri per la valutazione degli spettri di risposta:

classe d'uso Il (par. 2.4.2 del D.M. 2018 – costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti)

vita nominale $V_N = 50$ anni (par. 2.4.1 del D.M. 2018 – costruzioni con livelli di prestazioni ordinarie)

Categoria di Sottosuolo: Categoria B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s

Categoria Topografica: T1

Coeff. smorzam. equivalente ξ : 5 %

Percentuale eccentricità accidentale centro di massa: 0.05

Si adottano i seguenti parametri sismici:

Stato Limite	TR [anni]	P_{VR} [%]	a_g/g [adim]	F_0 [adim]	T_c^* [sec]
SLO	30	81	0.047	2.480	0.242
SLD	50	63	0.058	2.508	0.260
SLV	475	10	0.147	2.408	0.288
SLC	975	5	0.189	2.390	0.299

Per procedere in fase di progetto esecutivo strutturale all'analisi delle strutture soggette ad azione sismica occorre definire il fattore di comportamento q secondo la tabella 7.3.II del D.M. 17/01/2018.

BLOCCO A

La struttura viene studiata considerando un comportamento non dissipativo, da cui:

$$q = \frac{2}{3} q_{CD "B"} \leq 1.5$$

Dove $q_{CD "B"}$ è il valore minimo del fattore di comportamento che avrebbe la struttura adottando un comportamento dissipativo e classe di duttilità "B".

Per una struttura a telaio in acciaio con controventi concentrici:

$$q_{CD "B"} = 4 \rightarrow q = 1.5$$

BLOCCO B

Analogamente al Blocco A, la struttura viene studiata considerando un comportamento non dissipativo, da cui:

$$q = \frac{2}{3} q_{CD "B"} \leq 1.5$$

Dove $q_{CD "B"}$ è il valore minimo del fattore di comportamento che avrebbe la struttura adottando un comportamento dissipativo e classe di duttilità "B".

Per una struttura a telaio in acciaio:

$$q_{CD "B"} = 4 \rightarrow q = 1.5$$

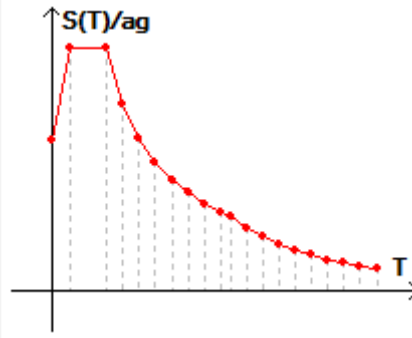
BLOCCO C

L'edificio è progettato in classe di duttilità media.

Per le strutture in c.a. prefabbricate con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati in CD"B" la norma prescrive l'adozione di un fattore di comportamento $q=2.5$.

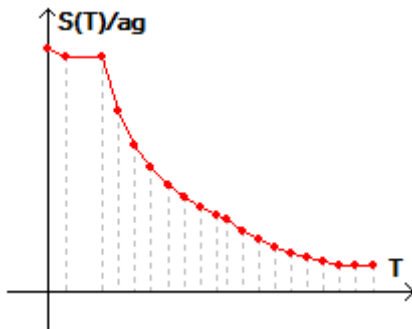
Si riporta di seguito lo spettro di progetto per il sito in oggetto.

T (periodo)	Se(T)	T (periodo)	Se(T)
0	1.8	2.389	0.744
0.224	2.89	2.589	0.634
0.671	2.89	2.789	0.546
0.871	2.227	2.989	0.475
1.071	1.811	3.189	0.418
1.271	1.526	3.389	0.37
1.471	1.318	3.589	0.33
1.671	1.161	3.789	0.296
1.871	1.037	3.989	0.267
2.071	0.937	4	0.265
2.189	0.886		



Spettro elastico di progetto - BLOCCHI A e B

T (periodo)	Se(T)	T (periodo)	Se(T)
0	1.8	2.389	0.446
0.224	1.734	2.589	0.38
0.671	1.734	2.789	0.328
0.871	1.336	2.989	0.285
1.071	1.087	3.189	0.251
1.271	0.916	3.389	0.222
1.471	0.791	3.589	0.2
1.671	0.696	3.789	0.2
1.871	0.622	3.989	0.2
2.071	0.562	4	0.2
2.189	0.532		



Spettro elastico di progetto - BLOCCO C

5.4 Analisi dei carichi

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi relativa ai differenti solai e tamponamenti dell'edificio.

CORPO A

Solaio di copertura

- Carichi permanenti non strutturali 50 daN/m²
- Sovraccarico accidentale (neve) 120 daN/m²

Tamponamento tipo

- Carichi permanenti non strutturali 50 daN/m²

CORPO B

Solaio di copertura

- Carichi permanenti non strutturali 50 daN/m²
- Sovraccarico accidentale (neve) 120 daN/m²

Tamponamento tipo

- Carichi permanenti non strutturali 50 daN/m²

CORPO C

Solaio di copertura

- Carichi permanenti non strutturali 50 daN/m²
- Carichi permanenti portati (elementi shed) ≈100 daN/m²
- Sovraccarico accidentale (neve) 120 daN/m²

I pesi propri di travi e tegoli sono considerati in automatico dal programma di calcolo. Il carico permanente strutturale della copertura sarà pertanto calcolato considerando l'effettiva posizione dell'elemento strutturale considerando un peso specifico pari a 2500 daN/m³ per gli elementi in c.a. e a 7850 daN/m³ per gli elementi in acciaio.

6 SCHEMI STATICI E MODALITA' DI CALCOLO

Il dimensionamento e le verifiche verranno effettuati in base ai dati di progetto ed ai carichi previsti, conformemente alle Norme vigenti, utilizzando le regole della Scienza delle Costruzioni per la risoluzione degli schemi statici ed il metodo degli Stati Limite per le verifiche delle strutture e procedendo in favore di sicurezza con schemi di calcolo semplificati in grado di involuppare sempre le situazioni più gravose.

Per il semplice dimensionamento di massima dei fabbricati si procede con una verifica in termini di resistenza.

6.1 Blocco A - Nuovo spazio spedizione

Lo schema statico adottato per il fabbricato è quello di edificio con struttura portante a telaio in acciaio incastrato alla base; le travi principali sono incernierate ai pilastri, mentre le travi secondarie sono incernierate all'orditura principale e ai pilastri.

Il dimensionamento di massima degli elementi strutturali è stato eseguito sul telaio con luce maggiore (11.93 m), non tenendo conto, a favore di sicurezza, del contributo dei controventi.

Verifica travi secondarie

La verifica delle travi che compongono l'orditura secondaria è condotta assumendo uno schema di trave semplicemente appoggiata con una luce pari a 8 m (distanza massima fra le travi principali).

Ipotizzando di adottare profili IPE 300 posti ad un interasse massimo di 2 m, secondo l'analisi dei carichi indicata al §5.4, si ottiene il seguente carico di progetto, q_{SLU} , valutato secondo la combinazione fondamentale agli SLU definita dall'attuale normativa e le seguenti sollecitazioni sulla trave:

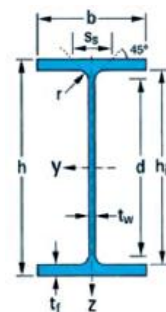
$$q_{SLU} = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} (G_2 i) + \gamma_q (Q_{k1} i) + \gamma_{qi} (\sum \psi_{0i} Q_{ki} i) = 1.3 \cdot 42.2 + 1.5 \cdot 50 \cdot 2 + 1.5 \cdot 120 \cdot 2 = 565 \text{ daN/m}$$

$$M_{Rd} = \frac{q_{SLU} l^2}{8} = \frac{565 \cdot (8)^2}{8} = 4520 \text{ daNm}$$

$$V_{Rd} = \frac{q_{SLU} l}{2} = \frac{565 \cdot 8}{2} = 2260 \text{ daN}$$

Il profilo adottato presenta le seguenti caratteristiche geometriche e statiche:

profilo	dati geometrici							dati statici		
	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A cm ²	p daN	J cm ⁴	W _{el} cm ³	W _{pl} cm ³
IPE 300	300	150	7.1	10.7	15	53.81	42.2	8356	557	628.4



Da cui si ricava:

$$M_{Rd} = \frac{W_{f_{yk}}}{\gamma_{M0}} = \frac{628.4 \cdot 10^3 \cdot 275}{1.05} = 16458 \text{ daNm}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_v f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{2568 \text{ mm}^2 \cdot 275}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 38830 \text{ daN}$$

Dove $A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2r)t_f = 2568 \text{ mm}^2$ per profili a I o H caricati nel piano dell'anima.

Si verifica inoltre l'inflessione della trave ottenuta sotto la combinazione dei carichi caratteristica, confrontandola con la massima deformazione ammissibile, pari a $l/200$ per le coperture:

$$q_{SLE} = G_1 + (G_2 \cdot i) + (\Sigma \psi_0 Q_{k1} \cdot i) = 42.2 + 50 \cdot 2 + 120 \cdot 2 = 382.2 \text{ daN/m}$$

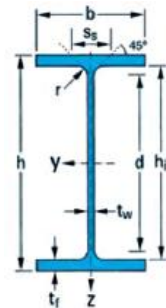
$$\delta = \frac{5}{384} \frac{q_{SLE} l^4}{EJ} = 11.6 \text{ mm} < \delta_{max} = \frac{l}{200} = 40 \text{ mm}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

Verifica travi principali

La verifica delle travi principali viene condotta in modo analogo a quanto fatto per le travi che compongono l'orditura secondaria, adottando profili IPE 500 che presentano le seguenti caratteristiche geometriche e statiche:

profilo	dati geometrici							dati statici		
	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A cm ²	p daN	J cm ⁴	W _{el} cm ³	W _{pl} cm ³
IPE 500	500	200	10.2	16	21	115.5	90.7	48200	1928	2194



Il carico di progetto, q_{SLU} , valutato secondo la combinazione fondamentale agli SLU definita dall'attuale normativa e le sollecitazioni agenti sulla trave sono:

$$q_{SLU} = \frac{\gamma_{G1} \cdot G_1}{\cos \alpha} + \frac{(\gamma_{G2} \cdot G_2 \cdot i)}{\cos \alpha} + \gamma_{G2} \cdot G_{2,IPE300} + \gamma_q (Q_{k1} \cdot i) + \gamma_{qi} (\Sigma \psi_{0i} Q_{ki} \cdot i)$$

$$= \frac{1.3 \cdot 90.7}{\cos 4^\circ} + \frac{(1.5 \cdot 50 \cdot 8)}{\cos 4^\circ} + 1.5 \cdot 198 + 1.5 \cdot (120 \cdot 8) = 2457 \text{ daN/m}$$

$$M_{Ed} = \frac{q_{SLU} l^2}{8} = \frac{2457 \cdot (11.93)^2}{8} = 43712 \text{ daNm}$$

$$V_{Ed} = \frac{q_{SLU} l}{2} = \frac{2457 \cdot 11.93}{2} = 14656 \text{ daN}$$

Dove:

$$i = 8 \text{ m}$$

$$l = 11.93 \text{ m}$$

$$\alpha = 4^\circ$$

Il carico delle IPE 300, considerato distribuito su tutta la trave, è pari a $(7 \cdot 42.2 \cdot 8)/11.93 = 198 \text{ daN/m}$

Le resistenze a flessione e taglio della trave sono riportate di seguito:

$$M_{Rd} = \frac{W f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{2194 \cdot 10^3 \cdot 275}{1.05} = 57461.9 \text{ daNm}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_V f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{5985 \text{ mm}^2 \cdot 275}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 90499.65 \text{ daN}$$

Dove $A_V = A - 2 b t_f + (t_w + 2r)t_f = 5985 \text{ mm}^2$ per profili a I o H caricati nel piano dell'anima.

La verifica di inflessione della trave risulta:

$$q_{SLE} = \frac{G_1}{\cos \alpha} + \frac{(G_2 \cdot i)}{\cos \alpha} + G_{2, IPE300} + (Q_{k1} i) + (\Sigma \psi_{0i} Q_{ki} i) = \frac{90.7}{\cos 4^\circ} + \frac{50 \cdot 8}{\cos 4^\circ} + 198 + 120 \cdot 8 = 1170 \text{ daN/m}$$

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{q_{SLE} l^4}{EJ} = 30.5 \text{ mm} < \delta_{max} = \frac{l}{200} = 59.65 \text{ mm}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

Verifica pilastri

Di seguito si riportano le verifiche effettuate con la combinazione sismica, che genera le maggiori sollecitazioni sui pilastri.

Il valore di progetto q valutato in combinazione sismica per gli SLV è ottenuto considerando il peso proprio degli elementi strutturali e dei permanenti portati e una azione orizzontale per tener conto dell'effetto dell'azione sismica (il vento e la neve presentano coefficienti $\psi = 0$ per la combinazione sismica pertanto vengono trascurati).

Per il calcolo dell'azione sismica si considera, a favore di sicurezza, il massimo valore dello spettro di progetto all'SLV (per il quale $T_B < T < T_C$) ottenuto considerando un fattore di comportamento $q = 1.5$:

$$S_d(T) = a_g S F_0 / q = 0.283 g$$

Considerando un area di influenza del telaio di circa 8 m si ottiene:

$$q_{copertura} = 50 \cdot 19.33 \cdot 8 = 7732 \text{ daN}$$

$$q_{IPE300} = 7 \cdot 42.2 \cdot 8 / 2 = 1181.6 \text{ daN}$$

$$q_{IPE500} = 90.7 \cdot 19.33 = 1753 \text{ daN}$$

Pertanto, la forza F ottenuta dal prodotto fra la massima accelerazione spettrale e la massa della struttura calcolata in combinazione sismica (ovvero $G_1 + G_2$) risulta:

$$F = m \cdot a_g = (7732 + 1181.6 + 1753) \cdot 0.283 = 3019 \text{ daN}$$

Che, suddivisa per ciascun pilastro secondo la loro rigidezza, genera una forza sul singolo pilastro pari a:

$$F_{p,i} = F \cdot \frac{k_i}{\Sigma k_i} = 3019 \cdot 0.535 = 1615.2 \text{ daN}$$

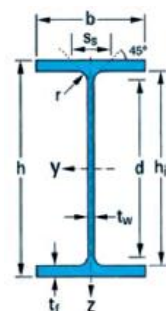
Da cui deriva un momento nella direzione longitudinale del telaio pari a:

$$M_x = F_p \cdot h = 1615.2 \cdot 5.87 = 9481 \text{ daNm}$$

Dove h rappresenta l'altezza del telaio, assunta pari a 5.87 m.

La verifica risulta positiva adottando profili HEA 280 che presentano le seguenti caratteristiche geometriche e statiche:

profilo	dati geometrici							dati statici		
	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A cm ²	p daN	J cm ⁴	W _{el} cm ³	W _{pl} cm ³
HEA 280	270	280	8	13	24	97.26	76.4	13670	1013	1112



$$M_{Rd} = \frac{W f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{1013 \cdot 10^3 \cdot 275}{1.05} = 26531 \text{ daNm}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_V f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{3174 \text{ mm}^2 \cdot 275}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 47994 \text{ daN}$$

Dove $A_V = A - 2 b t_f + (t_w + 2r)t_f = 3174 \text{ mm}^2$ per profili a I o H caricati nel piano dell'anima.

6.2 Blocco B - Spogliatoi

Lo schema statico adottato per il fabbricato è quello di edificio con struttura portante a telaio in acciaio incastrato alla base, con le travi incernierate ai pilastri.

Il dimensionamento di massima degli elementi strutturali è stato eseguito sul telaio con luce maggiore (5.2 m).

Verifica travi

La verifica delle travi è stata condotta assumendo uno schema di trave semplicemente appoggiata con una luce pari a 5.2 m.

Ipotizzando di adottare profili HEA 140, secondo l'analisi dei carichi indicata al §5.4 si ottiene il seguente carico di progetto, q_{SLU} , valutato secondo la combinazione fondamentale agli SLU definita dall'attuale normativa e le seguenti sollecitazioni sulla trave:

$$q_{SLU} = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} (G_2 i) + \gamma_q (Q_{k1} i) + \gamma_{qi} (\sum \psi_{0i} Q_{ki} i) = 1.3 \cdot 24.7 + 1.5 \cdot 50 \cdot 3.3 + 1.5 \cdot 120 \cdot 3.3 = 874 \text{ daN/m}$$

$$M_{Rd} = \frac{q_{SLU} l^2}{8} = \frac{874 \cdot (5.82)^2}{8} = 3701 \text{ daNm}$$

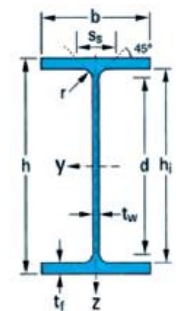
$$V_{Rd} = \frac{q_{SLU} l}{2} = \frac{874 \cdot 5.82}{2} = 2543 \text{ daN}$$

dove:

$$i = 6.6/2 = 3.3 \text{ m}$$

Il profilo adottato presenta le seguenti caratteristiche geometriche e statiche:

profilo	dati geometrici						dati statici			
	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A cm ²	p daN	J cm ⁴	W _{el} cm ³	W _{pl} cm ³
IPE 300	133	140	5.5	8.5	12	31.42	24.7	1033	155.4	173.5



Da cui si ricava:

$$M_{Rd} = \frac{W f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{173.5 \cdot 10^3 \cdot 275}{1.05} = 4544 \text{ daNm}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_V f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{1013 \text{ mm}^2 \cdot 275}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 15317 \text{ daN}$$

Dove $A_V = A - 2 b t_f + (t_w + 2r)t_f = 1013 \text{ mm}^2$ per profili a I o H caricati nel piano dell'anima.

Si verifica inoltre l'inflessione della trave ottenuta sotto la combinazione dei carichi caratteristica, confrontandola con la massima deformazione ammissibile, pari a $l/200$ per le coperture:

$$q_{SLE} = G_1 + (G_2 i) + (\Sigma \psi_0 Q_{k1} i) = 24.7 + 50 \cdot 3.3 + 120 \cdot 3.3 = 586 \text{ daN/m}$$

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{q_{SLE} l^4}{EJ} = 26 \text{ mm} < \delta_{max} = \frac{l}{200} = 29 \text{ mm}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

Verifica pilastri

Combinazione sismica

Il valore di progetto q valutato in combinazione sismica per gli SLV è ottenuto considerando il peso proprio degli elementi strutturali e dei permanenti portati e una azione orizzontale per tener conto dell'effetto dell'azione sismica (il vento e la neve presentano coefficienti $\psi = 0$ per la combinazione sismica pertanto vengono trascurati).

Per il calcolo dell'azione sismica si considera, a favore di sicurezza, il massimo valore dello spettro di progetto all'SLV (per il quale $T_B < T < T_C$) ottenuto considerando un fattore di comportamento $q = 1.5$:

$$S_d(T) = a_g S F_0 / q = 0.283 g$$

Considerando un area di influenza del telaio di circa 3.3 m si ottiene:

$$q_{copertura} = 50 \cdot (5.82+2.00) \cdot 3.3 = 1290.3 \text{ daN}$$

$$q_{travi} = 24.7 \cdot (5.82+2.00) = 193.2 \text{ daN}$$

Pertanto, la forza F ottenuta dal prodotto fra la massima accelerazione spettrale e la massa della struttura calcolata in combinazione sismica (ovvero G_1+G_2) risulta:

$$F = m \cdot a_g = (1290.3 + 193.2) \cdot 0.283 = 419.8 \text{ daN}$$

Che, suddivisa per ciascun pilastro secondo la loro rigidezza, genera una forza sul singolo pilastro pari a:

$$F_{p,i} = F \cdot \frac{k_i}{\Sigma k_i} = 419.8 \cdot 1/3 = 140 \text{ daN}$$

Da cui deriva un momento nella direzione longitudinale del telaio pari a:

$$M_x = F_p \cdot h = 140 \cdot 3 = 420 \text{ daNm}$$

Dove h rappresenta l'altezza del telaio, assunta pari a 3 m.

La verifica risulta soddisfatta adottando profili HEA 140, le cui caratteristiche geometriche e statiche sono riportate per la verifica delle travi:

$$M_{Rd} = \frac{W f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{173.5 \cdot 10^3 \cdot 275}{1.05} = 4544 \text{ daNm}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_V f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{1013 \text{ mm}^2 \cdot 275}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 15317 \text{ daN}$$

Dove $A_V = A - 2 b t_f + (t_w + 2r)t_f = 1013 \text{ mm}^2$ per profili a I o H caricati nel piano dell'anima.

6.3 Blocco C - Confezionamento formaggi

Lo schema statico adottato per il fabbricato è quello di edificio con struttura portante a telaio in c.a. prefabbricato incastrato alla base; le travi prefabbricate sono incernierate ai pilastri, mentre i tegoli sono incernierate alle travi.

Dato che travi e tegoli saranno realizzati con tecnologia a cavi pretesi, il dimensionamento di massima viene eseguito solo sui pilastri, analizzando un singolo telaio perimetrale costituito da 5 pilastri e dalle relative travi di copertura.

Verifica pilastri

Di seguito si riportano le verifiche effettuate con la combinazione sismica, che genera le maggiori sollecitazioni sui pilastri.

Il valore di progetto q valutato in combinazione sismica per gli SLV è ottenuto considerando il peso proprio degli elementi strutturali e dei permanenti portati e una azione orizzontale per tener conto dell'effetto dell'azione sismica (il vento e la neve presentano coefficienti $\psi = 0$ per la combinazione sismica pertanto vengono trascurati).

Per il calcolo dell'azione sismica si considera, a favore di sicurezza, il massimo valore dello spettro di progetto all'SLV (per il quale $T_B < T < T_C$) ottenuto considerando un fattore di comportamento $q = 2.5$:

$$S_d(T) = a_g S F_0 / q = 0.170 g$$

Considerando un area di influenza del telaio di circa 6.33 m (pari a metà campata), un passo dei tegoli di circa 5 m (da cui si ricavano circa un totale di 9 tegoli) e una trave a I con base maggiore di 50 cm e altezza 80 cm si ottiene:

$$q_{\text{copertura}} = (50+100) \cdot 41.3 \cdot 6.33 = 39214.4 \text{ daN}$$

$$q_{\text{TEGOLO}} = (0.73 \cdot 2500) \cdot 9 \cdot 6.33 = 103970.25 \text{ daN}$$

$$q_{\text{TRAVE}} = 0.1761 \cdot 2500 \cdot 41.3 = 18182.33 \text{ daN}$$

Pertanto, la forza F ottenuta dal prodotto fra la massima accelerazione spettrale e la massa della struttura calcolata in combinazione sismica (ovvero G_1+G_2) risulta:

$$F = m \cdot a_g = (39214.4 + 103970.25 + 18182.33) \cdot 0.170 = 27432.4 \text{ daN}$$

Che, suddivisa per ciascun pilastro secondo la loro rigidezza, genera una forza sul singolo pilastro pari a:

$$F_{P,i} = F \cdot \frac{k_i}{\sum k_i} = 27432.4/5 = 5486.5 \text{ daN}$$

Da cui deriva un momento nella direzione longitudinale del telaio pari a:

$$M = F_p \cdot h = 5486.5 \cdot 4.80 = 26335.2 \text{ daNm}$$

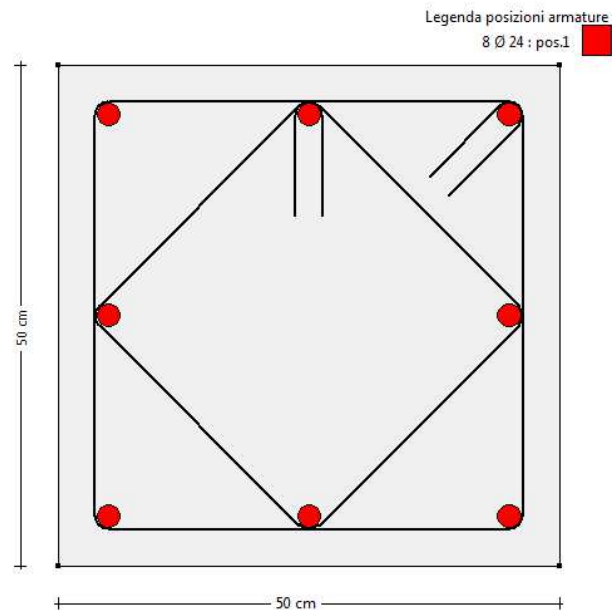
Dove h rappresenta l'altezza del telaio, assunta pari a 4.80 m.

La verifica risulta positiva adottando una sezione rettangolare di dimensioni 50x50 cm, armata con 8 Φ 24 e doppia staffa Φ 8/20cm.

Verifica Sezione

Generale		Sollecitazioni			Verifiche				Duttilità	M-chi	Preview
n°	N	M12	M13	CoeffNM	T12	CoeffT12	T13	CoeffT13			
	kN	kNm	kNm		kN		kN				
1	0	0	263.352	0.887237	0	0	54.87	0.137761			

Mostra verifiche
 Non soddisfatte Tutte Soll. Res
 Esegui verifiche Chiudi



7 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali da impiegare sono riportate nella tabella riassuntiva seguente.

7.1 Specifica dei materiali impiegati

Calcestruzzo

cls per fondazioni in c.a. in opera

cls per elementi in elevazione in c.a. prefabbricate

C25/30 ($R_{ck} > 30$ Mpa)

Da verificare in sede di progetto esecutivo tramite le specifiche del prefabbricatore.

In questa fase è stato ipotizzato un calcestruzzo C40/50

Acciaio per armatura convenzionale

Barre:

B450C

Acciaio per carpenteria metallica S275

Caratteristiche meccaniche dell'acciaio da carpenteria S275:

Tipo di acciaio

S275;

Tensione caratteristica di snervamento

$f_{y,k} = 275$ N/mm²;

Tensione caratteristica di rottura

$f_{t,k} = 430$ N/mm².

$\gamma_s = 1.05$, coeff. parziale di sicurezza relativo all'acciaio

$f_{yd} = 261.9$ N/mm²;

Tutti i materiali devono rispondere ai requisiti di cui al D.M. 17/01/18.

7.2 Condizioni ambientali

Le Condizioni Ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in funzione della Classe di Esposizione.

<u>Condizioni ambientali</u>	<u>Classe di esposizione</u>
Ordinarie	X0, XC1 , XC2 , XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4.

Le armature si distinguono in due gruppi:

- *armature sensibili*;
- *armature poco sensibili*.

Gli acciai ordinari da c.a. appartengono al gruppo delle armature poco sensibili alla corrosione.

Gli acciai da precompressione appartengono al gruppo delle armature sensibili.

7.3 Copriferro e Interferro

L'armatura resistente deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo.

Al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo, copriferro, deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione.

Nel caso in esame si adotta un copriferro minimo per le armature principali contro terra non minore di **40** mm mentre per gli elementi in elevazione si adotta un copriferro minimo di **30** mm.

Il presente elaborato risulta costituito da n° 17 pagine numerate progressivamente (escluso il frontespizio e gli allegati).

Allegati:

ALLEGATO 1: *Schemi strutturali Blocco A*

ALLEGATO 2: *Schemi strutturali Blocco B*

ALLEGATO 3: *Schemi strutturali Blocco C*

Reggio Emilia, lì 03/12/2018

Il tecnico progettista

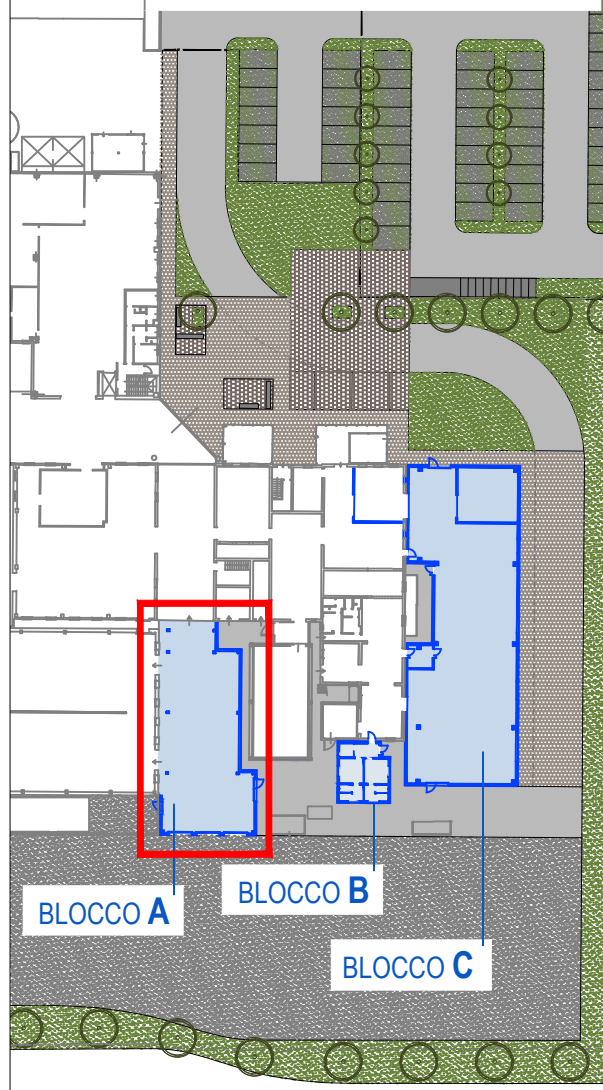
Ing. Paolo Guidetti



ALLEGATO 1
Schemi strutturali
BLOCCO A

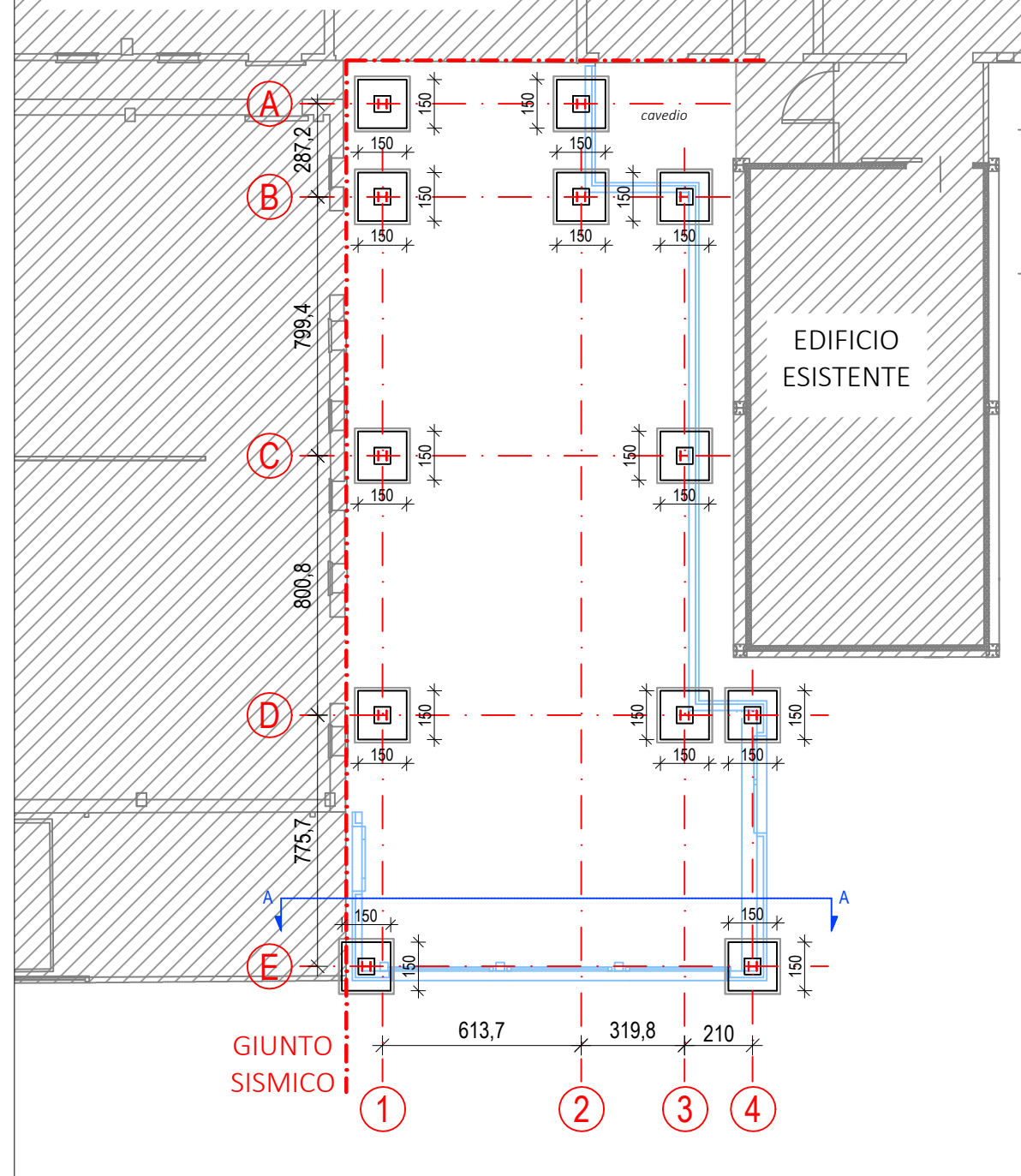
PLANIMETRIA DI RIFERIMENTO

Scala 1:1000



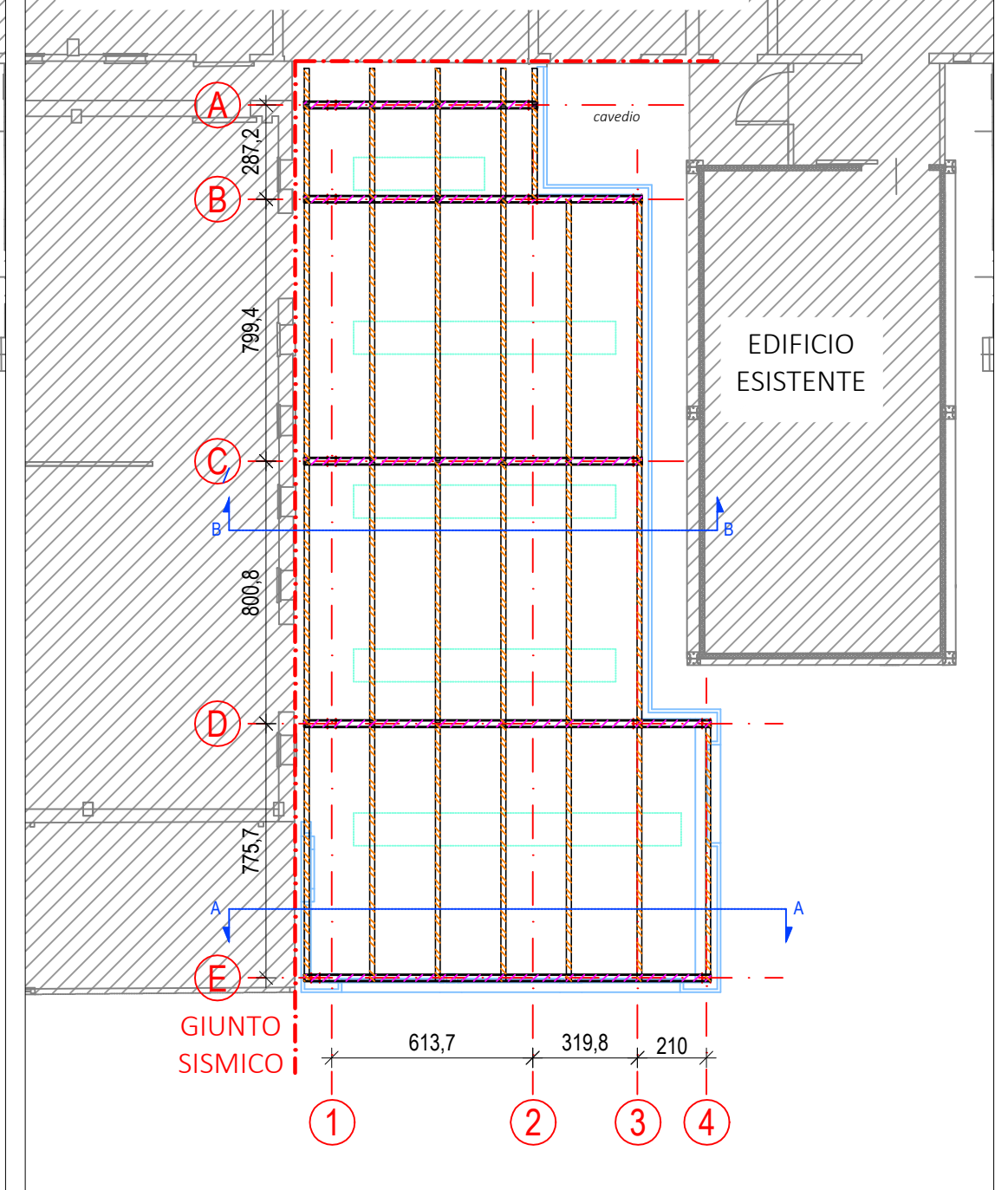
PIANTA FONDAZIONI

Scala 1:200








PIANTA PILASTRI E COPERTURA

Scala 1:200

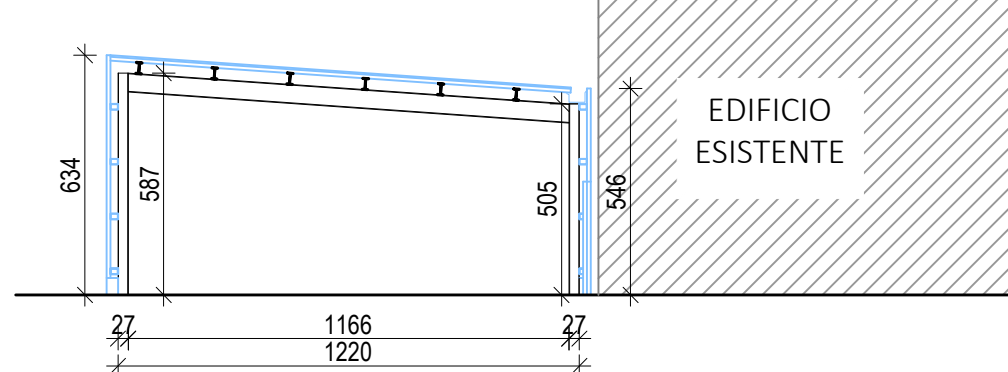


LEGENDA:

-  Montante in acciaio
-  Ingombro architettonico
-  Travi in acciaio (orditura principale)
-  Travi in acciaio (orditura secondaria)
-  Lucernari

SEZIONE A-A

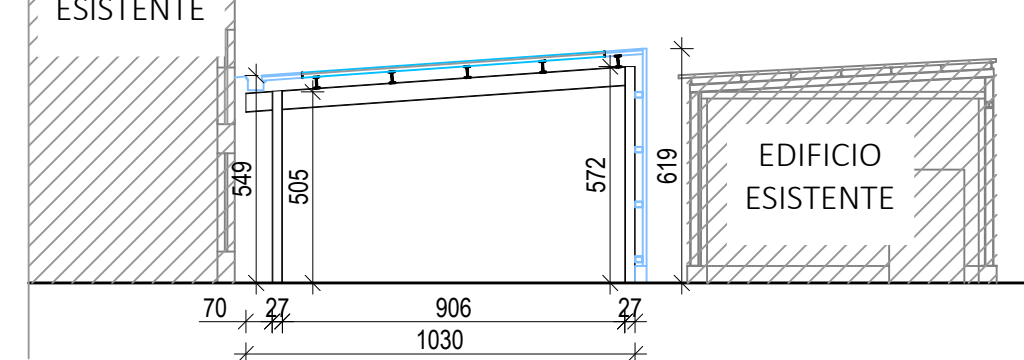
Scala 1:200



EDIFICIO ESISTENTE

SEZIONE B-B

Scala 1:200

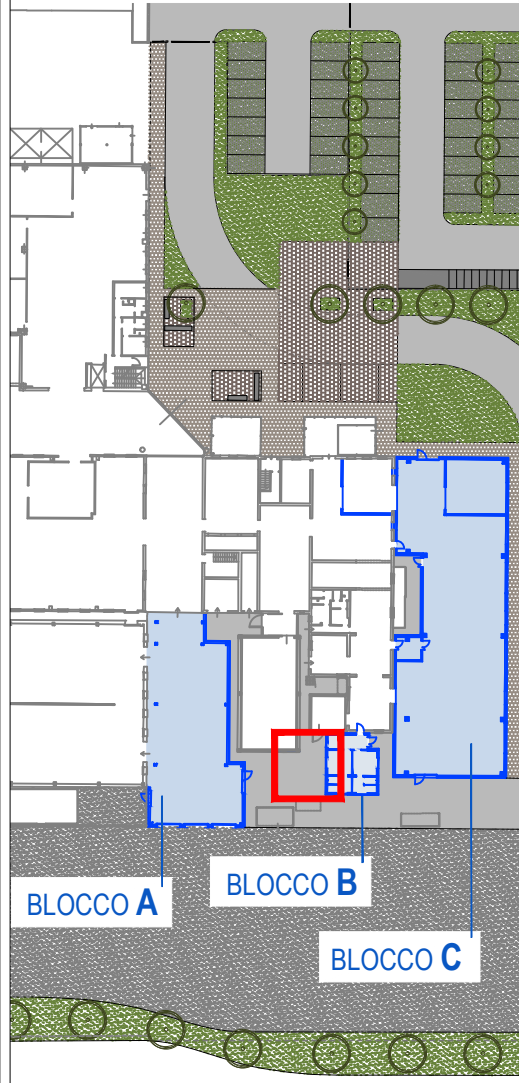


EDIFICIO ESISTENTE

ALLEGATO 2
Schemi strutturali
BLOCCO B

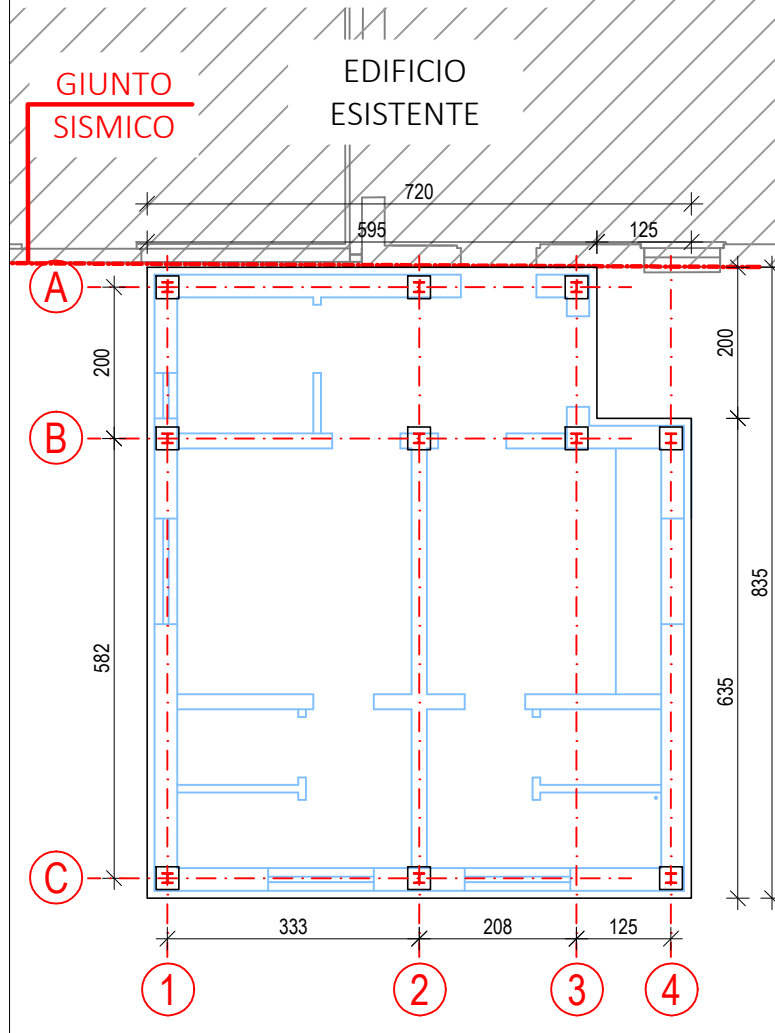
PLANIMETRIA DI RIFERIMENTO

Scala 1:1000



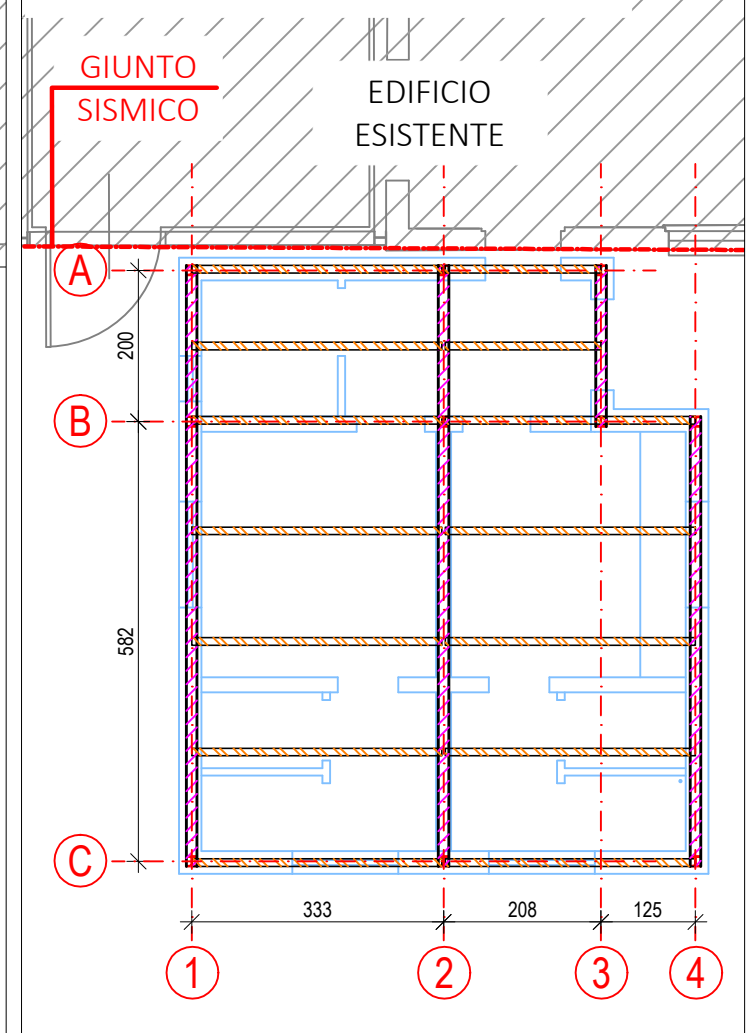
PIANTA FONDAZIONI

Scala 1:100



PIANTA PILASTRI E COPERTURA

Scala 1:100



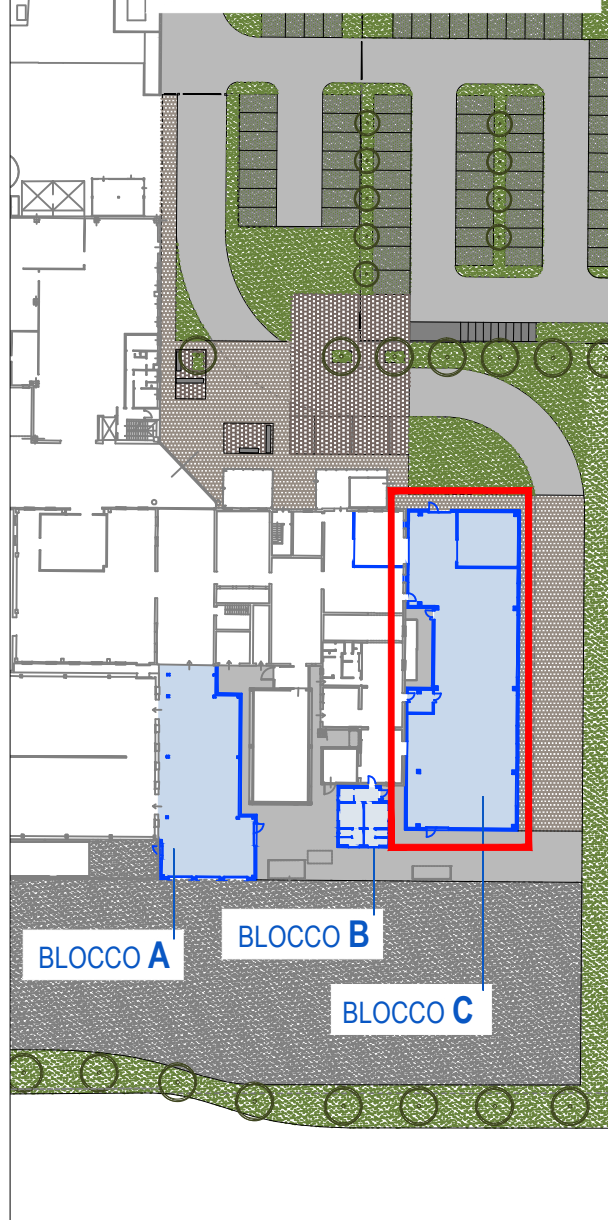
LEGENDA:

- | | |
|-------------------------|--|
| Montante in acciaio | Travi in acciaio (orditura principale) |
| Ingombro architettonico | Travi in acciaio (orditura secondaria) |

ALLEGATO 3
Schemi strutturali
BLOCCO C

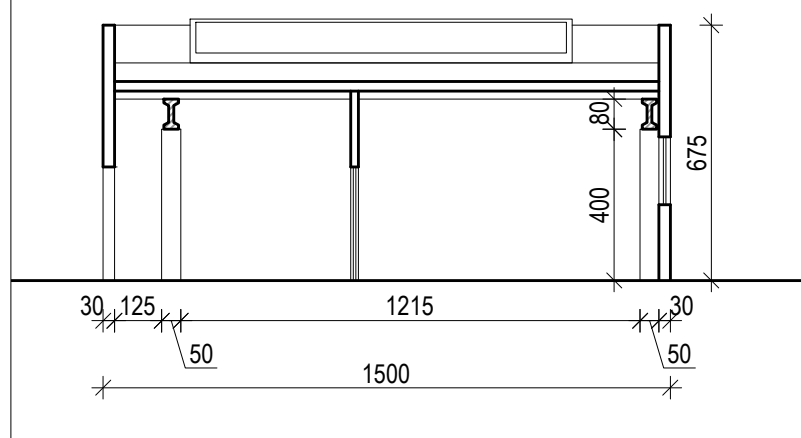
PLANIMETRIA DI RIFERIMENTO

Scala 1:1000



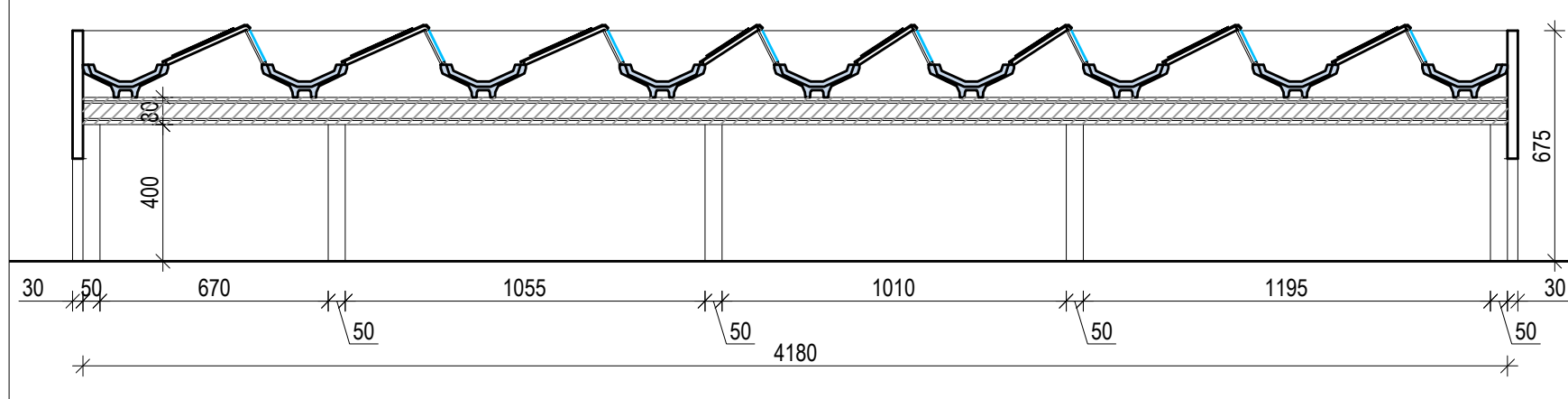
SEZIONE A-A

Scala 1:200



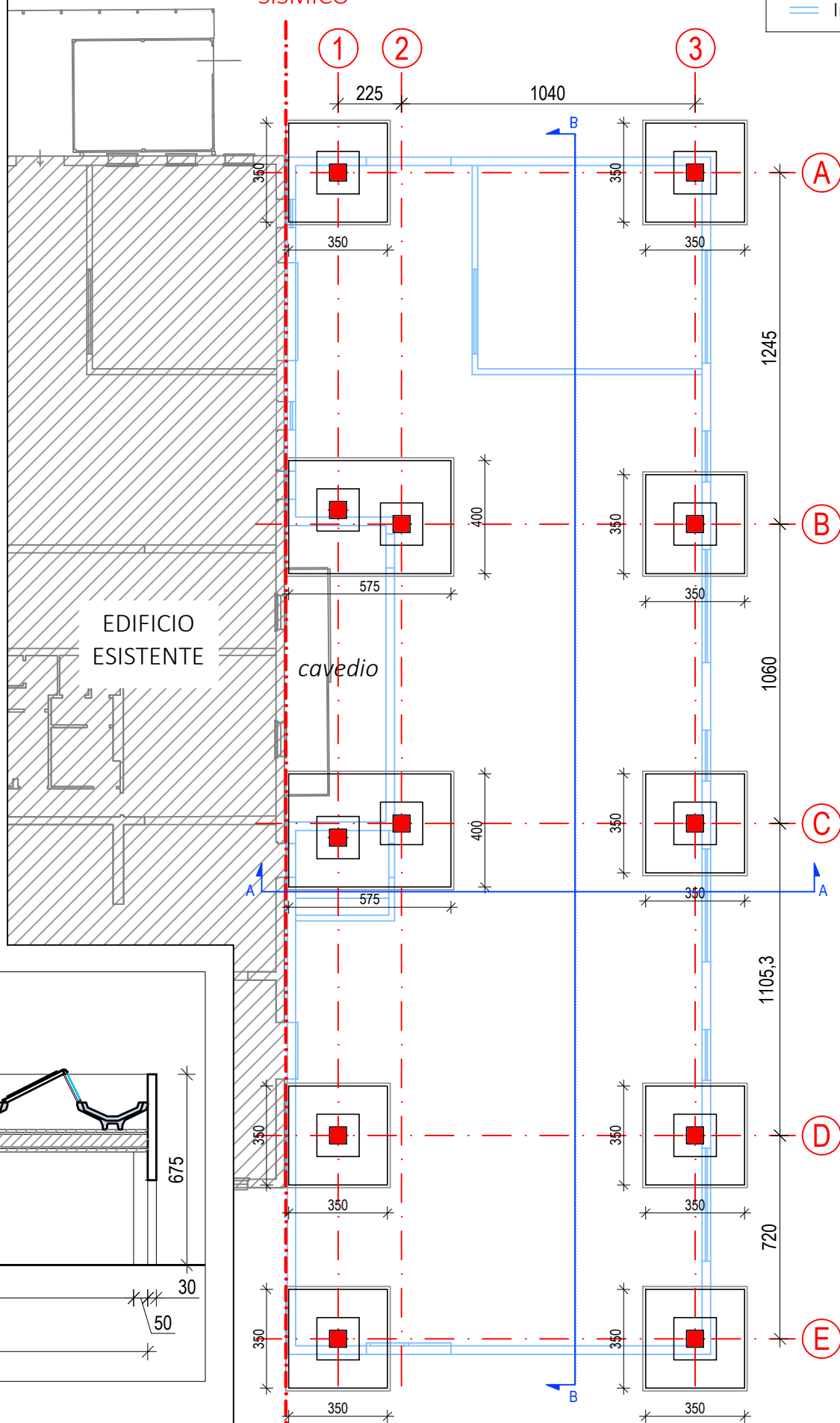
SEZIONE B-B

Scala 1:200



PIANTA FONDAZIONI

Scala 1:200







LEGENDA:

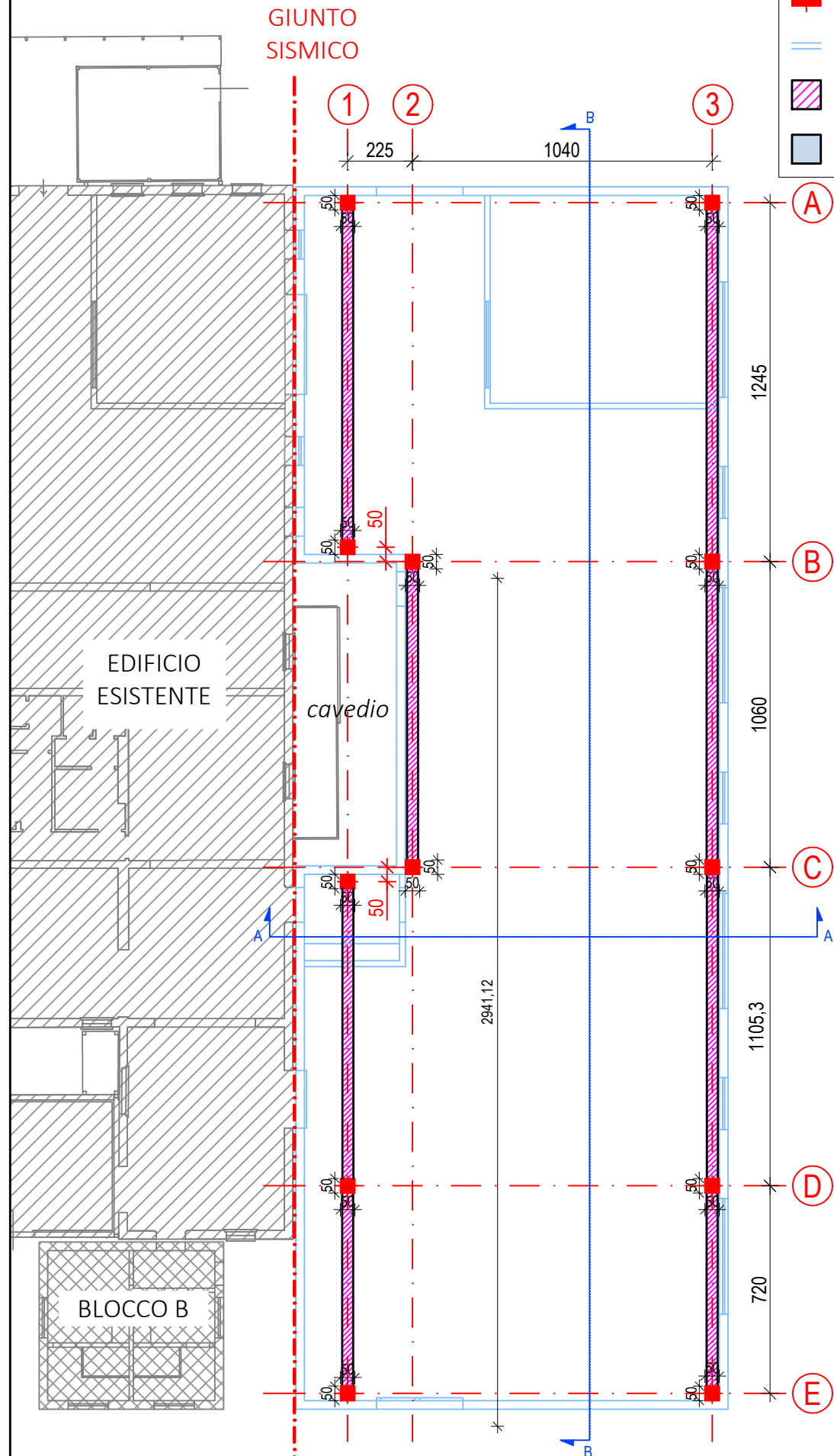
- Pilastro in c.a. prefabbricato 50x50 cm
- Ingombro architettonico

PIANTA PILASTRI

Scala 1:200

LEGENDA:





-  Pilastro in c.a. prefabbricato 50x50 cm
-  Ingombro architettonico
-  Travi a I in c.a.p.
-  Tegoli in c.a.p.



PIANTA COPERTURA

Scala 1:200

LEGENDA:

-  Pilastro in c.a. prefabbricato 50x50 cm
-  Ingombro architettonico
-  Travi a I in c.a.p.
-  Tegoli in c.a.p.

