

Settore Edilizia Scolastica e Patrimonio

Servizio Programmazione e Progettazione

LAVORI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'ISTITUTO "A.ORIANI"
DI VIA A. MANZONI, 6 - FAENZA (RA) – 2° STRALCIO

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

Presidente:
Palli Valentina

Consigliere delegato Pubblica Istruzione - Edilizia Scolastica - Patrimonio:
Maria Luisa Martinez

Dirigente responsabile del Settore: Ing. Marco Conti

RESPONSABILE UNICO DEL PROGETTO: Ing. Marco Conti

Professionisti esterni:

COORDINATORE DELLA PROGETTAZIONE: Ing. Valentina Amadei per IDS

PROGETTISTA OPERE STRUTTURALI: Ing. Valentina Amadei per IDS

COORDINATORE E PROGETTISTA DELLA SICUREZZA IN
FASE DI PROGETTAZIONE: Ing. Simone Monotti per IDS



INGEGNERIA DELLE STRUTTURE
analisi - progettazione - consulenze

Sede legale e operativa:

Via P.Tosi n°318 47822 Santarcangelo di Romagna (RN)
+39 0541 391120 - info@ingegneriadellestrutture.it
www.ingegneriadellestrutture.it

TITOLO ELABORATO: RELAZIONE ILLUSTRATIVA - VALUTAZIONE DI SICUREZZA

Codice elaborato:	Revisione:	Data:	Scala:	Nome file di archiviazione:
PFTE_R05	00	06/10/2025		PFTE_R05

PROFESSIONISTA RESPONSABILE:
Ing. Valentina Amadei

FIRMATO DIGITALMENTE

Timbro e firma del Professionista

Rev.	Descrizione	Redatto:	Controllato:	Approvato:	Data:
00					
01					
02					
03					

Sommario

0	Premessa	4
1	Documentazione esistente	5
1.1	Documentazione esistente	5
1.2	Evoluzione strutturale dell'edificio	7
1.2.1	Costruzione dell'edificio	7
1.2.2	Sismi storici	7
1.3	Utilizzo della documentazione esistente	10
2	Conoscenza del manufatto	12
2.1	Descrizione generale dell'opera	12
2.1.1	Contesto ambientale	12
2.1.1.1	Stratigrafia e tipo di terreno	13
2.1.2	Sistema costruttivo	16
2.1.3	Destinazione d'uso	16
2.1.4	Caratteristiche dimensionali:	16
2.1.4.1	Corpo L	16
2.2	Relazione sulle fondazioni	17
2.2.1	Tipologia di fondazioni	17
3	Indagini in sito	18
3.1	Relazione geologica – geotecnica	18
3.1.1	Determinazione del carico limite	18
3.1.2	Costante di Winkler	19
3.1.2.1	Modulo di reazione verticale del terreno - sismico	19
3.2	Rilievo, indagini e materiali	20
3.2.1	Indagini diagnostiche e sondaggi ispettivi	20
3.2.2	Livello di conoscenza LC e fattore di confidenza FC	20
3.2.3	Caratterizzazione dei materiali	21
3.2.3.1	Calcestruzzo	25
3.2.3.2	Acciaio per strutture in c.a.	26
3.2.3.3	Caratterizzazione solai	27
3.2.4	Rilievo geometrico	29
3.2.5	Definizione dei carichi agenti	29
3.2.6	Combinazione delle azioni	32
4	Azione sismica di riferimento	34
4.1	Considerazioni generali	34
4.2	Definizione dell'azione sismica	36
4.2.1	Coordinate del sito	36
4.2.2	Strategie di progettazione	36

4.2.2.1	Periodo di riferimento per la costruzione.....	36
4.2.2.2	Valori di progetto.....	37
4.2.2.3	Scelta degli stati limite da utilizzare	37
4.2.2.4	Categoria del sottosuolo e condizioni topografiche.....	37
4.2.2.5	Fattore di struttura	38
4.2.3	Spettri di risposta	38
4.2.3.1	Spettro di risposta per lo SLV.....	38
5	Indagini specialistiche.....	39
6	Modellazione e Verifiche.....	40
6.1	Modellazione numerica	40
6.1.1	Descrizione del software	40
6.1.1.1	Descrizione del programma MIDAS GEN	40
6.1.1.2	Specifiche.....	40
6.1.1.3	Schematizzazione strutturale e criteri di calcolo delle sollecitazioni	40
6.1.1.4	Affidabilità del codice utilizzato.....	41
6.1.1.5	Altri codici di calcolo	41
6.1.2	Dati generali	42
6.1.2.1	Materiali	42
6.1.2.2	Sezioni.....	43
6.1.2.3	Fondazioni	44
6.1.2.4	Solai	44
6.1.2.5	Terreni	44
6.1.2.6	Modellazione della rigidezza ridotta	44
6.2	Dati di definizione	45
6.2.1	Preferenze di analisi	45
6.2.2	Preferenza di verifica	45
6.2.3	Preferenza di analisi carichi superficiali	45
6.2.4	Carichi e combinazioni	45
6.2.4.1	Azioni di progetto sulla costruzione	45
6.2.4.2	Condizioni elementari di carico	45
6.2.4.3	Combinazioni di carico.....	45
6.2.4.4	Definizioni di carichi superficiali	47
6.3	Elementi di input.....	48
6.3.1	Nodi.....	48
6.3.2	Elementi beam – Travi e Pilastri.....	48
6.4	Risultati numerici	49
6.4.1	Modi di vibrare.....	49
6.4.2	Pressione in fondazione	51
6.4.2.1	Caso statico.....	51
6.4.2.2	Condizione sismica.....	51

6.5	Verifiche statiche	52
6.5.1	Corpo L	52
6.5.1.1	Pilastri	52
6.5.1.2	Travi verifiche a flessione e taglio.....	54
6.6	Valutazione idoneità statica solai	59
6.6.1	Corpo L	60
6.7	Verifiche sismiche	61
6.7.1	Corpo L	61
6.7.1.1	Pilastri.....	61
6.7.1.2	Travi verifiche a flessione e taglio.....	63
6.8	Interazione tra corpi	69
7	Conclusioni	71
7.1	Sintesi del percorso conoscitivo	71
7.2	7.2 Vulnerabilità riscontrate e possibili rimedi	71
7.2.1	NOTA BENE.....	71
7.2.1.1	Considerazioni e sintesi delle verifiche STATICHE	73
7.2.1.2	Considerazioni e sintesi delle verifiche SISMICHE	73
7.2.2	Indicatori di Rischio dello stato di Fatto.....	74
7.2.3	Principali Vulnerabilità riscontrate.....	74
7.2.4	Calcolo del Tempo d'Intervento	75

0 Premessa

La presente relazione è un estratto della Valutazione di sicurezza dell'intero complesso scolastico, dalla quale sono state estrapolate le verifiche condotte sul CORPO L.

1 Documentazione esistente

È stato possibile reperire buona parte della documentazione originale di costruzione; nel seguito si riporta un elenco degli elaborati reperiti ed utilizzati ai fini della presente.

L'edificio è costituito da nove corpi, la presenza di giunti rende il comportamento dei vari corpi indipendente. Nello specifico questi sono presenti tra il Corpo B e il Corpo C – tra il Corpo C1 e il Corpo C – tra il Corpo D e il Corpo E – tra il Corpo E e il corpo LC – tra il Corpo LC e il corpo L – tra il Corpo L e il Corpo LA.

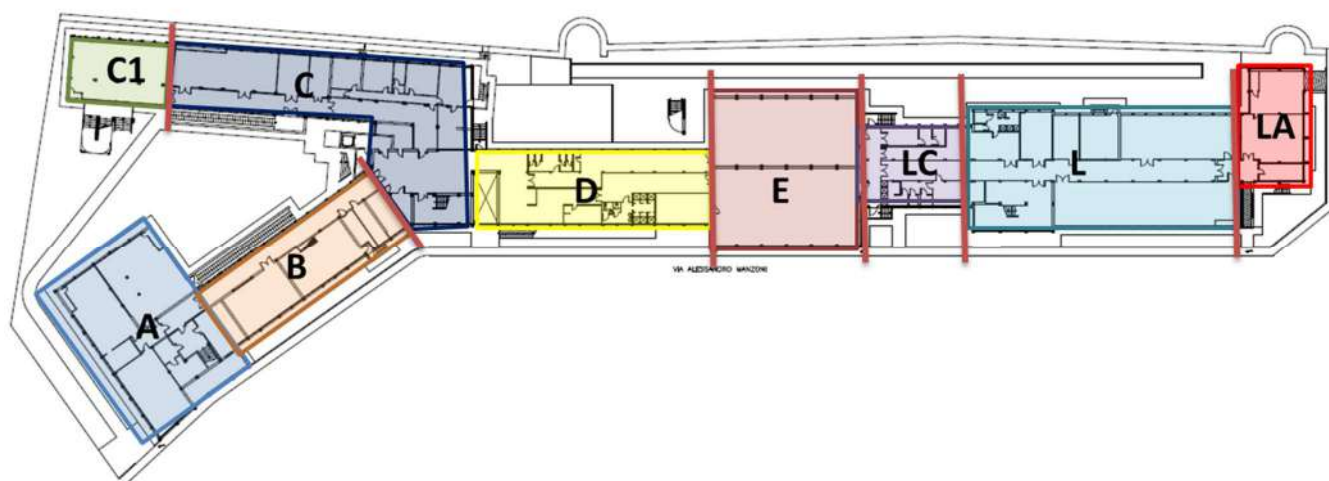
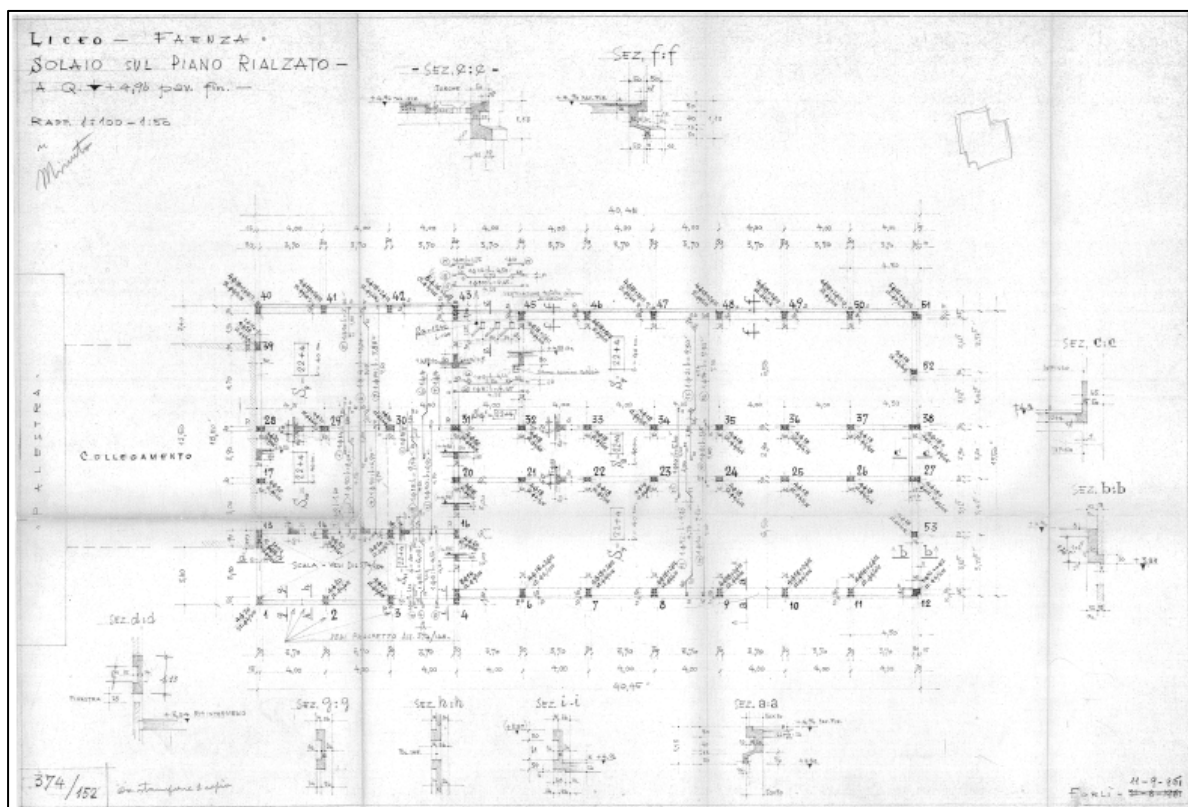


Figura 1.1-1 Istituto Oriani di Faenza – Definizione dei corpi

1.1 Documentazione esistente

La maggior parte della documentazione reperita è stata fornita dall'Amministrazione committente. In particolare, è stato possibile visionare la documentazione relativa agli elaborati di progetto originali di tutti i corpi ad eccezione dei corpi C1 e LA. Negli elaborati precedentemente citati sono riportate le geometrie e le armature degli elementi strutturali e dei solai; tali dati a loro volta sono stati confrontati con quelli ottenuti durante la campagna diagnostica.

Si riportano del seguito alcuni stralci.



1.2 Evoluzione strutturale dell'edificio

1.2.1 Costruzione dell'edificio

Il materiale reperito ha permesso di identificare con precisione l'epoca di progettazione dell'edificio:

➤ **Corpi A-B-C-D-E-L**

Dalle tavole di progetto è possibile affermare che il progetto di questi corpi è stato redatto a partire dal 1961. La data di esecuzione dell'opera si può evincere solo per il corpo L, del quale si ha a disposizione il certificato di prove sui materiali datato 1965

➤ **Corpo LC**

Dalle tavole di progetto è possibile affermare che il progetto del corpo LC è stato redatto a partire dal 1964

➤ **Corpi C1 - LA**

Dalle tavole di progetto è possibile affermare che il progetto di questi corpi è stato redatto a partire dal 1965.

1.2.2 Sismi storici

Il Comune di Faenza, sulla base dell'ultima classificazione sismica del territorio italiano (aggiornamento a aprile 2021) risulta classificata in Zona Sismica 2.

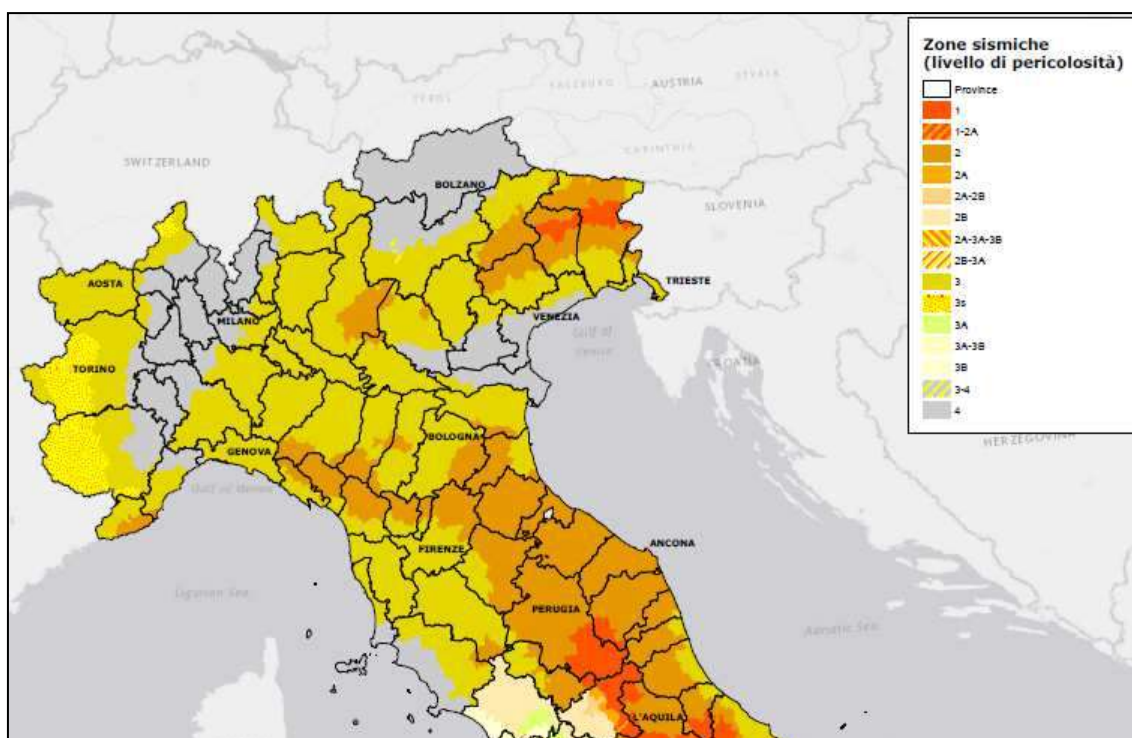


Figura 1.2-1 Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale al 2021

Numerose sono le testimonianze e le documentazioni storiche che permettono di risalire agli eventi sismici a cui è stata soggetta l'area in esame che, seppur non avendo subito eventi catastrofici come l'area centro meridionale della penisola, ne ha sempre risentito in maniera più o meno rilevante.

Concentrandoci sulla provincia di Ravenna: si scopre l'imponente numero di terremoti che hanno avuto epicentro nel territorio e sono stati registrati nel corso del tempo. Fra questi il più importante, dal punto di vista dell'intensità, è stato il sisma del 4 aprile 1781 con epicentro localizzato a Basiago, nel Faentino, la cui magnitudo momento è stata calcolata pari a 6.12. Un

terremoto che, secondo le fonti storiche, provocò gravi danni nelle città di Faenza e Brisighella, ma anche nella zona del Forlivese. Davvero spaventoso era stato, circa un secolo prima, il terremoto dell'11 aprile 1688 che, a quanto riporta il sito Emilia-Romagna Meteo, ebbe "epicentro nei pressi di Cotignola", la quale fu semidistrutta, ma gravi danni toccarono anche a Bagnacavallo e Russi. In questo caso si stima una magnitudo momento pari a 5.84. Seguono come i terremoti del 17 luglio 1781 (Mw 5.61) con epicentro stavolta nei pressi di Corleto nel Faentino, del 21 settembre 1813 con epicentro fra Faenza e Forlì (Mw 5.28), quello del 30 dicembre 1967 con epicentro a metà tra le località di Filo e Anita (Mw 5.05) e quello del 19 aprile 1509 ancora nei pressi di Faenza (Mw 5.02). Lo studio dell'Ingv ci indica come importanti anche le scosse del 22 giugno 1620 con epicentro in Bassa Romagna (Mw 4.86) che fu ben avvertito anche a Ravenna e quello del 2 febbraio 1881 che ebbe epicentro a Russi (Mw 4.69). L'evento sismico più recente che ha avuto epicentro nella nostra provincia è invece quello del maggio del 2000 che si scatenò nella zona di Faenza e Brisighella con le maggiori scosse tra l'8 e il 10 maggio e una magnitudo momento di 4.82.

Si allega il riscontro del database macrosismico italiano (INGV 2015) DBMI151.

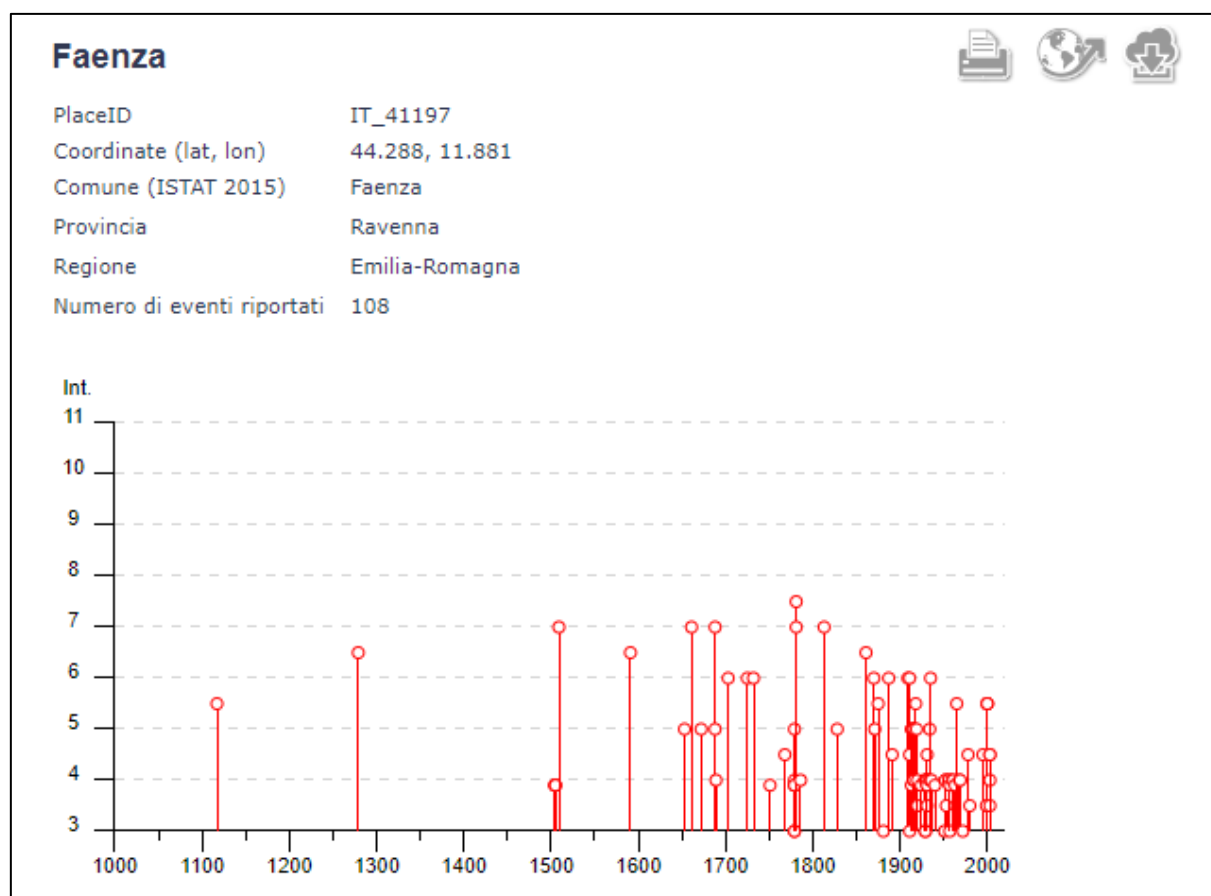


Figura 1.2-2 : Tabella dei terremoti storici

Attualmente la classificazione sismica a livello regionale è regolata dalla Delibera di Giunta Regionale n° 1164 del 23/07/2018.

Allegato A - CLASSIFICAZIONE SISMICA DEI COMUNI DELL'EMILIA-ROMAGNA

Codice ISTAT 2001	Provincia	COMUNE	Anno di			Categoria secondo la classificazione precedente (Decreti fino al 1984)	Categoria secondo la proposta del GdL del 1998	Zona ai sensi del presente documento (2003)
			prima classificazione	declassificazione	riclassificazione			
8039006	RA	CASTEL BOLOGNESE	1983			II	II	4
8039007	RA	CERVIA	1983			II	II	2
8039008	RA	CONSELICE	1983			II	II	2
8039009	RA	COTIGNOLA	1983			II	II	2
8039010	RA	FAENZA	1983			II	II	2
8039011	RA	FUSIGNANO	1983			II	II	2
-----	--	-----	----			--	--	-

1.3 Utilizzo della documentazione esistente

Il materiale precedentemente indicato è stato utilizzato dal sottoscritto ai fini della presente Valutazione di Sicurezza; partendo infatti dagli elaborati esistenti dei progetti di costruzione è stata impostata la campagna d'indagini che nel seguito verrà meglio esplicitata.

Sulla base di quanto riportato nei capitoli 5 e 8 delle NTC 2018 e meglio esplicitati nella Circ. n° 7 del 21/01/2019, il livello di conoscenza da attribuire ad una struttura esistente dipende dalla presenza di documentazione dell'epoca di costruzione, dal rilievo e dalle indagini sui materiali effettuate.

Sulla base del Livello di Conoscenza attribuito alla struttura si applicheranno gli opportuni Fattori di Confidenza alle caratteristiche dei vari materiali, come da § C8.5.4 Circ6/2019:

Livello di Conoscenza LC	Fattore di Confidenza FC
LC1	1.35
LC2	1.20
LC3	1.00

È evidente come un più elevato Livello di Conoscenza, seppur preveda un maggior impegno iniziale ai fini della Valutazione della Sicurezza, possa consentire di ridurre tutti quei fattori che portano ad una sottostima del reale stato di conservazione dell'opera e della sua vita residua.

Trattandosi in questo caso di un'opera di Classe d'Uso III il raggiungimento di un più elevato Livello di Conoscenza permetterebbe di valutare al meglio lo stato attuale dell'opera e calibrare opportunamente gli interventi di miglioramento che dovessero rendersi necessari.

Sulla base del §C.8.5.4.2, relativo alle strutture in calcestruzzo armato, i Livelli di Conoscenza vengono così distinti:

Livello di Conoscenza	Geometrie	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	FC
LC1	Da disegni originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e indagini limitate in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e prove limitate in situ	1.35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con indagini limitate in situ; in alternativa indagini estese in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con prove limitate in situ; in alternativa da prove estese in situ	1.20
LC3		Elaborati progettuali completi con indagini limitate in situ; in alternativa indagini esaustive in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con prove estese in situ ; in alternativa da prove esaustive in situ	1.00

Come già evidenziato l'Amministrazione è stata in grado di fornire tutto il materiale a sua disposizione relativo al progetto originale di costruzione.

Sulla base delle indicazioni fornite dal §C.8.5.1 della Circ7/2019 risultano noti i seguenti punti che riguardano la costruzione stessa:

- l'epoca di costruzione;
- le norme tecniche dell'epoca di costruzione;
- la forma originaria e le successive modifiche;
- i materiali utilizzati.

È stato poi eseguito dal sottoscritto, con l'aiuto di alcuni collaboratori, un rilievo della struttura ai fini di confrontare lo stato di fatto con gli elaborati di progetto e di individuare:

- La coerenza con gli elaborati architettonici e strutturali (ove confrontabili);
- Eventuali deformazioni, dissesti e quadri fessurativi.

Il rilievo ha confermato la coerenza di buona parte degli elementi strutturali con il progetto a disposizione, non è stato rilevato un particolare stato di degrado dei vari elementi, generalmente risultati coperti dalle finiture architettoniche.

Sulla base del §C8.5.4.2 anche la conoscenza più o meno dettagliata delle caratteristiche dei materiali utilizzati concorre a definire il Livello di Conoscenza della struttura.

Nella tabella sottostante sono indicate le quantità di prove da eseguire per poter raggiungere ciascun Livello di Conoscenza.

Tabella C8.5.V – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prova per edifici di c.a.

Livello di Indagini e Prove	Rilievo (dei dettagli costruttivi) ^(a)	Prove (sui materiali) ^{(b)(c)(d)}
	Per ogni elemento "primario" (trave, pilastro)	
<i>limitato</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
<i>esteso</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
<i>esaustivo</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

La Circolare, al punto C8.5.4.2, nota a) cita: *"Nel controllo del raggiungimento delle percentuali di elementi indagati ai fini del rilievo dei dettagli costruttivi si tiene conto delle eventuali situazioni ripetitive, che consentano di estendere ad una più ampia percentuale i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte di una serie con evidenti caratteristiche di ripetibilità, per geometria e ruolo uguali nello schema strutturale."*

Sulla base degli elaborati strutturali a disposizione si notano numerosi elementi che si ripetono ai vari piani (travi con identiche sezioni e carichi equivalenti, pilastri con stessa sezione e armatura).

Una volta ottenuti i risultati della campagna diagnostica effettuata e dei rilievi geometrici strutturali si è proceduto con la definizione del modello di calcolo dell'edificio esistente mediante l'utilizzo di un software agli elementi finiti utilizzando la geometria come indicata negli elaborati originali e le caratteristiche dei materiali come nel seguito indicato.

2 Conoscenza del manufatto

2.1 Descrizione generale dell'opera

Nel seguito si riportano tutti i dati utili all'identificazione e qualificazione della struttura, sia dal punto di vista geometrico che da quello strutturale.

2.1.1 *Contesto ambientale*

L'edificio oggetto della presente è situato nel comune di Faenza, in via Alessandro Manzoni, 11.

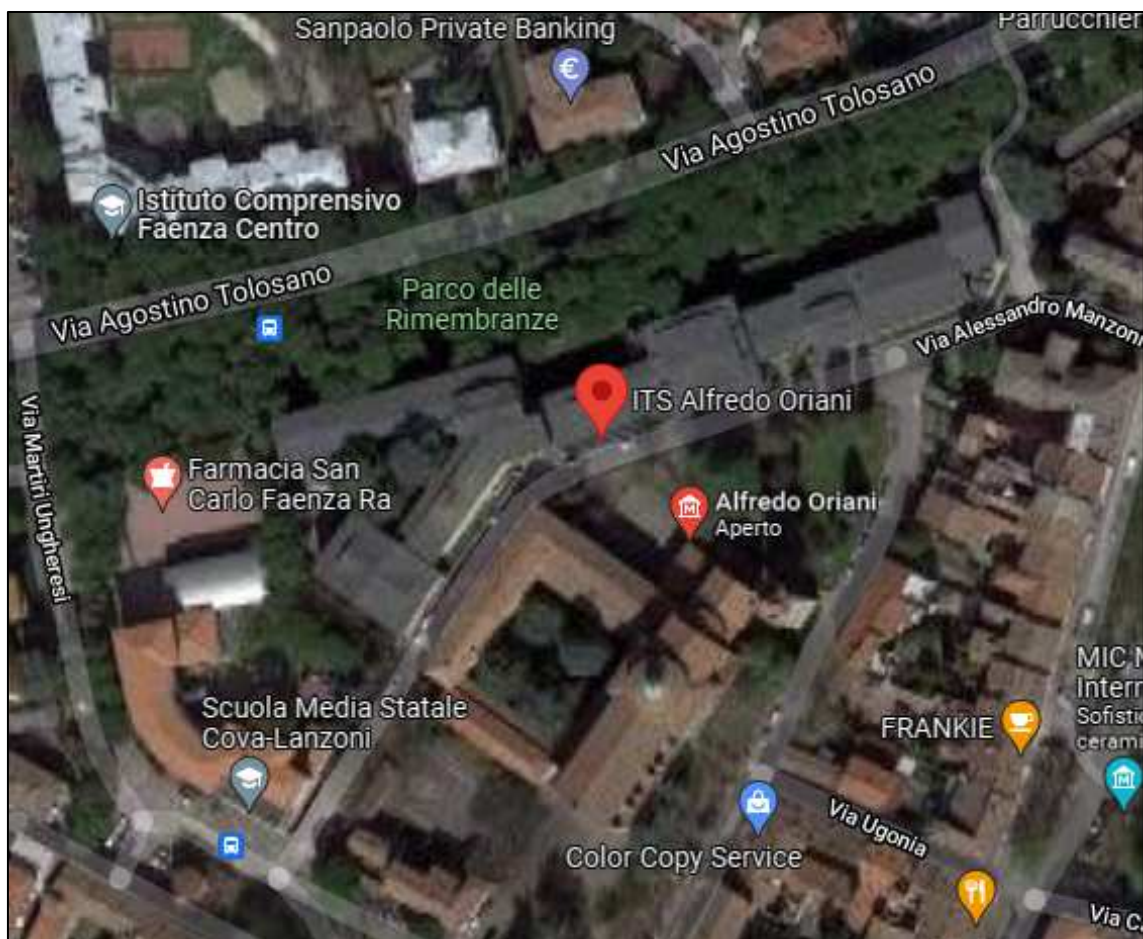


Figura 2.1-1 : Coordinate geografiche Latitudine 44.290138; Longitudine 11.878814 (fonte google maps)

Il fabbricato è isolato dal resto delle edificazioni circostanti anche se nelle immediate vicinanze sono presenti alcune residenze e la sede di un ateo Istituto di Istruzione Superiore.

Le informazioni che seguono sono state estrapolate dalla Relazione Geologica allegata alla presente, redatta dal Geol. Rodolfo Baroncioni in data 14/09/2021.

2.1.1.1 Stratigrafia e tipo di terreno

Il territorio del comune di Faenza appartiene al bordo del settore Emiliano del bacino sedimentario padano, costituito da una successione ciclica di depositi marini, deltizi, alluvionali, lagunari e palustri che poggiano su un substrato con una complessa configurazione a pieghe. Queste hanno una disposizione assiale parallela alle principali linee strutturali appenniniche, ovvero NW – SE ed hanno condizionato la successiva disposizione verticale della coltre sedimentaria che presenta spessori notevoli e variabili dai circa 1500 m ai 2000 m. In conseguenza della molteplicità degli ambienti deposizionali i sedimenti presentano una elevata variabilità litologica degli strati, con presenza di limi, argille, sabbie, ghiaie e miscele tra di esse.

Nello stralcio riportato in fig. 6.1 sono evidenziati gli aspetti morfologici e strutturali che caratterizzano il territorio in cui è inserita l'area in oggetto. Si nota l'indicazione di alcuni sovrascorrimenti profondi dedotti, e la presenza dell'isobata della base del pliocene, corrispondente a -4000 m.

Il lotto in oggetto è parte integrante di una porzione di territorio con andamento sub pianeggiante che si articola a una quota di circa 38/39 m s.l.m. La monotonia locale è interrotta dal rilievo delle antiche mura che si elevano, rispetto alle aree circostanti, di circa 2,00 m.

L'assetto geologico è caratterizzato da un deposito di piana alluvionale appartenente al Sintema Emiliano Romagnolo superiore – subsistema di Ravenna che è indicato con la sigla AES8. Questi costituisce l'elemento sommitale dell'Allo formazione Emiliano – Romagnola Superiore (AES) ed è composto da sabbie, argille e limi di ambiente alluvionale organizzati in corpi lenticolari, nastriformi, tubolari e cuneiformi di spessore plurimetrico. La tessitura è sabbiosa.



Figura 2.1-2 : Stralcio carta geologica da archivio cartografico regione E.R.

Allo scopo di verificare la tipologia dei terreni indagati sono state eseguite tre prove penetrometriche statiche con punta elettrica, una MASW e due HVSR, ubicate come da figura che segue.

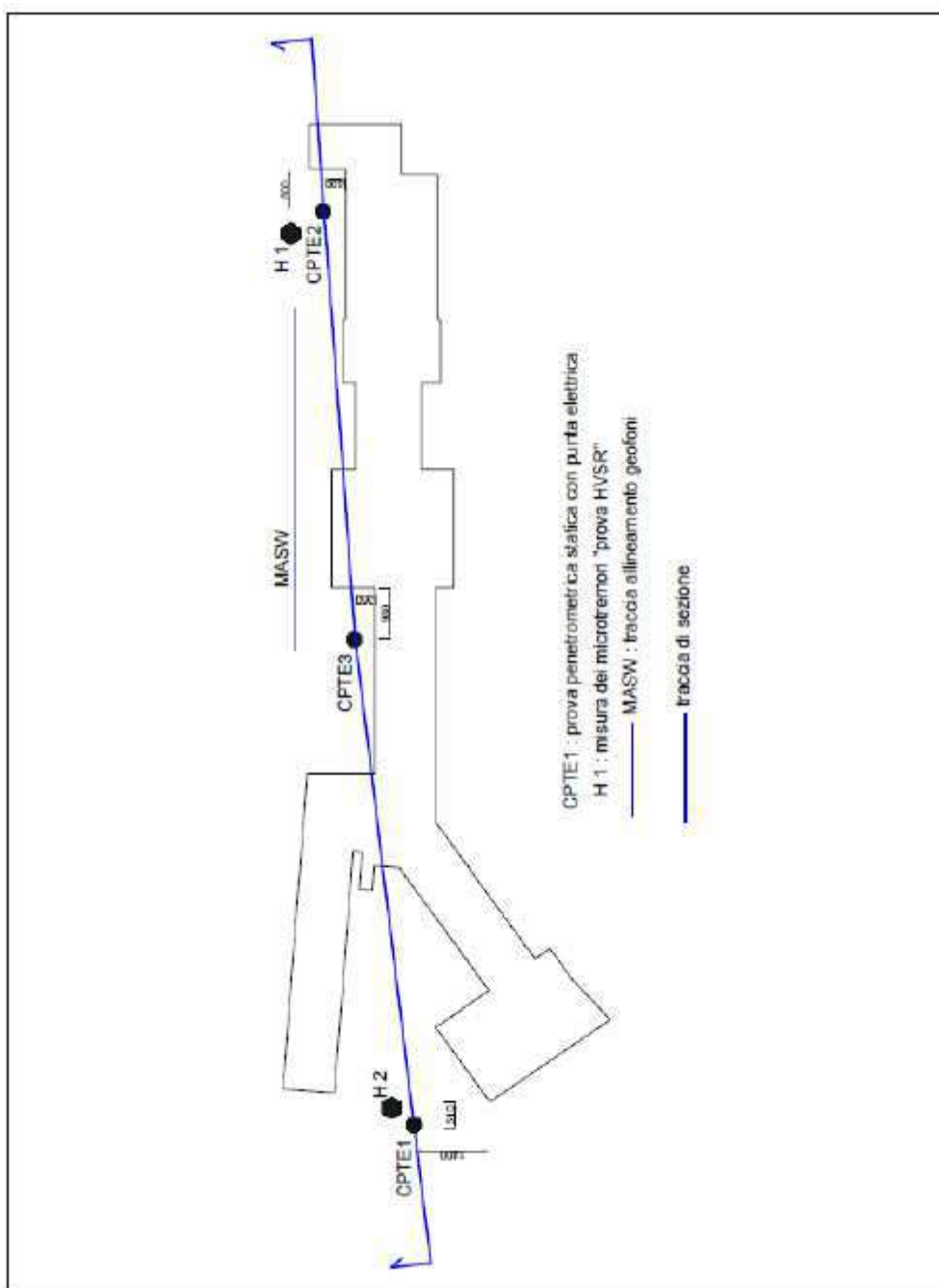


Figura 2.1-3 : Tavola posizione prove

I terreni del lotto sono stati indagati con tre prove penetrometriche statiche con punta elettrica. Tramite il loro esito si è appurata una situazione stratigrafica caratterizzata da un deposito alluvionale costituito da una successione di limi talora sabbiosi e/o argillosi passanti a ghiaie. Il deposito è sede di una falda freatica stabile attestata alla profondità di 10.50 m. 11.70 m. La presenza in superficie di terreni a matrice prevalentemente limoso sabbiosa comporta una buona filtrazione verticale delle acque, ma va considerato che l'istituto è inserito nel contesto urbano, in cui marcata è l'impermeabilizzazione e dove è presente un reticolo fognate in cui viene incanalata la maggioranza delle acque di precipitazione. In relazione alle verifiche analitiche si può affermare che in caso di sisma, con conseguente processo di liquefazione, i danni attesi sono da considerarsi di molto scarsa/scarsa entità.

PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

CPTE1

Unità	Ht	Hb	φ^*k	φ^*kk	c'_k	c'_{kk}	cu_k	cu_{kk}	Eed_k	Eed_{kk}	Ey_k	Ey_{kk}	γ_{kk}
	(m)	(m)	(°)	(°)	(Kpa)	(Kpa)	(Kpa)	(Kpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(KN/m³)
A1	0.00	2.85	31.6	33.1	-	-	-	-	37.63	55.71	30.03	44.45	18.9
B1	2.85	8.79	35.6	37.5	-	-	-	-	71.19	93.21	56.80	74.37	18.9
C1	8.79	12.13	22.5	24.1	11.0	15.2	105.3	146.3	10.41	18.90	42.53	56.54	18.5
D1	12.13	15.05	37.8	40.6	-	-	-	-	101.74	132.70	81.18	105.87	18.8

Tab.9

CPTE2

Unità	Ht	Hb	φ^*k	φ^*kk	c'_k	c'_{kk}	cu_k	cu_{kk}	Eed_k	Eed_{kk}	Ey_k	Ey_{kk}	γ_{kk}
	(m)	(m)	(°)	(°)	(Kpa)	(Kpa)	(Kpa)	(Kpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(KN/m³)
A2	0.00	2.13	24.0	29.7	-	-	-	-	17.97	36.22	14.34	28.90	18.7
B2	2.13	13.45	22.1	24.4	9.8	16.1	93.8	154.7	8.79	19.38	34.84	58.47	18.7
C2	13.45	15.76	39.3	41.1	-	-	-	-	103.86	133.84	82.87	106.79	18.8

Tab.10

CPTE3

Unità	Ht	Hb	φ^*k	φ^*kk	c'_k	c'_{kk}	cu_k	cu_{kk}	Eed_k	Eed_{kk}	Ey_k	Ey_{kk}	γ_{kk}
	(m)	(m)	(°)	(°)	(Kpa)	(Kpa)	(Kpa)	(Kpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(KN/m³)
A3	0.00	2.12	25.5	30.4	-	-	-	-	14.15	38.78	11.29	30.94	18.6
B3	2.12	12.40	19.9	23.6	4.9	12.5	44.0	116.9	2.02	15.97	22.70	52.42	18.6
C3	12.40	14.62	38.1	39.3	-	-	-	-	108.64	126.06	86.68	100.58	18.9

Tab.11

Figura 2.1-4 : Parametri geotecnici caratteristici

2.1.2 Sistema costruttivo

Tutti i corpi di fabbrica oggetto della presente sono realizzati con telaio spaziale in c.a. e solai in laterocemento.

Nello specifico il corpo L presenta le seguenti caratteristiche:

- Forma rettangolare;
- Fondazioni realizzate mediante travi rovesce bidirezionali in c.a.;
- Pilastri e travi di impalcato in c.a. Le travi principali sono ricalate all'intradosso, quelle secondarie ricalate in spessore di solaio;
- Solaio in latero cemento di spessore 20+6 cm;
- Tamponamenti in laterizio forato spessore 20 cm;
- Copertura inclinata non praticabile;
- Sottotetto accessibile per sola manutenzione.

2.1.3 Destinazione d'uso

Il fabbricato oggetto della presente è stato progettato e costruito per specifico uso scolastico, ed è attualmente adibito ad Istituto di Istruzione secondaria. Lo sviluppo planimetrico e strutturale rispecchia l'utilizzo previsto in quanto si nota come priorità sia stata data all'ideale creazione di spazi di tipo didattico. L'intera struttura è quindi caratterizzata dalla classe d'uso III ai sensi delle NTC2018 par. 2.4.2.

2.1.4 Caratteristiche dimensionali:

2.1.4.1 Corpo L

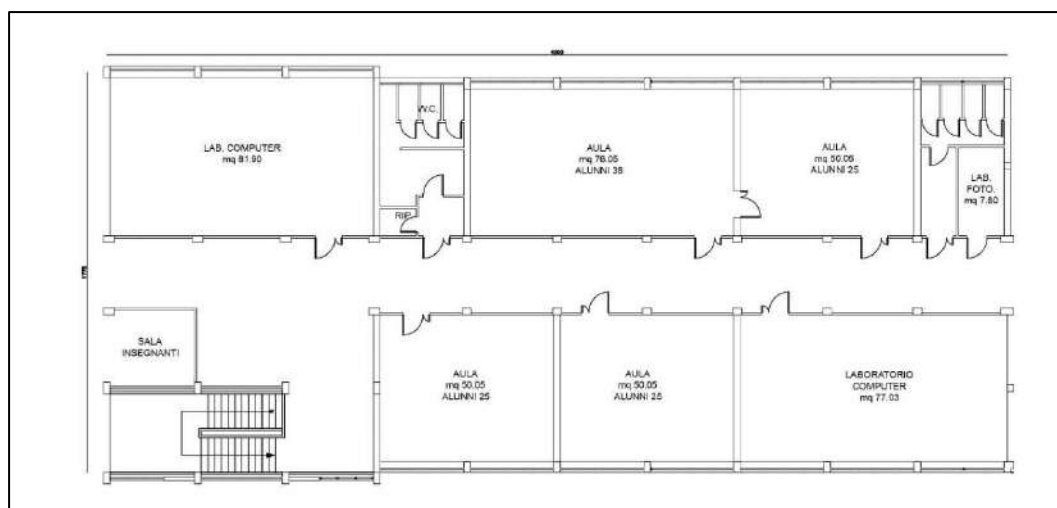


Figura 2.1-5 : Piano tipo corpo L

Piano	Corpo L
Piano seminterrato	705 mq
Piano terra	705 mq
Piano primo	705 mq
Piano sottotetto	705 mq
Tot.	2020 mq

2.2 Relazione sulle fondazioni

2.2.1 Tipologia di fondazioni

Le informazioni relative alla geometria delle fondazioni sono state recuperate analizzando le tavole del progetto esecutivo dell'epoca. Tutti i corpi presentano delle fondazioni a trave a T rovescia. Si riporta di seguito un estratto delle tavole considerate come riferimento nella modellazione delle fondazioni.

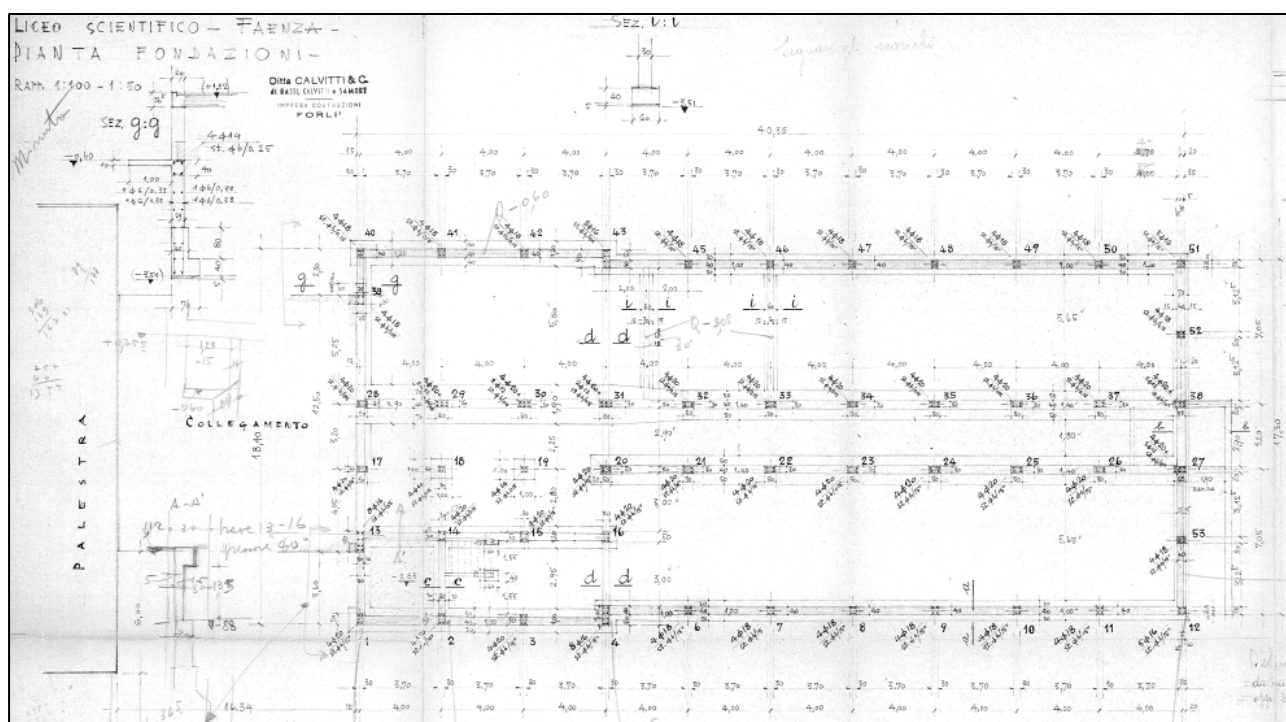


Figura 2.2-1 §Tavola travi di fondazione corpi L

3 Indagini in sito

3.1 Relazione geologica – geotecnica

Si allega alla presente la Relazione Geologica redatta in data 14/09/2021 dal Geol. Rodolfo Baroncioni.

3.1.1 Determinazione del carico limite

Si procede di seguito alla valutazione del carico limite ultimo (q_{ult}) mediante la metodologia che prende in riferimento gli esiti della prova penetrometrica statica. Per fondazioni interagenti con terreni incoerenti e/o a comportamento misto l'espressione è la seguente:

$$Q_{ult} = 2800 - 0.52(300 - 0.01xq_{cm})^{1.5}$$

Dove:

q_{cm} è la resistenza statica caratteristica prossima alla media, in Kpa, nello strato immediatamente sotto le fondazioni per uno spessore pari a $1.5 * B$ (Schmertmann) dove B = larghezza della fondazione

Gli elaborati progettuali evidenziano come le fondazioni del complesso scolastico siano state costruite con larghezza variabile e compresa nell'intervallo 100 - 180 cm ed impostate ad una profondità mediamente pari a 250 cm da piano campagna. Per tanto si procede alla stima adottando le condizioni seguenti:

- larghezza (B) = 100 cm e 180 cm
- Intradosso (D) = 250 cm

Prova penetrometrica	Intradosso fondazione	Larghezza fondazione	Resistenza statica caratteristica	Carico limite ultimo
	D	L	q_{cm}	Q_{ult}
	(cm)	(cm)	(Mpa)	(Kpa)
CPTE1	250	100	4.07 – 5.33	628 - 785
CPTE2	250	100	1.35 – 2.48	279 - 425
CPTE3	250	100	0.26 – 1.16	133 - 253

Tab. 23

Prova penetrometrica	Intradosso fondazione	Larghezza fondazione	Resistenza statica caratteristica	Carico limite ultimo
	D	L	q_{cm}	Q_{ult}
	(cm)	(cm)	(Mpa)	(Kpa)
CPTE1	250	180	3.66 – 5.78	577 - 840
CPTE2	250	180	1.91 – 2.85	352 - 473
CPTE3	250	180	0.48 – 1.64	157 - 317

Tab. 24

Figura 3.1-1 Valori carico limite e resistenza statica caratteristica

La verifica del carico limite ultimo mostra una marcata variabilità dei risultati tra le varie prove con valori medio – medio alti in tutte le prove nel caso di fondazioni compensate (valore caratteristico prossimo alla media), mentre per fondazioni non compensate (valore caratteristico prossimo al minimo) in asse con la prova CPT3 emergono risultati medio scarsi.

3.1.2 Costante di Winkler

A partire dai risultati ottenuti dalle CPTE, è stato possibile determinare la Q ultima utile per definire la costante di Winkler. In particolare, si possono osservare dei valori differenti in relazione alla posizione della prova e in relazione a due condizioni, nonché valore al caratteristico prossimo al minimo e valore prossimo alla media. In riferimento a quanto riportato nella figura precedente si è optato considerando due diverse costanti di Winkler nel modello. La prima ottenuta a partire dalla media dei valori Q_{ult} della CPTE1 e applicata ai corpi A-B-C-C1; la seconda è stata ottenuta dalla media dei valori delle CPTE2-3 ed è stata applicata ai corpi D-E-LC-L-LA.

Per il calcolo del modulo di reazione verticale si sono utilizzate le formule riportate da J. Bowles nel §9.6 del suo testo "Fondazioni. Progetto e analisi". [...] l'autore propone di calcolare approssimativamente k_s , sulla base della capacità portante fornita dal consulente geotecnico con la seguente formula: $[kN/mc] k_s = 40 \cdot (FS) \cdot q_a$ nel quale q_a va espresso in kPa. La formula si ottiene considerando che $q_a = q_{ult}/FS$.

- CPTE1 $K_{w,statico} = 40 \cdot q_{ult} = 40 \cdot 707 \text{ KPa} = 28280 \text{ kN}/m^3 = 2,83 \text{ kg}/cm^3$
- CPTE2 $K_{w,statico} = 40 \cdot q_{ult} = 40 \cdot 332 \text{ KPa} = 13280 \text{ kN}/m^3 = 1,33 \text{ kg}/cm^3$
- CPTE3 $K_{w,statico} = 40 \cdot q_{ult} = 40 \cdot 215 \text{ KPa} = 8600 \text{ kN}/m^3 = 0,9 \text{ kg}/cm^3$

In definitiva per i corpi A-B-C-C1 è stata considerata una costante di Winkler pari a $2,83 \text{ kg}/cm^3$, mentre per i corpi D-E-LC-L-LA una costante di Winkler pari a $1,12 \text{ kg}/cm^3$.

3.1.2.1 Modulo di reazione verticale del terreno - sismico

Il terreno soggetto alle azioni sismiche di tipo impulsivo si comporta come un substrato rigido, pertanto, la modellazione che utilizza un suolo di tipo elastico dovrebbe tener conto di una molla elastica molto rigida, con valori molto più elevati rispetto a quelli che si utilizzano rispetto al caso statico. Di contro, l'utilizzo di un suolo elastico alla Winkler con molle aventi rigidezza pari a quella del caso statico, in caso di analisi sismica, porta ad avere un comportamento meno rigido del sistema fabbricato-terreno, quindi, un periodo di vibrazione fondamentale più alto che adotta azioni sismiche di entità inferiore - e sottostimata l'azione sismica -, si ricade, infatti, in un tratto del diagramma dello spettro di risposta in cui l'accelerazione spettrale normalizzata al suolo è inferiore.

Il modello di calcolo è stato vincolato al suolo mediante un vincolo fisso, al fine di massimizzare le azioni sismiche su, sono state inoltre eseguite modellazioni dove al terreno è stata assegnata una rigidezza alla traslazione pari alla $K_w = 1,12 \text{ kg}/cm^3$ per il caso statico e

- CPTE1 $K_{w,sismico} = 10 \cdot K_{w,statico} = 28,3 \text{ kg}/cm^3$
- CPTE2 $K_{w,sismico} = 10 \cdot K_{w,statico} = 13,3 \text{ kg}/cm^3$
- CPTE3 $K_{w,sismico} = 10 \cdot K_{w,statico} = 9 \text{ kg}/cm^3$

per il caso sismico, questi modelli sono stati utilizzati per la sola verifica delle pressioni sul terreno.

3.2 Rilievo, indagini e materiali

Si va qui ad esplicitare il percorso effettuato per caratterizzare i materiali costituenti l'impianto strutturale dell'edificio e per definire correttamente i particolari costruttivi e lo schema resistente, sia nei confronti delle azioni verticali che di quelle orizzontali.

Utile ausilio per questo capitolo sono gli elaborati dello stato di fatto e la "Documentazione fotografica".

Al presente paragrafo vengono definiti i valori caratteristici dei materiali indagati.

3.2.1 Indagini diagnostiche e sondaggi ispettivi

Come riportato nei capitoli precedenti, e come è possibile riscontrare nella documentazione fotografica, l'edificio ha quasi la totalità delle strutture portanti a vista. Tuttavia, per una miglior conoscenza del fabbricato sono state eseguite numerose prove pacometriche e microdemolizioni per individuare le armature degli elementi strutturali, prelievi di armature e carotaggi sul conglomerato cementizio, oltre a prove endoscopiche sui solai. È stata inoltre rimosso l'intonaco sulla muratura portante così da poterne osservare la tipologia e la tessitura.

Da quanto sopra si sono estrapolati i Livelli di Conoscenza LC ed i conseguenti Fattori di Confidenza FC, come riportati nel §3.2.4.

3.2.2 Livello di conoscenza LC e fattore di confidenza FC

Le NTC2018, nel capitolo 8.5.4, riportano chiaramente che occorre acquisire "un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado"; ciò è fondamentale per raggiungere un adeguato Livello di Conoscenza (LC) a cui corrisponde il rispettivo Fattore di Confidenza (FC). La definizione del Livello di Conoscenza della struttura si basa sul numero di indagini in situ eseguito e sulla disponibilità del materiale di progetto originale dell'opera in oggetto. La quantificazione delle prove da eseguirsi per ciascun livello di conoscenza è definita dalla tabella C8.5.IV al §8.5.4.2 della Circolare alle NTC2018 e di seguito riportata.

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio					
Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

(*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

Figura 3.2-1 Tabella NTC2018, Livelli di Conoscenza

Si è raggiunto un livello di conoscenza LC3 che (§ C8.5.4.2 Circ7) “:si intende raggiunto quando sia stata effettuata l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato (con riferimento al § C8.5.1), la geometria della struttura sia nota in base ai disegni originali (effettuando un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni) o a un rilievo, i dettagli costruttivi siano noti, o dai disegni costruttivi originali integrati da indagini limitate in situ sulle armature e sui collegamenti presenti negli elementi più importanti, o (con riferimento al § C8.5.2) a seguito di una indagine esaustiva in

situ (i dati raccolti devono essere tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare), le caratteristiche meccaniche dei materiali siano note in base ai disegni costruttivi e ai certificati originali di prova, integrati da prove limitate in situ (se i valori ottenuti dalle prove in situ sono minori dei corrispondenti valori indicati nei certificati originali di prova, si eseguono prove esaustive in situ), o con prove esaustive in situ (con riferimento al § C8.5.3); il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1$. La valutazione della sicurezza è eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici; le informazioni raccolte sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelle riguardanti i dettagli strutturali, devono consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo."

Al § C8.5.4 viene specificato quali siano le indagini minime per poter ricadere in un livello di conoscenza LC3:

Tabella C8.5.V – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prova per edifici di c.a.

Livello di Indagini e Prove	Rilievo (dei dettagli costruttivi) ^(a)	Prove (sui materiali) ^{(b)(c)(d)}
	Per ogni elemento "primario" (trave, pilastro)	
limitato	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
esteso	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
esaustivo	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

Figura 3.2-2 Tabella NTC2018, Livelli di Conoscenza

Avendo a disposizione nel caso in esame la documentazione di progetto originale dell'epoca di costruzione. È stato possibile raggiungere un Livello di Conoscenza LC3 considerando un livello di indagini limitato in situ.

Sono state effettuate prove di caratterizzazione del cls, dell'acciaio da CA e sono state effettuate prove a campione con rilievo visivo, microdemolizioni etc. In particolare, sono state eseguite due diverse campagne diagnostiche:

1. Eseguita da ComSigma Srl nelle date 9-10-11 Agosto 2021. In tali date sono state eseguite le seguenti indagini
 - a. Nr. 78 indagini pacometriche con successiva micro-demolizione (PACi);
 - b. Nr. 14 prelievi di campioni cilindrici Ø100 mm, comprensivo di prova a rottura per compressione monoassiale e verifica profondità di carbonatazione (CAi);
 - c. Nr. 4 prelievi di barra d'armatura e successiva esecuzione di prova a trazione a rottura (BARI);
 - d. Nr. 3 indagini videoendoscopiche per l'identificazione stratigrafica delle pareti (ENDi);
 - e. Nr. 8 indagini videoendoscopiche per l'identificazione stratigrafica dei solai (STi);
 - f. Nr. 15 indagini con apparecchiatura georadar (GPRI).
2. Eseguita da Classedil Srl nelle date 1-9 Settembre 2022. In tali date sono state eseguite le seguenti indagini:
 - a. Nr. 21 indagini pacometriche con successiva micro-demolizione (PACi);
 - b. Nr. 18 prelievi di campioni cilindrici Ø100 mm, comprensivo di prova a rottura per compressione monoassiale e verifica profondità di carbonatazione (CAi);
 - c. Nr. 4 prelievi di barra d'armatura e successiva esecuzione di prova a trazione a rottura (BARI);
 - d. Nr. 6 indagini videoendoscopiche per l'identificazione stratigrafica delle pareti (ENDi);

Tali prove sono state effettuate in numero sufficiente a raggiungere un livello di conoscenza LC3 considerando la ripetibilità dei materiali e degli elementi strutturali.

3.2.3 Caratterizzazione dei materiali

Di seguito si andranno a specificare le caratteristiche numeriche dei materiali derivanti dai sopralluoghi e dalle indagini effettuate, specificando anche il loro utilizzo all'interno della modellazione numerica.

Per una miglior conoscenza del fabbricato sono state eseguite le seguenti prove:

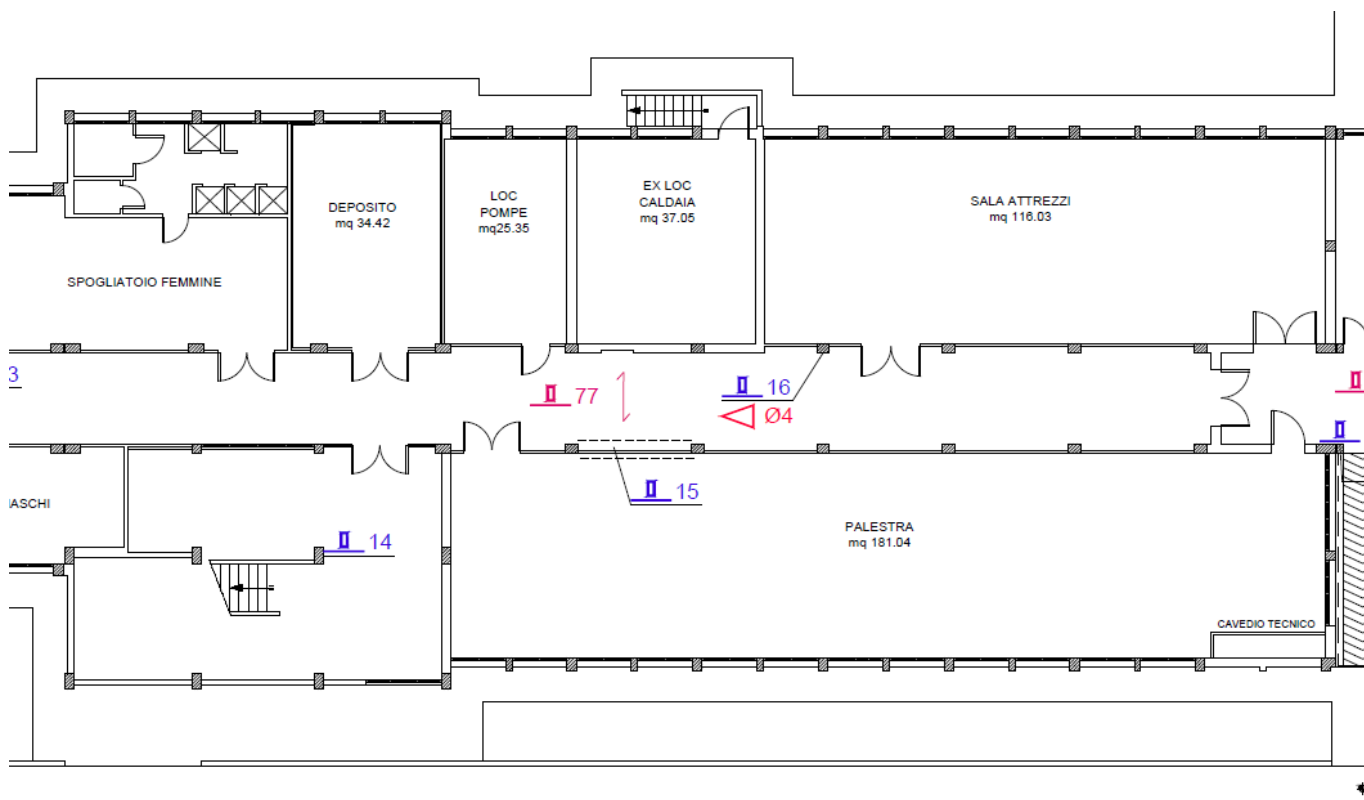
- Indagini pacometriche con relativa micro-demolizione per la verifica dei diametri dei ferri presenti;

- Prelievi di campioni cilindrici, comprensivo di prova a rottura per compressione monoassiale e verifica profondità di carbonatazione;
- Prelievo di barra d'armatura e successiva esecuzione di prova a trazione a rottura;
- Indagine per la determinazione stratigrafica del pacchetto del solaio;
- Scarifica a parete per la verifica della tipologia muraria.

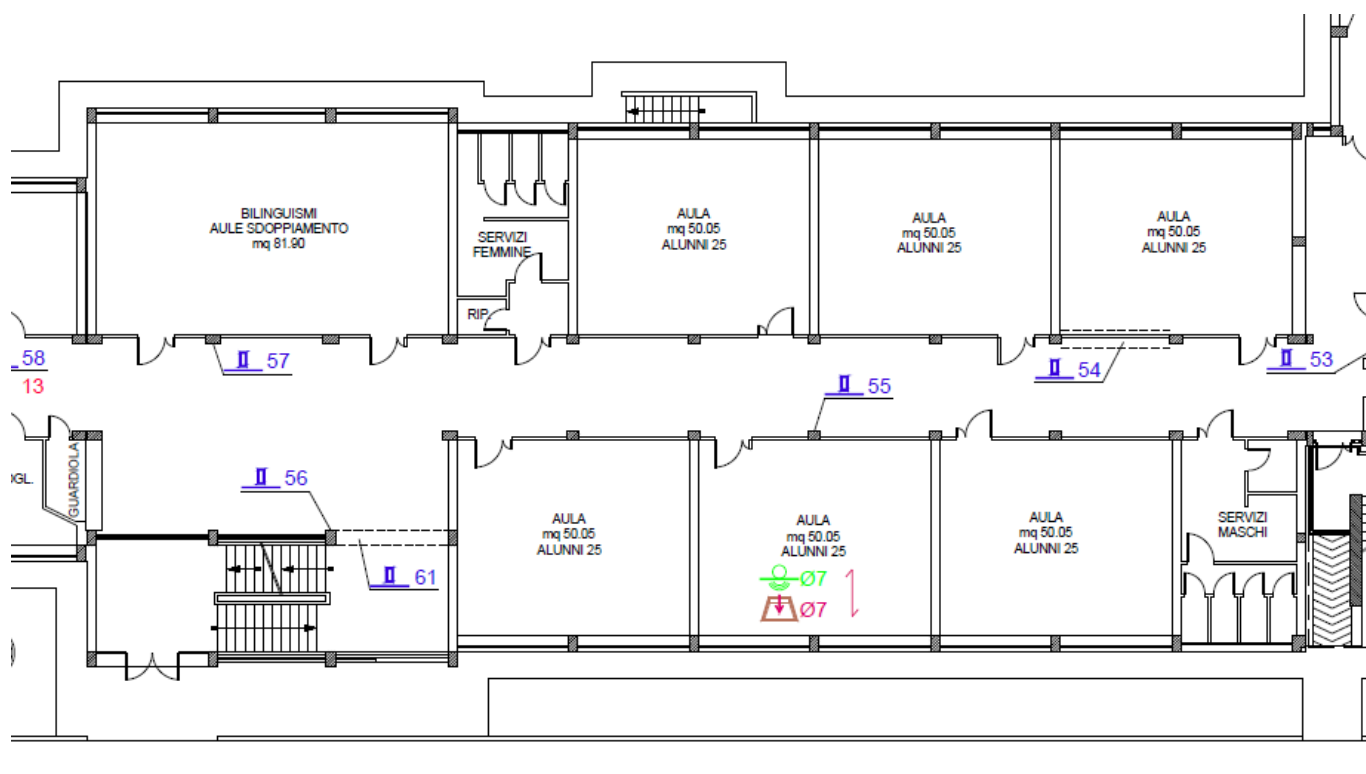
Dalle indagini eseguite si sono estrapolati i Livelli di Conoscenza LC ed i conseguenti Fattori di Confidenza FC.

Si riportano le tipologie di indagini svolte da Co.M.Sigma nelle piante e nelle legende si rimanda alla relazione specifica allegata alla presente.

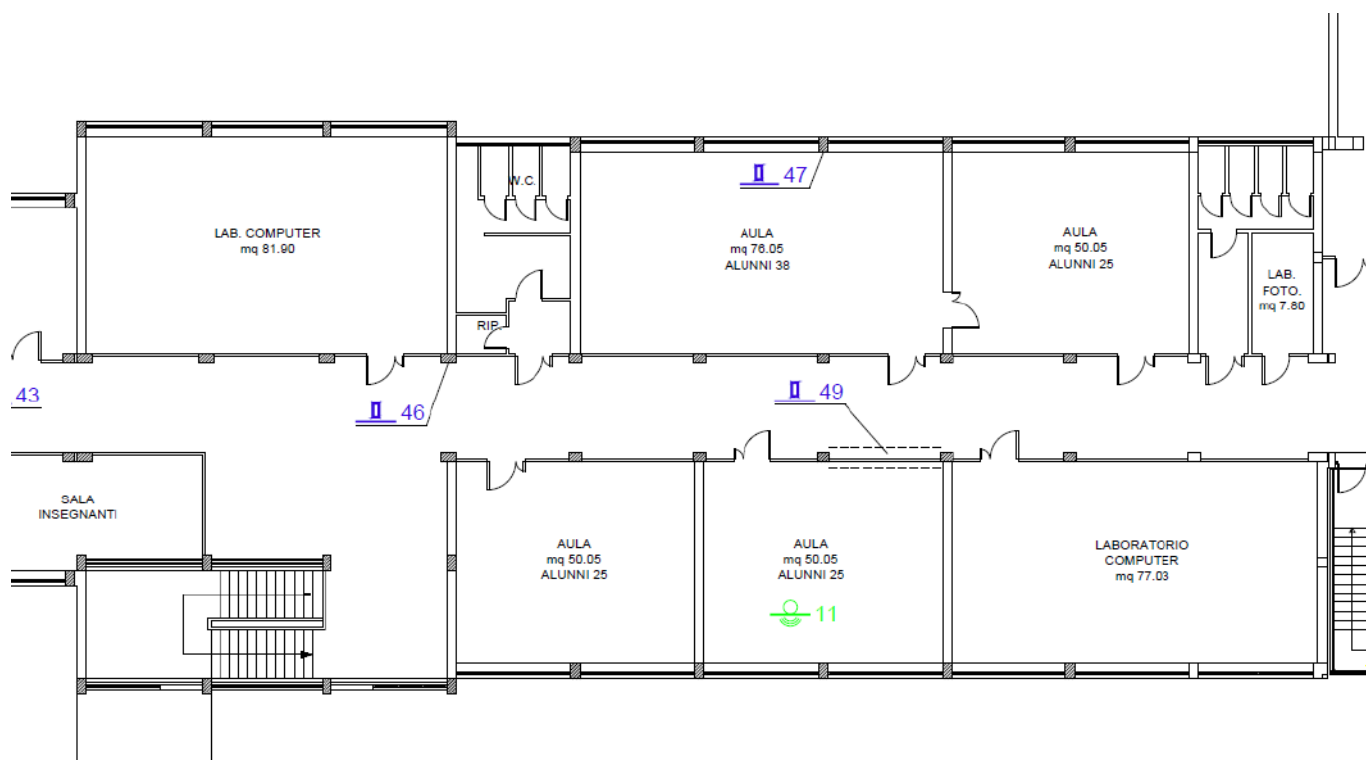
Si riportano le tipologie di indagini svolte da Co.M.Sigma nelle piante e nelle legende si rimanda alla relazione specifica allegata alla presente.



Piano seminterrato corpo L



Piano Terra corpo L



Piano Primo corpo L

Figura 3.2-3 Stralcio localizzazione prove

LEGENDA			
ID PROVA	ICONA	DESCRIZIONE PROVA	N. TOT
Pac		Pacometrie per rilievo armature	78
Ca		Prelievo di campioni cilindrici di calcestruzzo tramite carotaggi (previa individuazione di armatura con pacometro) con ripristino e successiva prova di compressione	14
Bar		Prelievo di barre d'armatura per prove di trazione e successivo ripristino	4
End		Indagine videoendoscopica	3
St		Saggio per determinazione composizione / stratigrafia pacchetto di pavimentazione	8
Gpr		Indagine con apparecchiatura georadar	15

3.2.3.1 Calcestruzzo

Nella definizione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo si è considerata la media dei risultati ottenuti durante le due campagne di diagnostica. In particolare, si è considerato un materiale differente per i vari corpi tenendo conto degli anni costruttivi differenti e soprattutto dei valori simili ottenuti dalle prove di compressione assiale dei provini di cls.

Nella definizione delle caratteristiche del calcestruzzo esistente si è tenuto conto di un fattore di disturbo che tiene conto danneggiamento arrecato in fase di prelievo del campione. In particolare, i valori medi ottenuti sono stati corretti considerando la formulazione proposta dall'American Concrete Institute 214.4-R03, nota come Metodo A.C.I. In letteratura viene definita come la relazione più completa, in quanto permette di considerare diversi parametri di disturbo.

La relazione proposta è di seguito riportata:

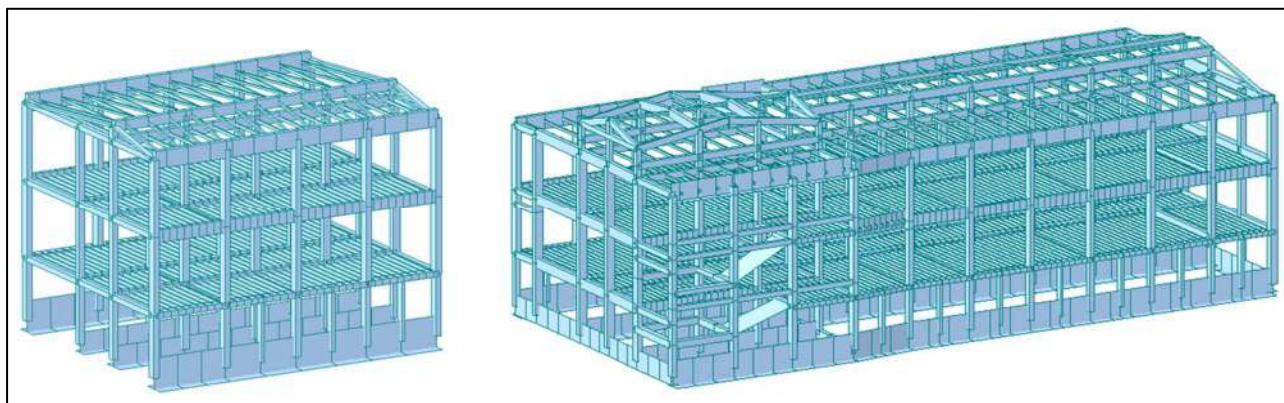
$$f_c = f_{core} \times f_{l/d} \times f_{dia} \times f_{mc} \times f_d$$

Dove:

- f_{core} : è la resistenza scaturita dalla prova di compressione del campione, espressa in MPa;
- $F_{l/d}$: correzione per forma e umidità del provino, pari a ($\alpha = 4.3 \cdot 10^{-4} \text{ mm}^2/\text{N}$):
 - $1 - (0.130 - \alpha \cdot f_{core}) \cdot (2 - l/d)^2$ per umidità del provino come prelevato;
 - $1 - (0.117 - \alpha \cdot f_{core}) \cdot (2 - l/d)^2$ per provino immerso per 48 h in acqua;
 - $1 - (0.144 - \alpha \cdot f_{core}) \cdot (2 - l/d)^2$ per provino conservato in aria secca;
- F_{dia} : correzione per diametro della carota, pari a:
 - 1.06 per diametro pari a 50 mm;
 - 1.00 per diametro pari a 100 mm;
 - 0.98 per diametro pari a 150 mm;
- F_{mc} : correzione per umidità, pari a:
 - 1.00 per umidità pari alla condizione di prelievo;
 - 1.09 per provino immersa 48 h in acqua;
 - 0.98 per provino conservato in aria secca;
- F_d : correzione per disturbo del provino dovuto al prelievo, pari a 1.06.

Tale fattore di correzione è stato applicato da ComSigma Srl direttamente nell'elaborato riassuntivo finale, mentre i valori di resistenza riportati da Classedil Srl non tengono conto del disturbo delle carote. Pertanto, nelle tabelle riassuntive riportate di seguito verranno riportati due colonne in cui si fa riferimento alla resistenza del cls: nella prima è riportata il valore come riportato nelle relazioni consegnate dalle due aziende nella seconda il valore di resistenza corretto secondo la formulazione precedentemente riportata. Si sottolinea che nel caso delle carote sottoposto a compressione da ComSigma i valori di resistenza coincidono nelle due colonne in quanto in relazione essi risultano già opportunamente corretti.

➤ Corpi LC-L



CORPO	TIPO PROVA	CODICE	PIANO	RESISTENZA (Mpa)	RESISTENZA CORRETTA
LC	Carotaggio	CA 13	Terra	5.98	5.98
L	Carotaggio	CA 04	Seminterrato	5.53	5.53
L	Carotaggio	C4	Seminterrato	7.57	6.76
LC	Carotaggio	C8	Terra	9.42	8.42
LC	Carotaggio	C13	Primo	8.87	7.92
TOT. PROVE		5	MEDIA	7.5	6.9

Rck	Fck	γ_C	FC	Fcd
6.9	5.88	1.5	1	3.9

3.2.3.2 Acciaio per strutture in c.a.

CORPO	TIPO PROVA	CODICE	PIANO	TENSIONE DI SNERVAMENTO (Mpa)	TENSIONE DI ROTTURA (Mpa)
B	Prelievo Acciaio	BAR 01	Terra	389	574
C	Prelievo Acciaio	BAR 02	Terra	385	564
D	Prelievo Acciaio	BAR 03	Seminterrato	388	561
LA	Prelievo Acciaio	BAR 04	Terra	367	550
C1	Prelievo Acciaio	B1	Terra	388	574
LC	Prelievo Acciaio	B2	Terra	390	586
A	Prelievo Acciaio	B3	Primo	398	600
L	Prelievo Acciaio	B4	Primo	401	607
TOT. PROVE		8	MEDIA	388.3	577.0

Nella definizione delle caratteristiche dell'acciaio per strutture in c.a. si è fatto riferimento alle prove eseguite nei corpi riportati in tabella. stessa. In questo caso è possibile considerare lo stesso materiale per l'intera struttura in quanto, nell'epoca costruttiva, l'acciaio utilizzato nelle opere civili era il medesimo. Tale constatazione è confermata dai valori di resistenza a snervamento e a rottura ottenuti dalle prove che risultano molto vicini tra loro come è possibile osservare dalla tabella riportata.

3.2.3.3 Caratterizzazione solai

I solai di piano di tutte le unità strutturali sono stati indagati per mezzo di indagini endoscopiche, pacometriche e microdemolizioni.

I sondaggi effettuati hanno permesso di verificare il passo delle pignatte e l'armatura presente, nonché lo spessore della soletta soprastante, riscontrando delle discordanze tra quanto riportato negli elaborati di progetto dell'epoca e quanto rilevato durante la campagna diagnostica.

Nella definizione del modello per le verifiche ai carichi gravitazionali si è utilizzata la stratigrafia riscontrata durante la fase di indagini e le armature come riportate negli elaborati di progetto, in queste ultime sono stante confermate dalle prove pacometriche e dalle microdemolizioni.

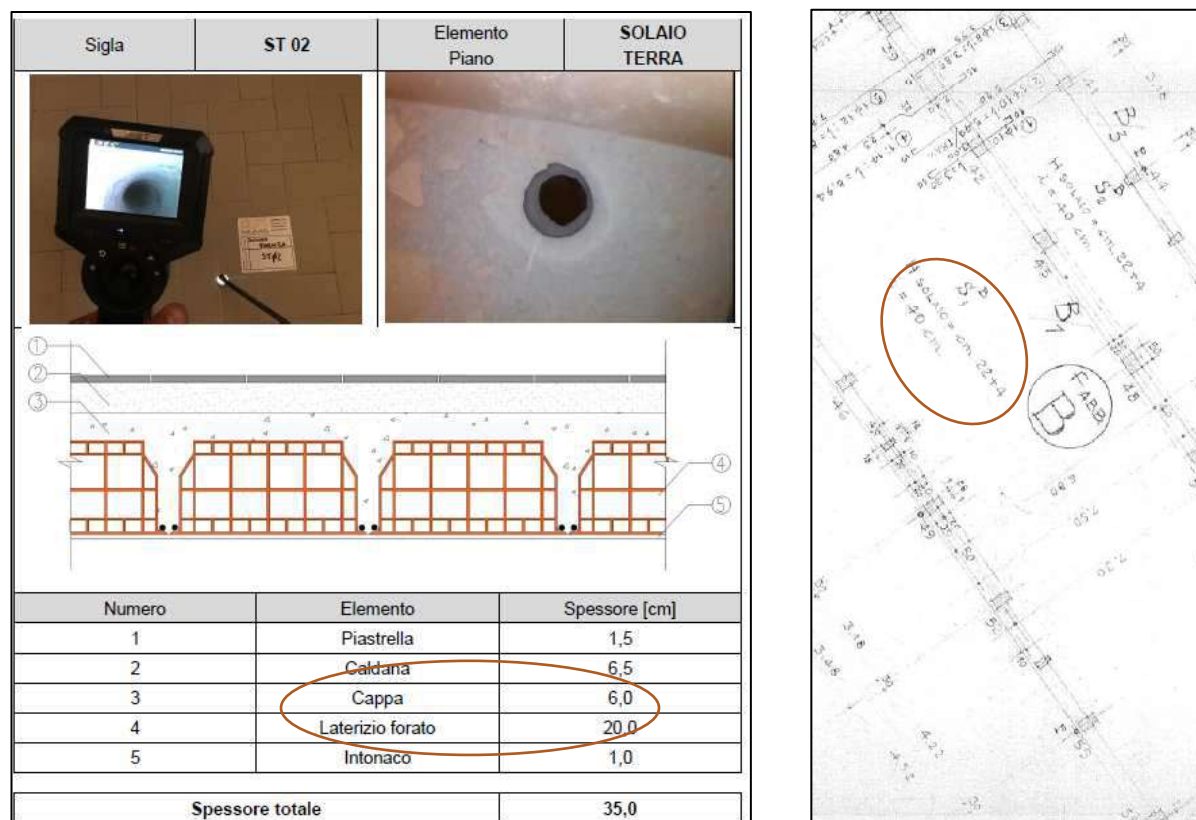


Figura 3.2-4 Differenze riscontrate

Sigla	PAC 72	Elemento Piano	SOLAIO SEMINTERRATO
			
Barre	1Ø14	Interasse	≈40 cm
Nervatura	7 cm		

Figura 3.2-5 Estratto prova pacometrica su solaio

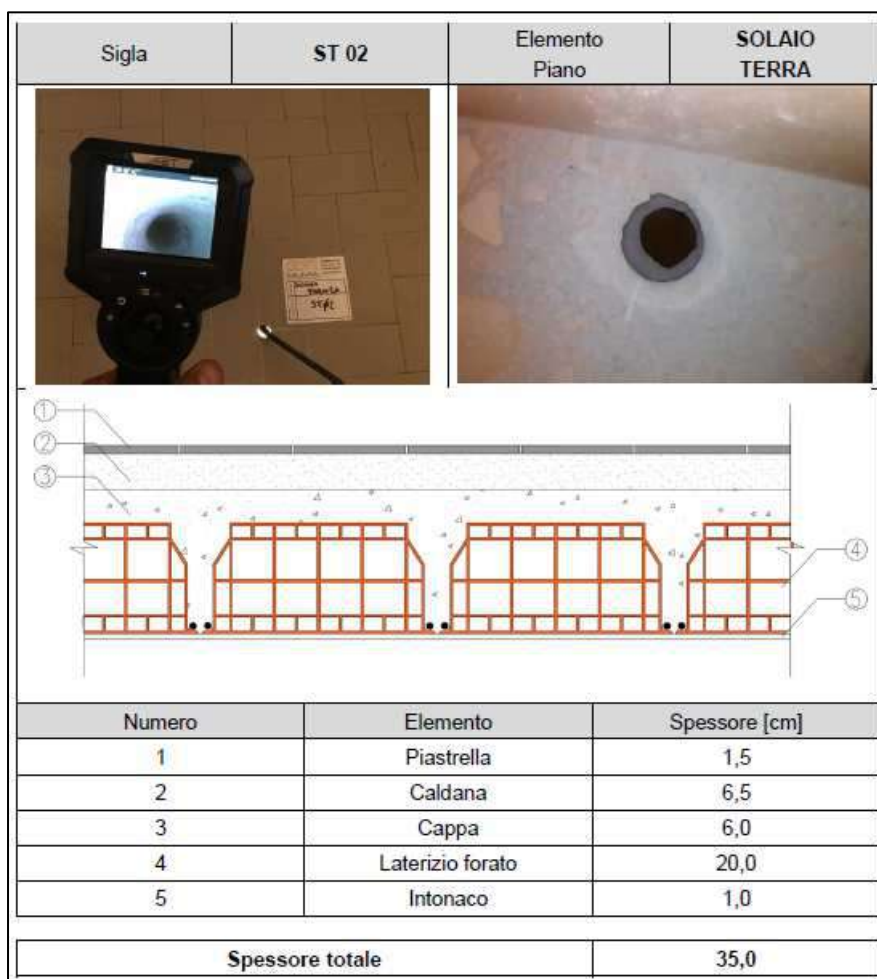


Figura 3.2-6 Estratto prova endoscopica su solaio

In data 05/08/2024 durante l'esecuzione dei lavori sui corpi A-B, sono state eseguite prove di carico sui solai, che hanno fornito risultati soddisfacenti, evidenziano deformate inferiori ai limiti di normativa, consentendo quindi ' **la dichiarazione di IDONEITA' STATICA DEI SOLAI** '.

Data l'uniformità di tipologia di solai riscontrata durante le indagini eseguite, è possibile estendere tale idoneità anche ai solai solai del corpo L.

3.2.4 Rilievo geometrico

Per la geometria si è realizzato un rilievo geometrico piano per piano degli elementi strutturali e dei solai, si è raggiunto un livello di conoscenza **LC3** (Circ7 §C8.5.2.2 e §C8.5.4.2).

3.2.5 Definizione dei carichi agenti

Di seguito si riportano i carichi agenti sull'edificio, estrapolati dove possibile dai progetti originali e adeguati alle normative vigenti.

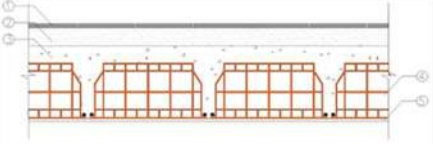
Nota bene: per gli elementi strutturali inseriti nella modellazione il peso è computato in automatico dal software di calcolo.

Dalle indagini in loco e dal progetto originale è stata riscontrata omogeneità nelle tipologie dei pilastri. Nel seguito si distinguono i carichi complessivi nel caso venga considerato o meno il peso permanente non strutturale dei tramezzi, che nella maggior parte dei casi sono in corrispondenza delle travi.

Si riportano poi i diversi sovraccarichi utilizzati per i vari ambienti.

Tutti i copri presentano il medesimo solaio ad eccezione dei corpi LC e LA. In particolare, è stato possibile definire le caratteristiche del solaio per la definizione dei carichi a partite dalla campagna diagnostica redatta.

In riferimento ai corpi A-B-C-D-L i solai presentano la seguente stratigrafia alla quale è associata la relativa analisi dei carichi riportata in forma tabellare.

Sigla	ST 01	Elemento Piano	SOLAIO TERRA
			
			
Numero	Elemento	Spessore [cm]	
1	Piastrella	1,5	
2	Caldana	6,5	
3	Cappa	6,0	
4	Laterizio forato	20,0	
5	Intonaco	1,0	
Spessore totale		35,0	

SOLAIO TIPO 20+6 interasse nervature 40cm		
peso proprio sol 20+6	3.59	kN/m ²
g1) Carico permanente strutturale	3.59	kN/m ²
Massetto sabbia cemento 7cm	1.40	kN/m ²
Pavimento	0.27	kN/m ²
intonaco	0.19	kN/m ²
tramezzi (assegnati sulle travi su cui insistono)	0.00	kN/m ²
g2) Carico permanente non strutturale	1.86	kN/m ²
q) Carico variabile distribuito cat. C 1	3.00	kN/m ²

Figura 3.2-7 Analisi dei carichi solaio

Sigla	ST 06	Elemento Piano	SOLAIO TERRA
-------	-------	-------------------	-----------------

<table border="1"> <thead> <tr> <th>Numero</th><th>Elemento</th><th>Spessore [cm]</th></tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td><td>Linoleum e caldania</td><td>5,0</td></tr> <tr> <td>2</td><td>Cappa</td><td>4,0</td></tr> <tr> <td>3</td><td>Laterizio forato</td><td>16,0</td></tr> <tr> <td>4</td><td>Intonaco</td><td>1,0</td></tr> <tr> <td colspan="2">Spessore totale</td><td>26,0</td></tr> </tbody> </table>			Numero	Elemento	Spessore [cm]	1	Linoleum e caldania	5,0	2	Cappa	4,0	3	Laterizio forato	16,0	4	Intonaco	1,0	Spessore totale		26,0
Numero	Elemento	Spessore [cm]																		
1	Linoleum e caldania	5,0																		
2	Cappa	4,0																		
3	Laterizio forato	16,0																		
4	Intonaco	1,0																		
Spessore totale		26,0																		

SOLAIO TIPO 16+4 interasse nervature 55cm		
peso proprio sol 20+6	2.50	kN/m ²
g1) Carico permanente strutturale	2.50	kN/m ²
Massetto sabbia cemento 7cm	1.40	kN/m ²
Pavimento	0.27	kN/m ²
intonaco	0.19	kN/m ²
tramezzi (assegnati sulle travi su cui insistono)	0.00	kN/m ²
g2) Carico permanente non strutturale	1.86	kN/m ²
q) Carico variabile distribuito cat. C 1	3.00	kN/m ²

Figura 3.2-8 Analisi dei carichi solaio

Al fine di rendere il modello quanto più aderente allo stato dei luoghi, il carico dovuto dalla presenza dei tramezzi è stato applicato in corrispondenza della reale posizione degli stessi. In particolare, è stato considerato un carico distribuito su elementi pari a 4,8 kN/m.

Carico neve

Il carico da neve agente in copertura è stato determinato considerando il cap. 3.4 delle NTC 2018, secondo la seguente relazione:

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

dove:

- q_s è il carico neve sulla copertura;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura, definito al § 3.4.5;
- q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²], definito al § 3.4.2 per un periodo di ritorno di 50 anni;
- C_E è il coefficiente di esposizione definito al § 3.4.3;
- C_t è il coefficiente termico definito al § 3.4.4.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura

Faenza è un comune in provincia di Ravenna e presenta un'altitudine di 34 m.

Nella definizione delle zone come espresse nelle NTC 2018, Ravenna rientra in zona I, come di seguito descritto:

Zona I - *Mediterranea* *Alessandria*, *Ancona*, *Asti*, *Bologna*, *Cremona*, *Forlì-Cesena*, *Lodi*, *Milano*, *Modena*, *Monza Brianza*, *Novara*, *Parma*, *Pavia*, *Pesaro e Urbino*, *Piacenza*, **Ravenna**, *Reggio Emilia*, *Rimini*, *Treviso*, *Varese*:

Da cui si ottiene il seguente valore caratteristico del carico neve al suolo considerato per altitudine maggiore di 200 m.s.l.:

$$q_{sk} = 1,50 \frac{kN}{m^2} \text{ per } a_s \leq 200m$$

$$q_{sk} = 1,35 \cdot \left[1 + \left(\frac{a_s}{602} \right)^2 \right] \frac{kN}{m^2} \text{ per } a_s > 200m$$

Il coefficiente di esposizione si definisce valutando la tabella di seguito riportata, in cui in rosso è evidenziato il valore selezionato nel caso in esame.

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

Il coefficiente termico viene considerato unitario in quanto non sono presenti particolari condizioni per cui si possa considerare lo scioglimento della neve.

Il fattore di forma viene valutato in accordo alla tabella 3.4.II delle NTC 2018 di seguito riportata. Dato una inclinazione delle falde di circa 25° si è considerato un coefficiente pari a 0,80 come evidenziato nella seguente tabella.

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 - \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Determinati tutti i parametri, è possibile definire il carico da neve come segue:

$$q_s = 0,8 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 1 = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

Il carico neve è stato considerato in copertura applicato come carico lineare sulle travi.

3.2.6 Combinazione delle azioni

In accordo a quanto previsto dalle NTC 2018 al § 2.5.3 si sono definite le combinazioni di carico come segue.

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):	
$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$	(2.5.1)
– Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:	
$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$	(2.5.2)
– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:	
$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$	(2.5.3)
– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:	
$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$	(2.5.4)
– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):	
$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$	(2.5.5)
– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A _d (v. § 3.6):	
$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$	(2.5.6)

I valori caratteristici dei carichi sono stati opportunamente moltiplicati per i coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU e per i relativi Valori dei coefficienti di combinazione. Di seguito si riportano rispettivamente le tabelle 2.6.I e 2.5.I delle NTC 2018, in cui sono evidenziati i valori utilizzati.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

In accordo a quanto riportato al §8.5.5 delle NTC2018, in presenza di rilievi accurati è possibile utilizzare valori dei coefficienti di combinazioni ridotti. Nelle analisi degli edifici oggetto della presente, data la presenza di un notevole numero di indagini, si è operato considerando dei valori ridotti dei coefficienti di combinazioni per i carichi permanenti strutturali e non pari a 1,1.

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

4 Azione sismica di riferimento

4.1 Considerazioni generali

Si veda quanto riportato al capitolo 3.1. della presente relazione.

In basso è riportata la zona sismica per il territorio di Faenza, indicata nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei ministri n. 3274/2003, aggiornata con la Deliberazione della Giunta Regionale n.1435 del 21 luglio 2003 e successivamente con la n.1164 del 23 luglio 2018.

Allo stato attuale risulta classificato in zona 2 (Classificazione Sismica della Regione Emilia-Romagna).

I criteri per l'aggiornamento della mappa di pericolosità sismica sono stati definiti nell'Ordinanza del PCM n. 3519/2006, che ha suddiviso l'intero territorio nazionale in quattro zone sismiche sulla base del valore dell'accelerazione orizzontale massima (a_g) su suolo rigido o pianeggiante, che ha una probabilità del 10% di essere superata in 50 anni.

Zona sismica 2	Zona con pericolosità sismica media dove possono verificarsi forti terremoti.
-------------------	---

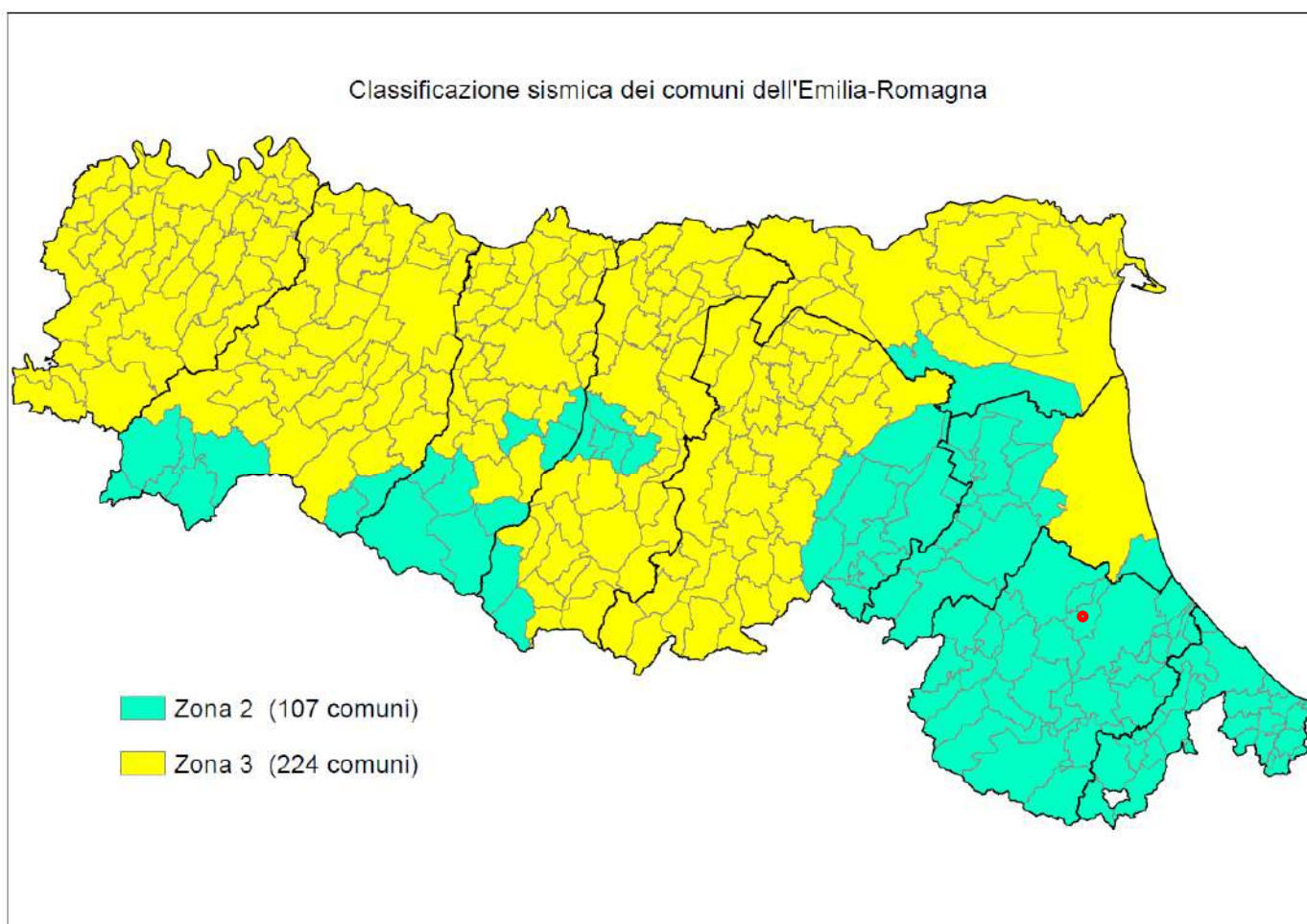


Figura 4.1-1 All.B - Delibera Num. 1164 del 23/07/2018

<i>Zona sismica</i>	<i>Descrizione</i>	<i>accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni [a_g]</i>	<i>accelerazione orizzontale massima convenzionale (Norme Tecniche) [a_g]</i>	<i>numero comuni con territori ricadenti nella zona (*)</i>
1	Indica la zona più pericolosa, dove possono verificarsi fortissimi terremoti.	$a_g > 0,25 \text{ g}$	0,35 g	703
2	Zona dove possono verificarsi forti terremoti.	$0,15 < a_g \leq 0,25 \text{ g}$	0,25 g	2.225
3	Zona che può essere soggetta a forti terremoti ma rari.	$0,05 < a_g \leq 0,15 \text{ g}$	0,15 g	2.810
4	E' la zona meno pericolosa, dove i terremoti sono rari ed è facoltà delle Regioni prescrivere l'obbligo della progettazione antisismica.	$a_g \leq 0,05 \text{ g}$	0,05 g	2.185

(*): I territori di alcuni comuni ricadono in zone sismiche diverse (ad es. il [comune di Pescorocchiano](#)).

Figura 4.1-2 Tabella riassuntiva zona sismica

4.2 Definizione dell'azione sismica

4.2.1 Coordinate del sito

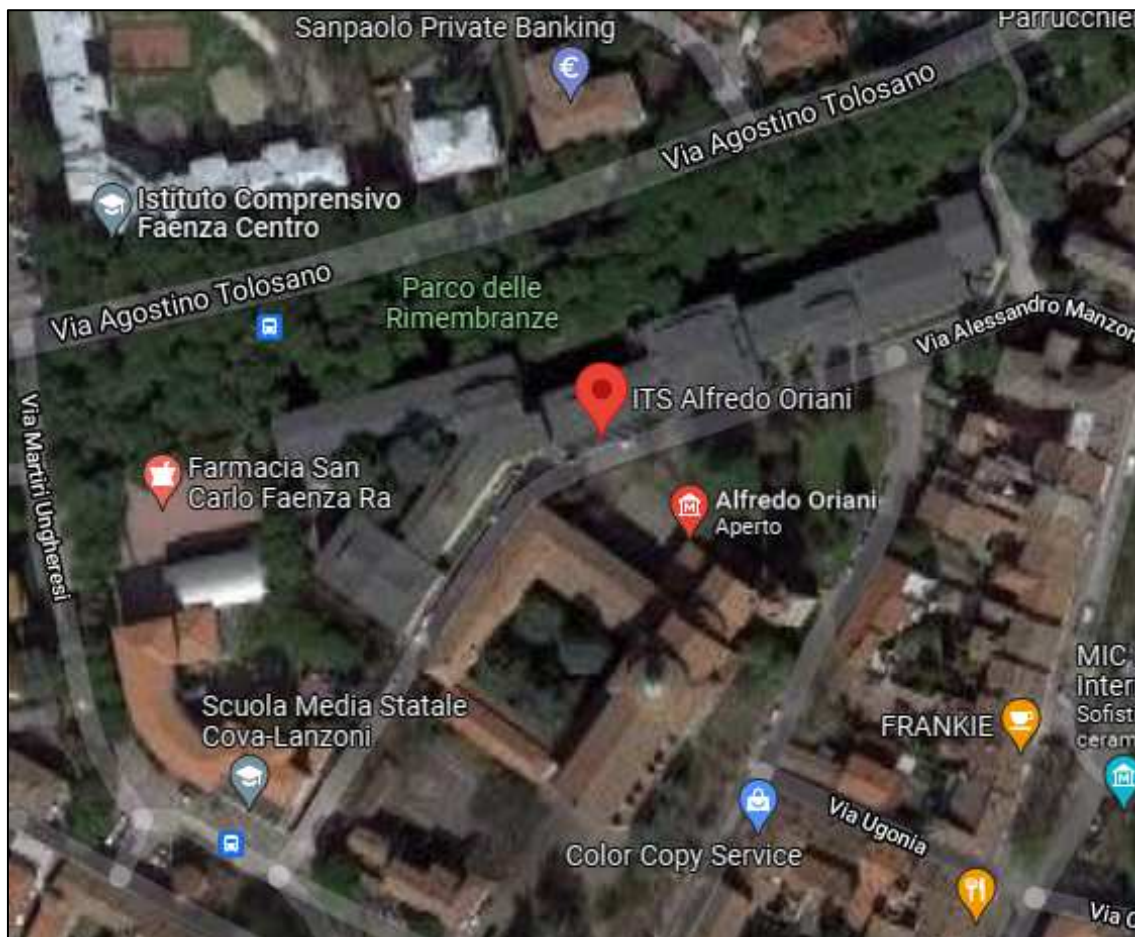


Figura 4.2-1 : Coordinate geografiche Latitudine 44.290138; Longitudine 11.878814 (fonte google maps)

4.2.2 Strategie di progettazione

4.2.2.1 Periodo di riferimento per la costruzione

Ai sensi del cap. 2.4 NTC2018, trattasi di edificio scolastico il cui uso preveda affollamenti significativi. Le analisi sono state svolte considerando la struttura in Classe III:

Vita nominale: $VN \geq 50$ anni

Classe d'uso: III (terza)

Da cui ne deriva un coefficiente d'uso $CU = 1.5$

Periodo di riferimento per l'azione sismica: $VR = VN * CU = 75$ anni

4.2.2.2 Valori di progetto

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	45
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	75
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	712
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	1462

Elaborazioni

Grafici parametri azione ☐

Grafici spettri di risposta ☐

Tabella parametri azione ☐

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

--□-- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato SLV info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo B info $S_E = 1.169$ $C_E = 1.391$ info

Categoria topografica T1 info $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info

(In quota sito, h=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☐ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) $\eta_1 = 1.000$ info

☒ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_s Regol. in altezza sì info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q_v $\eta_1 = 0.667$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta ☐

Parametri e punti spettri di risposta ☐

Spettri di risposta

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

Figura 4.2-2 : valori ricavati utilizzando il software "SPETTRI" distribuito dal C.S.LL.PP

4.2.2.3 Scelta degli stati limite da utilizzare

Ai sensi del §8.3 NTC2018, la presente valutazione della sicurezza sarà eseguita nei confronti dei soli SLU ed in particolare rispetto alle azioni sismiche, nei confronti della condizione di salvaguardia della vita umana SLV.

4.2.2.4 Categoria del sottosuolo e condizioni topografiche

Sulla base dell'indagine geologica predisposta (allegata alla presente), si possono assumere i seguenti dati (cap. 3.2.2 NTC2018):

Categoria di sottosuolo: B

Categoria topografica: T1 (pendii < 15°)

Il coefficiente di amplificazione topografica S_T sarà assunto pari a 1,00 come meglio esplicitato al § 3.3.1

4.2.2.5 Fattore di struttura

Ai sensi del §C8.7.2.4 Circ617, il fattore di struttura "q" in caso di analisi dinamica modale deve essere compreso tra 1,5 e 3 sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche.

Il sottoscritto, tenendo conto della natura della costruzione, dell'alto tasso di lavoro dei suoi elementi ai carichi statici e della tipologia costruttiva come esplicitato nel §3.4.2 e nel §5, ha ritenuto opportuno scegliere un fattore di struttura "q" pari a 1,5. In ogni caso, per tutto quanto riportato nei capitoli precedenti, il fattore di struttura non sarà utilizzato.

4.2.3 Spettri di risposta

4.2.3.1 Spettro di risposta per lo SLV

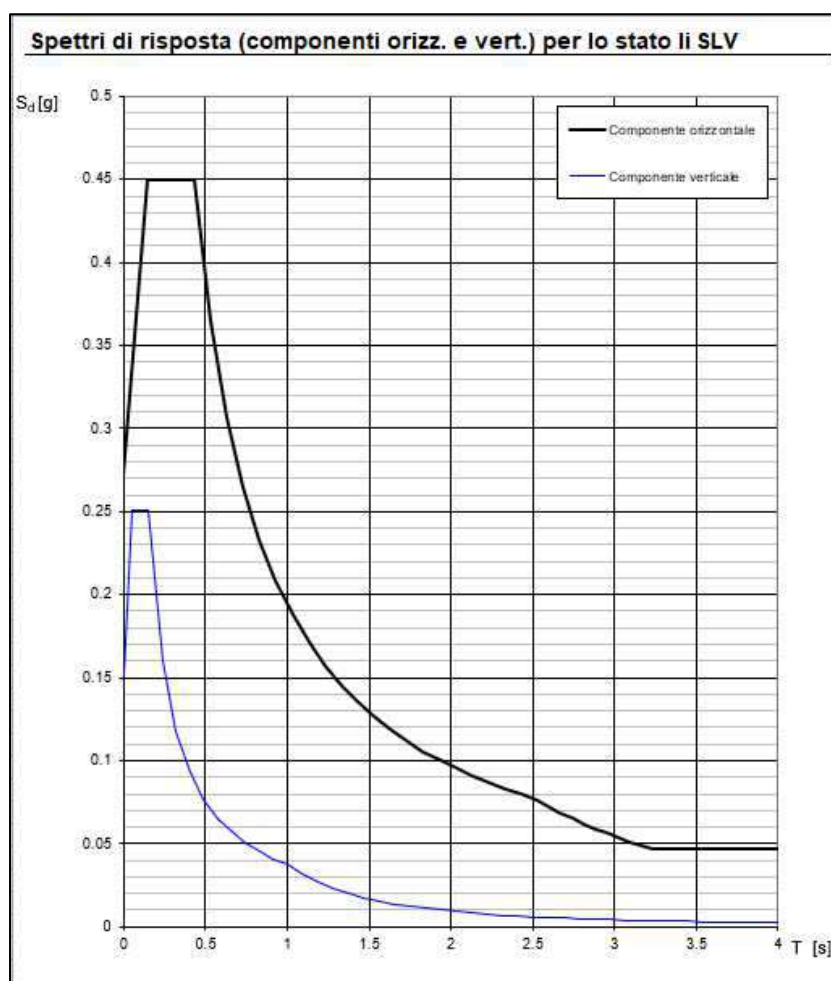


Figura 4.2-3 : valori ricavati utilizzando il software "SPETTRI" distribuito dal C.S.LL.PP

5 Indagini specialistiche

I risultati derivanti dalle tre campagne diagnostiche sono riportati al §3.5.2 della presente.

Per quanto riguarda la caratterizzazione del terreno di fondazione, è stata effettuata una indagine geologico-tecnica a cura del del Dott. Geol. Rodolfo Baroncioni.

6 Modellazione e Verifiche

In questo capitolo il sottoscritto va ad esplicitare tutti i dati utili alla comprensione della modellazione e delle verifiche effettuate con l'ausilio del solutore, per giungere alla definizione della sicurezza sulla costruzione oggetto della presente. In alcuni casi vengono riportati solo le assunzioni all'interno del software di calcolo, con i riferimenti agli approfondimenti effettuati nei capitoli precedenti.

Nota bene: Se non diversamente specificato le unità di misura sono [kN,m].

6.1 Modellazione numerica

6.1.1 *Descrizione del software*

6.1.1.1 *Descrizione del programma MIDAS GEN*

6.1.1.1 Descrizione del programma MIDAS GEN

MIDAS Gen è il software che risolve integralmente tutte le problematiche di analisi e progettazione di qualsiasi tipologia strutturale dalle più complesse alle più semplici in zona sismica e non (edifici multipiano, edifici industriali, torri, tralicci, silos, ogni tipologia di fondazione, completa interazione terreno struttura, ponti, infrastrutture stradali, strutture in muratura) con qualsiasi materiale. La libreria di elementi finiti è molto vasta e comprende beam a sezione variabile, truss resistenti a sola trazione e/o sola compressione, elementi Wall per pareti antisismiche, plate, solid, plane stress, planestrain, piastre irrigidite ortotrope, etc.

<http://en.midasuser.com/>

6.1.1.2 *Specifiche*



6.1.1.3 *Schematizzazione strutturale e criteri di calcolo delle sollecitazioni*

Gli elementi dell'impianto strutturale del fabbricato descritto nei primi capitoli della presente relazione sono stati modellati e semplificati con il metodo agli elementi finiti così da poter ottenere le sollecitazioni elementari agenti su di essi e verificarne la loro consistenza.

Il comportamento del terreno e le sue reazioni di contatto vengono assunte come suolo elastico alla Winkler. Questa teoria è basata sul presupposto che il suolo, in un punto generico, ceda proporzionalmente al valore che la componente normale della forza superficiale assume nel punto stesso; il cedimento è elastico, ed indipendente dalla forza esercitata negli altri punti. Dal punto di vista fisico, il mezzo alla Winkler può essere assimilato ad un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti, o meglio a un liquido di peso specifico k nel quale la fondazione galleggia.

Le travi ed i pilastri sono stati modellati con elementi beam, mentre la muratura portante con elementi plate; a tali elementi strutturali sono state assegnate caratteristiche geometriche (sezione) e materiche (materiale). Le opere di fondazione sono state modellate con elementi beam.

Per verificare la consistenza della struttura sottoposta ad azioni orizzontali viene interpretato l'evento sismico con un'analisi dinamica lineare (analisi modale con spettro di risposta).

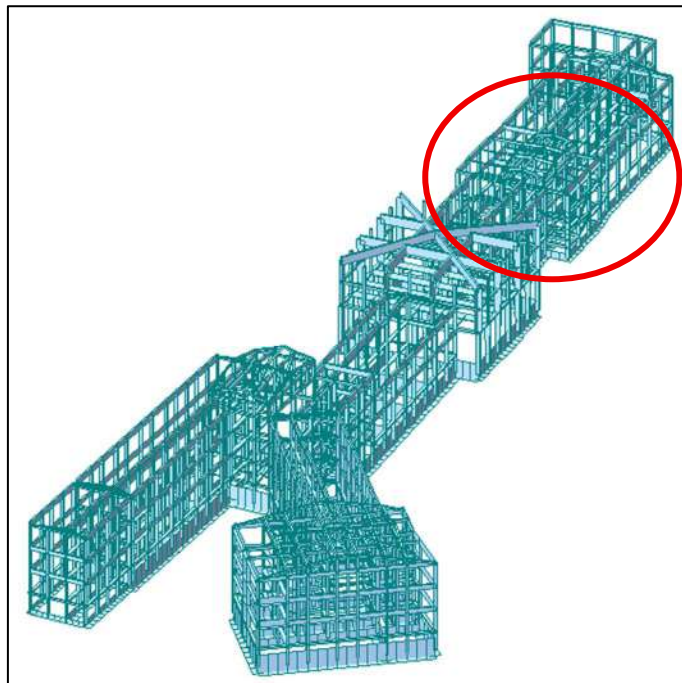


Figura 6.1-1 : vista generale modello completo

Una volta definito il modello completo dell'edificio oggetto della presente, al fine di eseguire le verifiche agli SLU ed SLV si è proceduto dividendo i vari carpi in corrispondenza dei giunti presenti e considerando ciascun corpo indipendente. A tal riguardo, in seguito, sono state analizzate le condizioni di eventuale interferenza tra i corpi adiacenti, al fine di valutarne il fenomeno del martellamento.

6.1.1.4 Affidabilità del codice utilizzato

Il sottoscritto professionista utilizza il software di cui sopra, mantenendolo sempre aggiornato alle nuove versioni ed applicazioni e utilizzando continuamente il manuale d'uso, gli esempi ed i tutorial da esso forniti; il sottoscritto professionista ritiene, anche per la tipologia di intervento, che il software di cui sopra possa essere assolutamente idoneo alla modellazione, al calcolo ed alla verifica della struttura oggetto della presente.

6.1.1.5 Altri codici di calcolo

Il sottoscritto professionista, nell'espletamento della presente, ha utilizzato anche calcolazioni manuali o fogli EXCEL, entrambi tarati per la necessità specifica e riportati nella relazione.

6.1.2 Dati generali

Nel seguito si riportano i dati utili alla comprensione delle componenti utilizzate nella modellazione effettuata; in particolare, per ciascun corpo sono stati adoperate caratteristiche dei materiali differenti a seconda dei dati ricavati dalla campagna diagnostica condotta.

6.1.2.1 Materiali

*** MATERIAL PROPERTY DATA							
NO	NAME	TYPE	MODULUS OF ELASTICITY	SHEAR MODULUS	THERMAL COEFF.	POISSON RATIO	WEIGHT DENSITY
2	CLS	CONC	2.582e+07	1.076e+07	5.556e-06	0.2	25
3	CLS Nullo	CONC	2.582e+07	1.076e+07	5.556e-06	0.2	0
5	CLS Travetti	CONC	2.582e+07	1.076e+07	5.556e-06	0.2	0
NO	NAME	TYPE	STRENGTH OF DESIGN MATERIAL				
			STEEL	CONCRETE	MAIN REBAR	SUB REBAR	
2	CLS	CONC	-	8720	3.883e+05	5.77e+05	
3	CLS Nullo	CONC	-	0	4.5e+05	4.5e+05	
5	CLS Travetti	CONC	-	0	4.5e+05	4.5e+05	

Figura 6.1-2 : Caratteristiche materiali Corpi A-B

*** MATERIAL PROPERTY DATA							
NO	NAME	TYPE	MODULUS OF ELASTICITY	SHEAR MODULUS	THERMAL COEFF.	POISSON RATIO	WEIGHT DENSITY
2	CLS	CONC	2.582e+07	1.076e+07	5.556e-06	0.2	25
3	CLS Nullo	CONC	1	0.4167	5.556e-06	0.2	0
5	CLS Travetti	CONC	2.582e+07	1.076e+07	5.556e-06	0.2	0
NO	NAME	TYPE	STRENGTH OF DESIGN MATERIAL				
			STEEL	CONCRETE	MAIN REBAR	SUB REBAR	
2	CLS	CONC	-	8660	3.883e+05	5.77e+05	
3	CLS Nullo	CONC	-	0	4.5e+05	4.5e+05	
5	CLS Travetti	CONC	-	0	4.5e+05	4.5e+05	

Figura 6.1-3 : Caratteristiche materiali Corpi C-D

*** MATERIAL PROPERTY DATA							
NO	NAME	TYPE	MODULUS OF ELASTICITY	SHEAR MODULUS	THERMAL COEFF.	POISSON RATIO	WEIGHT DENSITY
2	CLS	CONC	2.582e+07	1.076e+07	5.556e-06	0.2	25
NO	NAME	TYPE	STRENGTH OF DESIGN MATERIAL				
			STEEL	CONCRETE	MAIN REBAR	SUB REBAR	
2	CLS	CONC	-	8970	3.883e+05	5.77e+05	

Figura 6.1-4 : Caratteristiche materiali Corpi C1

*** MATERIAL PROPERTY DATA							
NO	NAME	TYPE	MODULUS OF ELASTICITY	SHEAR MODULUS	THERMAL COEFF.	POISSON RATIO	WEIGHT DENSITY
2	CLS	CONC	2.582e+07	1.076e+07	5.556e-06	0.2	25
3	CLS Nullo	CONC	2.582e+07	1.076e+07	5.556e-06	0.2	0
5	CLS Travetti	CONC	2.582e+07	1.076e+07	5.556e-06	0.2	0
NO	NAME	TYPE	STRENGTH OF DESIGN MATERIAL				
			STEEL	CONCRETE	MAIN REBAR	SUB REBAR	
2	CLS	CONC	-	5800	3.883e+05	5.77e+05	
3	CLS Nullo	CONC	-	0	4.5e+05	4.5e+05	
5	CLS Travetti	CONC	-	0	4.5e+05	4.5e+05	

Figura 6.1-5 : Caratteristiche materiali Corpo LC

*** MATERIAL PROPERTY DATA							
NO	NAME	TYPE	MODULUS OF ELASTICITY	SHEAR MODULUS	THERMAL COEFF.	POISSON RATIO	WEIGHT DENSITY
2	CLS	CONC	2.582e+07	1.076e+07	5.556e-06	0.2	25
3	CLS Nullo	CONC	1	0.4167	5.556e-06	0.2	0
5	CLS Travetti	CONC	2.582e+07	1.076e+07	5.556e-06	0.2	0
NO	NAME	TYPE	STRENGTH OF DESIGN MATERIAL				
			STEEL	CONCRETE	MAIN REBAR	SUB REBAR	
2	CLS	CONC	-	5800	3.883e+05	5.77e+05	
3	CLS Nullo	CONC	-	0	4.5e+05	4.5e+05	
5	CLS Travetti	CONC	-	0	4.5e+05	4.5e+05	

Figura 6.1-6 : Caratteristiche materiali Corpo L

*** MATERIAL PROPERTY DATA							
NO	NAME	TYPE	MODULUS OF ELASTICITY	SHEAR MODULUS	THERMAL COEFF.	POISSON RATIO	WEIGHT DENSITY
1	CLS	CONC	3.231e+07	1.346e+07	5.556e-06	0.2	25
NO	NAME	TYPE	STRENGTH OF DESIGN MATERIAL				
			STEEL	CONCRETE	MAIN REBAR	SUB REBAR	
1	CLS	CONC	-	9410	3.883e+05	5.77e+05	

Figura 6.1-7 : Caratteristiche materiali Corpo LA

6.1.2.2 Sezioni

Nella definizione delle sezioni degli elementi strutturali si è fatto riferimento al materiale a disposizione, nonché gli elaborati strutturali di progetto. A partire da questi si è operato considerando un confronto tra quello riportato nelle tavole e quanto raccolto attraverso un accurato rilievo e la campagna diagnostica. In definitiva lì dove le dimensioni degli elementi strutturali riportate negli esecutivi dell'epoca risultavano differenti da quelle riscontrate durante i sopralluoghi si è optato considerando la misura riscontrata durante il rilievo. Tali anomalie sono state riscontrate in pochi elementi strutturali, infatti la maggior parte di essi presenta dimensioni pari a quelle riportate negli elaborati a disposizione.

6.1.2.3 Fondazioni

Il capitolo §7.3 delle NTC2018 stabilisce che la verifica del sistema di fondazioni è obbligatoria solo se sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale o se si verificano determinati condizioni. Non essendovi delle particolari condizioni per le quali si possano verificare fenomeni di instabilità globale nella presente non sarà eseguita una verifica del sistema di fondazioni. A fini della modellazione esse sono state comunque modellate nel software di calcolo al fine di restituire un modello quanto più vicino possibile alla realtà. Nella modellazione delle stesse si è fatto riferimento agli elaborati esecutivi dell'epoca di costruzione.

6.1.2.4 Solai

Nel campo delle analisi sismiche degli edifici esistenti un aspetto molto importante da valutare è la presenza di un piano rigido. In particolare, è necessario definire se il comportamento del solaio di interpiano possa essere considerato come rigido o meno.

Citando a tal proposito il paragrafo §.7.2.6 delle norme tecniche per le costruzioni del 2018 (NTC 2018), si ha che: *“A meno di specifiche valutazioni e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza, gli orizzontamenti piani possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano medio a condizione che siano realizzati in calcestruzzo armato, oppure in latero-cemento con soletta in calcestruzzo armato di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in calcestruzzo armato di almeno 50 mm di spessore collegata agli elementi strutturali in acciaio o in legno da connettori a taglio opportunamente dimensionati.”* Nel caso dell'istituto oggetto di questa valutazione non è stata riscontrata la presenza di una soletta armata; pertanto, in riferimento a quanto riportato nella Circolare 2019, nella è riportato che: *“gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano se, modellandone la deformabilità nel piano, le variazioni di spostamenti di tutti i punti appartenenti al piano in esame non differiscono tra loro per più del 10%”*.

Nel caso in esame modellando la deformabilità nel piano si è osservata una variazione maggiore del 10%, pertanto nell'ambito delle verifiche sismiche si è optato per una modellazione dei solai considerando la reale rigidezza degli stessi. In particolare, si è considerato che la rigidezza dei solai risulta essere data dal contributo dei travetti, i quali sono stati implementati nel modello di calcolo.

6.1.2.5 Terreni

L'interazione tra terreno e struttura avviene mediante schematizzazione alla Winkler (§6.2.1) e non è stato necessario adottare altri modelli per il terreno.

6.1.2.6 Modellazione della rigidezza ridotta

In riferimento all'analisi sismica, come riportato nelle NTC 2018 al paragrafo §.7.2.6 nel rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali si deve tener conto della fessurazione. Per tener conto della rigidezza ridotta si è fatto riferimento a quanto riportato dallo studio di Paulay e Priestley, 1992, il quale è basato sulla riduzione del momento di inerzia della sezione in modo da ottenere un momento di inerzia equivalente al variare del tipo di sezione. In normativa è riportato che la massima riduzione di rigidezza applicabile è in ogni caso pari al 50% del modulo elastico del materiale E. in riferimento a quanto riportato in normativa, non è stato possibile operare utilizzando i valori raccomandati dallo studio di Paulay e Priestley e riportati nella tabella che segue; pertanto si è optato considerando per i pilastri un valore di inerzia pari al 70% di quella iniziale, mentre per le travi si è considerata una inerzia pari al 50% di quella iniziale.

Elemento	Range	Valori raccomandati
Rectangular beams	$0.30 \div 0.50 I_g$	$0.40 I_g$
T, L beams	$0.25 \div 0.45 I_g$	$0.35 I_g$
Columns: $P > 0.5 f'_c A_g$	$0.70 \div 0.90 I_g$	$0.80 I_g$
Columns: $P = 0.2 f'_c A_g$	$0.50 \div 0.70 I_g$	$0.60 I_g$
Columns: $P = -0.05 f'_c A_g$	$0.30 \div 0.50 I_g$	$0.40 I_g$

Figura 6.1-8 di Paulay e Priestley, 1992

6.2 Dati di definizione

Nel seguito si riportano i dati utili alla comprensione delle scelte effettuate nella modellazione.

6.2.1 *Preferenze di analisi*

Metodo di analisi	D.M. 17-01-18 (N.T.C.)
V_n	50 (§4.2.2)
Classe d'uso	III (§ 4.2.2)
V_r	75 (§ 4.2.2)
Tipo di analisi	Dinamica lineare (Analisi modale)

6.2.2 *Preferenza di verifica*

Normativa di verifica in uso

Norma di verifica D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

6.2.3 *Preferenza di analisi carichi superficiali*

I carichi di piano (carico solaio piano primo) sono stati inseriti come carichi area (floor load) agenti uni-direzionalmente sulle rispettive travi. I carichi delle tamponature sono stati applicati come carichi lineari in corrispondenza delle travi sulle quali vi è la presenza di tali elementi non strutturali. Allo stesso modo, al fine di definire un modello quanto più possibile rappresentativo della situazione reale, i carichi dovuti dalla presenza della tramezzatura sono stati applicati nella loro posizione reale. In riferimento a questo, lì dove i tramezzi non sono posizionati sulle travi, sono stati inseriti nel modello delle beam fittizie utili per posizionare il carico lineare dovuto dalla presenza delle tramezzature

6.2.4 *Carichi e combinazioni*

6.2.4.1 *Azioni di progetto sulla costruzione*

Si veda il §3.5.7 della presente.

6.2.4.2 *Condizioni elementari di carico*

LOAD CASE DATA						
NO	NAME	TYPE	SELF WEIGHT		FACTOR	DESCRIPTION
			X	Y	Z	
1	Gk1	D	0.000	0.000	-1.000	Permanenti Strutturali
2	Gk2	D	0.000	0.000	0.000	Permanenti NON Strutturali
3	Qk1	L	0.000	0.000	0.000	Accidentale Civile Abitazione
5	Qkn	S	0.000	0.000	0.000	Neve

6.2.4.3 *Combinazioni di carico*

Tutte le combinazioni di carico vengono raggruppate per famiglia di appartenenza. Nella descrizione ogni riga contiene i



coefficienti moltiplicatori della combinazione applicati alle rispettive condizioni di carico.

COMBINAZIONI 1 – 3 → Combinazioni SLU

COMBINAZIONI 4 - 35, Combinazioni SLV

COMBINAZIONE 36 → Involuppo delle combinazioni

** GENERAL				
NO	NAME	TYPE	ACTIVE	DESCRIPTION
1	gLCB1	Add	ACTIVE	$1.1D + 1.5(1.0Q_{k1})$
2	gLCB2	Add	ACTIVE	$1.1D + 1.5(1.0Q_{k1}) + 1.5(0.5Q_{kn})$
3	gLCB3	Add	ACTIVE	$1.1D + 1.5(0.7Q_{k1}) + 1.5(1.0Q_{kn})$
4	gLCB4	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.6Q_{k1}) + 1.0(1.0(1.00)(SU\ X(RS) + SU\ X(ES)) + 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) + SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) - SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) - SU\ Y(ES))$
5	gLCB5	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.6Q_{k1}) + 1.0(1.0(1.00)(SU\ X(RS) - SU\ X(ES)) + 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) - SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) + SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) + SU\ Y(ES))$
6	gLCB6	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.6Q_{k1}) + 1.0(1.0(1.00)(SU\ X(RS) + SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) + SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) - SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) - SU\ Y(ES))$
7	gLCB7	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.6Q_{k1}) + 1.0(1.0(1.00)(SU\ X(RS) - SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) - SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) + SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) + SU\ Y(ES))$
8	gLCB8	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.6Q_{k1}) + 1.0(1.0(1.00)(SU\ Y(RS) + SU\ Y(ES)) + 0.3(1.00)(SU\ X(RS) + SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) - SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) - SU\ X(ES))$
9	gLCB9	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.6Q_{k1}) + 1.0(1.0(1.00)(SU\ Y(RS) - SU\ Y(ES)) + 0.3(1.00)(SU\ X(RS) - SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) + SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) + SU\ X(ES))$
10	gLCB10	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.6Q_{k1}) + 1.0(1.0(1.00)(SU\ Y(RS) + SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) + SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) - SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) - SU\ X(ES))$
11	gLCB11	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.6Q_{k1}) + 1.0(1.0(1.00)(SU\ Y(RS) - SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) - SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) + SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) + SU\ X(ES))$
12	gLCB12	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.6Q_{k1}) + 1.0(1.0(1.00)(SU\ X(RS) + SU\ X(ES)) + 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) - SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) - SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) + SU\ Y(ES))$
13	gLCB13	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.6Q_{k1}) + 1.0(1.0(1.00)(SU\ X(RS) - SU\ X(ES)) + 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) + SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) + SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) - SU\ Y(ES))$
14	gLCB14	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.6Q_{k1}) + 1.0(1.0(1.00)(SU\ X(RS) + SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) - SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) - SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) + SU\ Y(ES))$
15	gLCB15	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.6Q_{k1}) + 1.0(1.0(1.00)(SU\ X(RS) - SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) + SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) + SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) - SU\ Y(ES))$
16	gLCB16	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.6Q_{k1}) + 1.0(1.0(1.00)(SU\ Y(RS) + SU\ Y(ES)) + 0.3(1.00)(SU\ X(RS) - SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) - SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) + SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) + SU\ Y(ES))$
17	gLCB17	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.6Q_{k1}) + 1.0(1.0(1.00)(SU\ Y(RS) - SU\ Y(ES)) + 0.3(1.00)(SU\ X(RS) + SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) + SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) - SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) - SU\ Y(ES))$
18	gLCB18	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.6Q_{k1}) + 1.0(1.0(1.00)(SU\ Y(RS) + SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) - SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) - SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) + SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) + SU\ Y(ES))$
19	gLCB19	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.6Q_{k1}) + 1.0(1.0(1.00)(SU\ Y(RS) - SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) + SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) + SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) - SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) - SU\ Y(ES))$
20	gLCB20	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.6Q_{k1}) - 1.0(1.0(1.00)(SU\ X(RS) + SU\ X(ES)) + 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) + SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) - SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) - SU\ Y(ES))$
21	gLCB21	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.6Q_{k1}) - 1.0(1.0(1.00)(SU\ X(RS) - SU\ X(ES)) + 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) - SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) + SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) + SU\ Y(ES))$
22	gLCB22	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.6Q_{k1}) - 1.0(1.0(1.00)(SU\ X(RS) + SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) + SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) - SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) - SU\ Y(ES))$
23	gLCB23	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.6Q_{k1}) - 1.0(1.0(1.00)(SU\ X(RS) - SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) - SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) + SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) + SU\ Y(ES))$
24	gLCB24	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.6Q_{k1}) - 1.0(1.0(1.00)(SU\ Y(RS) + SU\ Y(ES)) + 0.3(1.00)(SU\ X(RS) + SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) - SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) - SU\ X(ES))$
25	gLCB25	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.6Q_{k1}) - 1.0(1.0(1.00)(SU\ Y(RS) - SU\ Y(ES)) + 0.3(1.00)(SU\ X(RS) - SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) + SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) + SU\ X(ES))$
26	gLCB26	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.6Q_{k1}) - 1.0(1.0(1.00)(SU\ Y(RS) + SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) + SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) - SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) - SU\ X(ES))$
27	gLCB27	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.6Q_{k1}) - 1.0(1.0(1.00)(SU\ Y(RS) - SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) - SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) + SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) + SU\ X(ES))$
28	gLCB28	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.6Q_{k1}) - 1.0(1.0(1.00)(SU\ X(RS) + SU\ X(ES)) + 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) - SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) - SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) + SU\ Y(ES))$
29	gLCB29	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.6Q_{k1}) - 1.0(1.0(1.00)(SU\ X(RS) - SU\ X(ES)) + 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) + SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) + SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) - SU\ Y(ES))$
30	gLCB30	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.6Q_{k1}) - 1.0(1.0(1.00)(SU\ X(RS) + SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) - SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) - SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) + SU\ Y(ES))$
31	gLCB31	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.6Q_{k1}) - 1.0(1.0(1.00)(SU\ X(RS) - SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) + SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) + SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) - SU\ Y(ES))$
32	gLCB32	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.6Q_{k1}) - 1.0(1.0(1.00)(SU\ Y(RS) + SU\ Y(ES)) + 0.3(1.00)(SU\ X(RS) - SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) - SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) + SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) + SU\ Y(ES))$
33	gLCB33	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.6Q_{k1}) - 1.0(1.0(1.00)(SU\ Y(RS) - SU\ Y(ES)) + 0.3(1.00)(SU\ X(RS) + SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) + SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) - SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) - SU\ Y(ES))$
34	gLCB34	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.6Q_{k1}) - 1.0(1.0(1.00)(SU\ Y(RS) + SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) - SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) - SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) + SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) + SU\ Y(ES))$
35	gLCB35	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.6Q_{k1}) - 1.0(1.0(1.00)(SU\ Y(RS) - SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) + SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) + SU\ Y(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ X(RS) - SU\ X(ES)) - 0.3(1.00)(SU\ Y(RS) - SU\ Y(ES))$
36	RC ENV STR	Envelope	ACTIVE	Concrete Strength Envelope

6.2.4.4 Definizioni di carichi superficiali

Sono stati definiti differenti floor loads assegnanti per ciascun corpo. In particolare, in virtù delle differenti composizioni dei solai dei corpi LC e LA, per questi sono stati individuati valori differenti di G1 in funzione dell'analisi dei carichi riportata al §3.2.5 della presente. Si sottolinea che i carichi del tetto sono stati applicati come carichi lineari sulle travi resistenti così come i carichi dovuti dalla presenza della tamponatura.

I definiti si sono definiti i seguenti Floor Loads:

1. Solaio Tipo Aule
2. Solaio Sottotetto
3. Solaio Tipo Spazi Comuni

** FLOOR LOAD TYPE DATA			
NAME	LOADCASE NAME	LOAD	SUB-BEAM WEIGHT
Solaio Tipo Au~	Gk1	-3.6	Consider
	Gk2	-1.86	Do not consider
	Qk1	-3	Do not consider
Solaio Sottote~	Gk1	-0.55	Consider
	Gk2	-0.19	Do not consider
	Qk1	-0.5	Do not consider
Solaio Tipo Sp~	Gk1	-3.6	Consider
	Gk2	-1.86	Do not consider
	Qk1	-3	Do not consider

Figura 6.2-1 : Corpi A-B-C-D-C1-L

** FLOOR LOAD TYPE DATA			
NAME	LOADCASE NAME	LOAD	SUB-BEAM WEIGHT
Solaio Tipo Au~	Gk1	-2.5	Consider
	Gk2	-1.86	Do not consider
	Qk1	-3	Do not consider
Solaio Sottote~	Gk1	-0.58	Consider
	Gk2	-0.19	Do not consider
	Qk1	-0.5	Do not consider
Solaio Tipo Sp~	Gk1	-2.5	Consider
	Gk2	-1.86	Do not consider
	Qk1	-3	Do not consider

Figura 6.2-2 : Corpi LC-LA

6.3 Elementi di input

Nel seguito si riportano i dati utili alla comprensione dell'input geometrico.

6.3.1 *Nodi*

Il sottoscritto ritiene inutile riportare l'elenco di tutti i nodi del modello con le coordinate di riferimento; si riporta nel seguito un'immagine della modellazione.

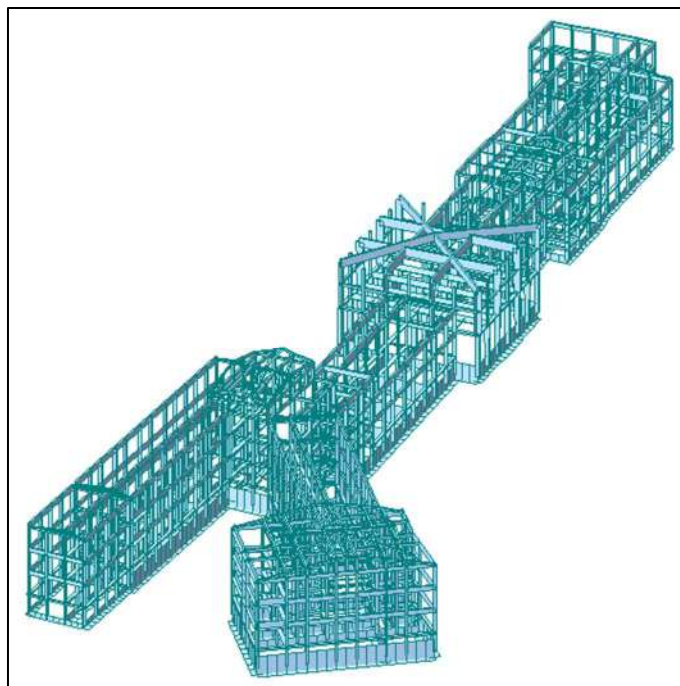


Figura 6.3-1 : vista corpo E

6.3.2 *Elementi beam – Travi e Pilastr*

Sono schematizzati come elementi beam tutti i pilastri al piano terra, le travi di piano e di fondazione e i cordoli di piano (e le aste fittizie anche se non danno contributi significativi in termini di rigidezza e resistenza).

Il sottoscritto ritiene inutile riportare l'elenco di tutti gli elementi beam con la relativa sezione e lunghezza.

6.4 Risultati numerici

Nel presente capitolo sono riportati, per ciascun corpo in cui è stato scomposto l'intero edificio, i modi di vibrare con evidenza di quelli principali e le pressioni in fondazione.

6.4.1 Modi di vibrare

EIGENVALUE ANALYSIS									
Mode No	Frequency			Period (sec)	Tolerance				
	(rad/sec)	(cycle/sec)							
1	5.5396	0.8816	1.1342	0					
2	7.1207	1.1333	0.8824	1.4013E-16					
3	7.9791	1.2699	0.7875	0					
4	8.4664	1.3475	0.7421	0					
5	8.8856	1.4142	0.7071	5.3997E-16					
6	10.2625	1.6333	0.6122	5.3972E-16					
7	10.9441	1.7418	0.5741	4.7459E-16					
8	13.193	2.0997	0.4763	1.6329E-16					
9	13.9496	2.2201	0.4504	2.9212E-16					
10	15.8694	2.5257	0.3959	1.2414E-15					
11	16.3401	2.6006	0.3845	8.5159E-16					
12	18.1236	2.8845	0.3467	3.4611E-16					
13	18.644	2.9673	0.337	0					
14	19.3171	3.0744	0.3253	1.0663E-15					
15	20.8412	3.317	0.3015	2.6174E-16					
16	22.4948	3.5802	0.2793	6.7401E-16					
17	22.633	3.6022	0.2776	0					
18	23.6028	3.7565	0.2662	4.0814E-16					
19	24.4795	3.896	0.2567	7.5886E-16					
20	25.0081	3.9802	0.2512	9.0891E-16					
21	25.7086	4.0916	0.2444	3.4402E-16					
22	26.3011	4.1859	0.2389	1.6435E-16					
23	28.2113	4.49	0.2227	1.7327E-13					
24	28.528	4.5404	0.2202	3.7717E-15					
25	28.7627	4.5777	0.2184	4.9471E-15					
26	29.466	4.6897	0.2132	1.1523E-14					
27	30.7317	4.8911	0.2045	1.4325E-14					
28	31.5451	5.0206	0.1992	2.2849E-16					
29	31.8941	5.0761	0.197	1.4026E-13					
30	32.1255	5.1129	0.1956	1.497E-11					

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z		
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	
1	0.0029	0.0029	56.8079	56.8079	0	0	10.7823	10.7823	0	0	6.5985	6.5985	
2	0.0274	0.0303	8.2626	65.0705	0	0	1.6728	12.4552	0.0004	0.0004	47.9847	54.5832	
3	65.0345	65.0648	0.126	65.1966	0	0	0.0277	12.4829	2.9177	2.9181	1.2452	55.8285	
4	7.7684	72.8332	5.3926	70.5891	0	0.0001	1.0979	13.5808	0.4227	3.3408	3.0791	58.9076	
5	4.1042	76.9374	3.2967	73.8858	0	0.0001	0.599	14.1798	0.2713	3.612	8.9551	67.8627	
6	0.2641	77.2015	0.3139	74.1997	0	0.0001	0.001	14.1808	0.1847	3.7967	5.8079	73.6707	
7	0.0074	77.2089	0.5789	74.7786	0.0001	0.0002	0.0001	14.1809	0.0924	3.8891	1.5016	75.1723	
8	0.0057	77.2146	1.0672	75.8458	0	0.0002	0.0707	14.2516	0.0038	3.8929	0.1225	75.2947	
9	0.0004	77.215	8.959	84.8048	0	0.0002	3.9983	18.2499	0	3.8929	2.2801	77.5748	
10	0.2291	77.4441	0.0016	84.8064	0.0002	0.0004	0.0017	18.2516	0.0176	3.9106	0.0047	77.5795	
11	0.0001	77.4442	1.2155	86.0218	0	0.0004	0.1393	18.3909	0	3.9106	4.6198	82.1992	
12	0.0003	77.4445	0.0045	86.0263	0.0001	0.0006	0.0282	18.4191	0	3.9106	0.8019	83.0011	
13	0.0055	77.45	3.6762	89.7025	0	0.0006	0.894	19.3132	0.0005	3.9111	2.5128	85.514	
14	0.0003	77.4503	0.1406	89.8431	0.0002	0.0007	0.0548	19.3679	0	3.9111	0.7005	86.2145	
15	0.0668	77.5171	0.8052	90.6483	0.0001	0.0008	1.1893	20.5573	0.009	3.9201	1.0511	87.2655	
16	8.873	86.3901	0.0032	90.6514	0.0001	0.001	0.0033	20.5606	1.466	5.3861	0.0846	87.3502	
17	0.3104	86.7004	0.7915	91.443	0.0003	0.0013	0.7746	21.3351	0.0461	5.4322	0.3708	87.7209	
18	0.6275	87.3279	0.0434	91.4864	0	0.0014	0.0341	21.3692	0.1309	5.5631	0.0435	87.7644	
19	0.4222	87.7501	0.0011	91.4875	0	0.0014	0.0034	21.3726	0.1893	5.7523	1.0672	88.8316	
20	0.0287	87.7788	0.0119	91.4994	0	0.0014	0.0051	21.3778	0.0118	5.7641	0.0086	88.8402	
21	0.9148	88.6936	0.0033	91.5027	0.0002	0.0016	0.0037	21.3814	0.2675	6.0316	0.4683	89.3086	
22	0.0001	88.6937	0.0288	91.5315	0.0003	0.0018	0.0105	21.3919	0	6.0317	0.0042	89.3127	
23	0.0002	88.6939	3.1739	94.7053	0.0001	0.0019	1.6946	23.0866	0	6.0317	1.2443	90.557	
24	0.3144	89.0082	0.004	94.7094	0	0.0019	0.0007	23.0872	0.0795	6.1112	0.6559	91.2129	
25	0.0483	89.0565	0.1348	94.8441	0.0007	0.0026	0.0235	23.1107	0.018	6.1292	0.0947	91.3076	
26	0.0365	89.0931	0.0026	94.8468	0.0001	0.0027	0.0125	23.1232	0.0066	6.1358	0.1818	91.4895	
27	0.0033	89.0964	0.0028	94.8496	0	0.0027	0.0059	23.1291	0.0005	6.1363	0.002	91.4915	
28	0.0002	89.0966	0	94.8496	0.0001	0.0028	0	23.1291	0	6.1363	0	91.4915	
29	0.0036	89.1002	0.0008	94.8504	0	0.0028	0.002	23.1311	0.0008	6.1371	0.3765	91.868	
30	0	89.1002	0.044	94.8944	0.0006	0.0034	0.0136	23.1448	0.0001	6.1372	0.9486	92.8166	

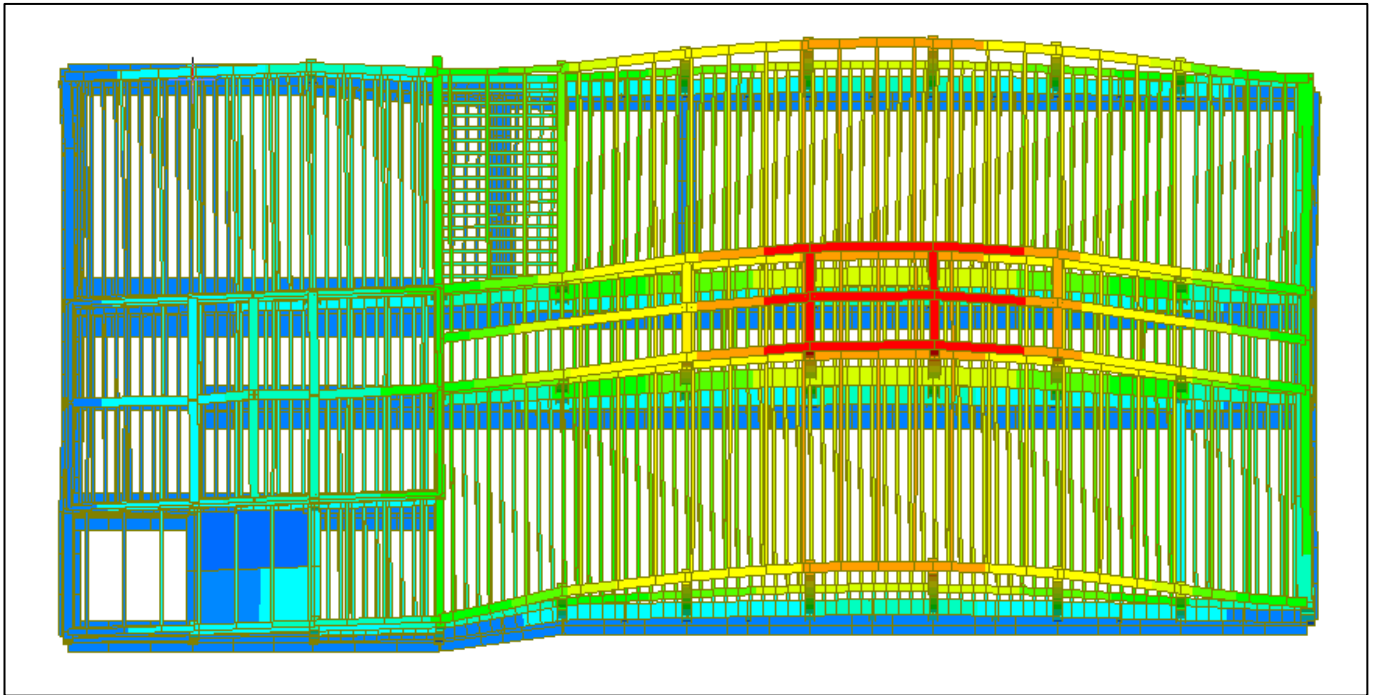


Figura 6.4-1 Modo di vibrare 1 – $T:1.13$ s. -MassY: 56.81 %

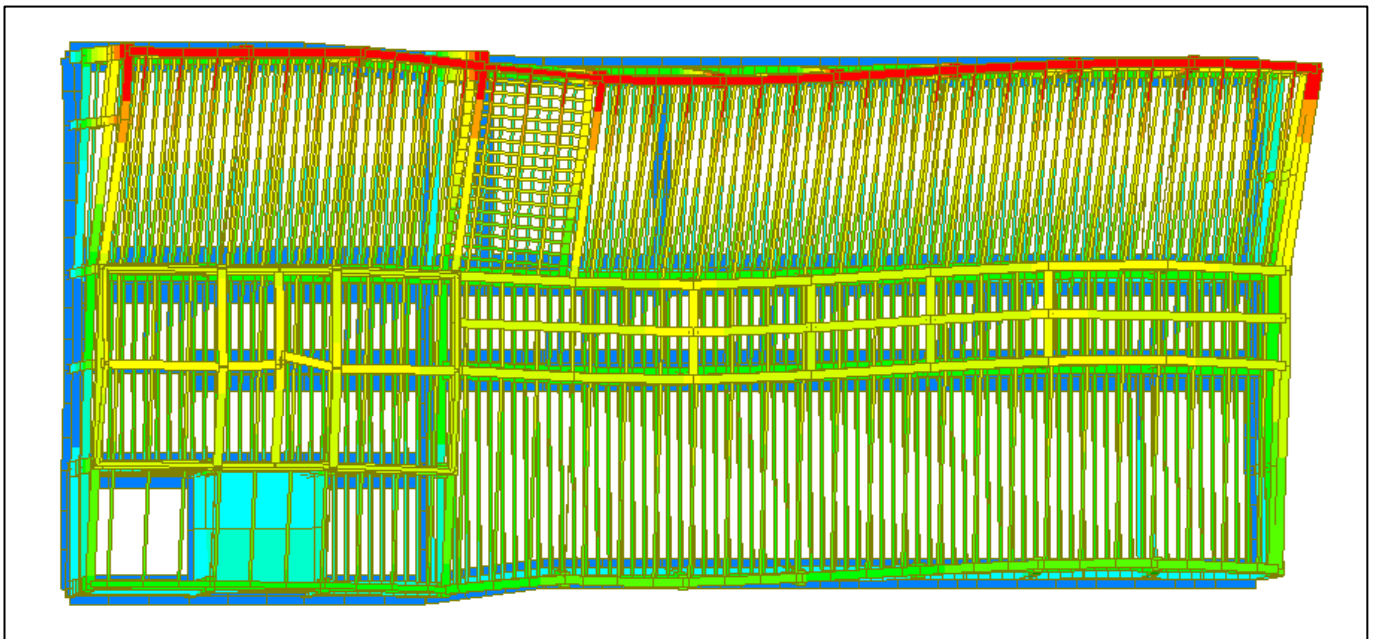


Figura 6.4-2 Modo di vibrare 3 – $T:0.79$ s. -MassX: 65.0 %

6.4.2 Pressione in fondazione

6.4.2.1 Caso statico

➤ Corpo L

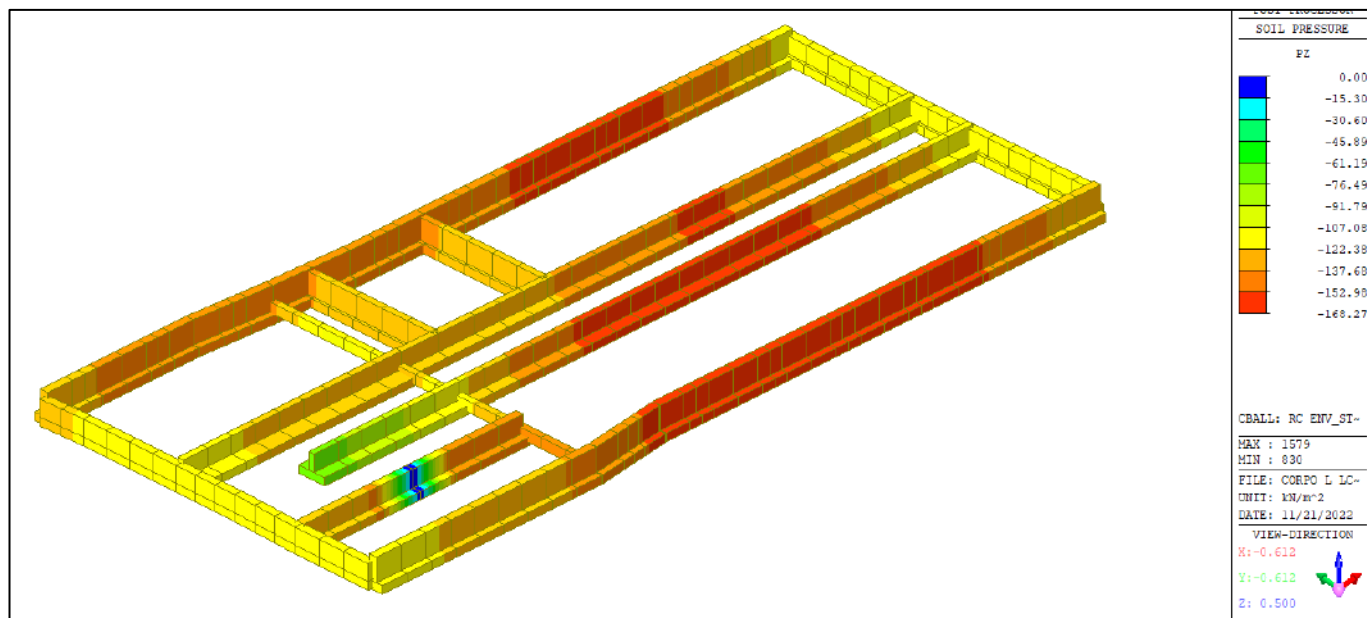


Figura 6.4-3 : Pressione in fondazione in condizioni statiche

L'immagine sopra riporta le pressioni massime sul terreno in fondazione, nel caso statico: il valore più sfavorevole è di -168.27 kN/m².

6.4.2.2 Condizione sismica

➤ Corpo L

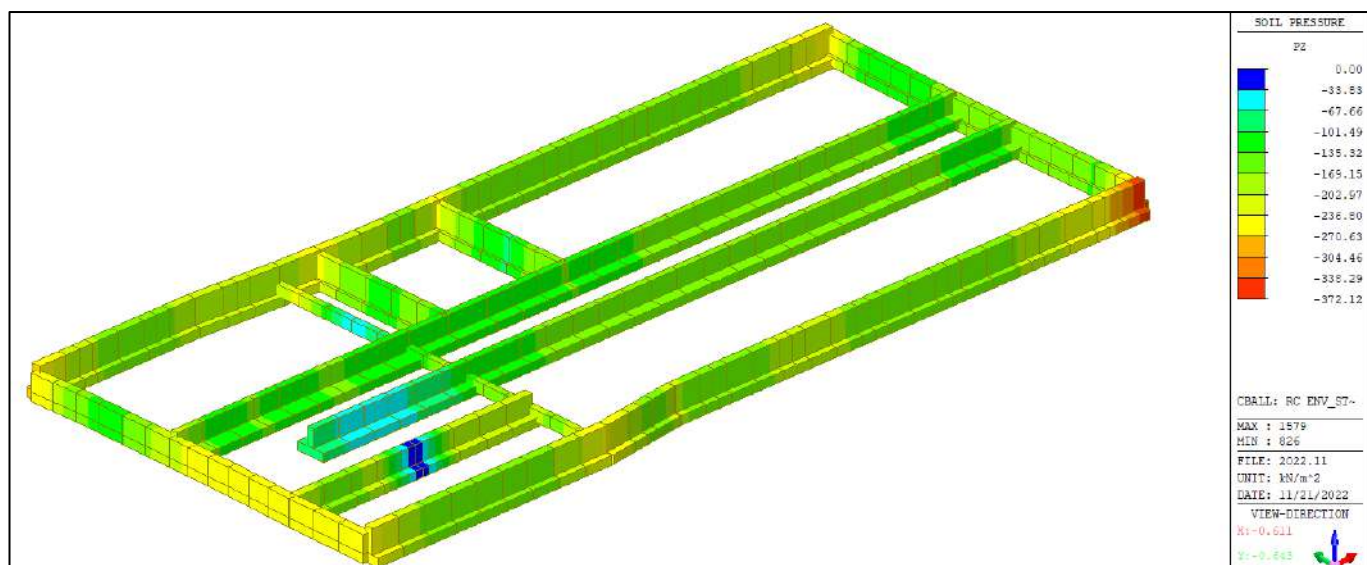


Figura 6.4-4 : Pressione in fondazione in condizioni sismiche

L'immagine sopra riporta le pressioni massime sul terreno in fondazione, nel caso statico; il valore più sfavorevole è di -372.12 kN/m² maggiore a $q_{adm}=q_{lim}/\gamma_R = 412/2.3=179$ kN/m².

6.5 Verifiche statiche

Di seguito sono riportate le verifiche degli elementi strutturali, in particolare, è riportato una immagine rappresentativa in cui in legenda sono individuati i rapporti tra sollecitante e resistente. Ne risulta che per i soli elementi in cui il rapporto risulta maggiore dell'unità la verifica non è soddisfatta. In seguito, in formato tabellare, sono riportate le verifiche considerando la sezione maggiormente sollecitata e per cui la verifica risulta meno soddisfatta.

Nella verifica allo Stato Limite Ultimo, al fine di considerare il contributo dell'armatura piegata nella resistenza a taglio, si è considerato un passo equivalente delle staffe nel software di calcolo. Inoltre, si è tenuto conto dell'inclinazione variabile della biella in calcestruzzo nel calcolo del taglio resistente.

6.5.1 Corpo L

6.5.1.1 Pilastrri

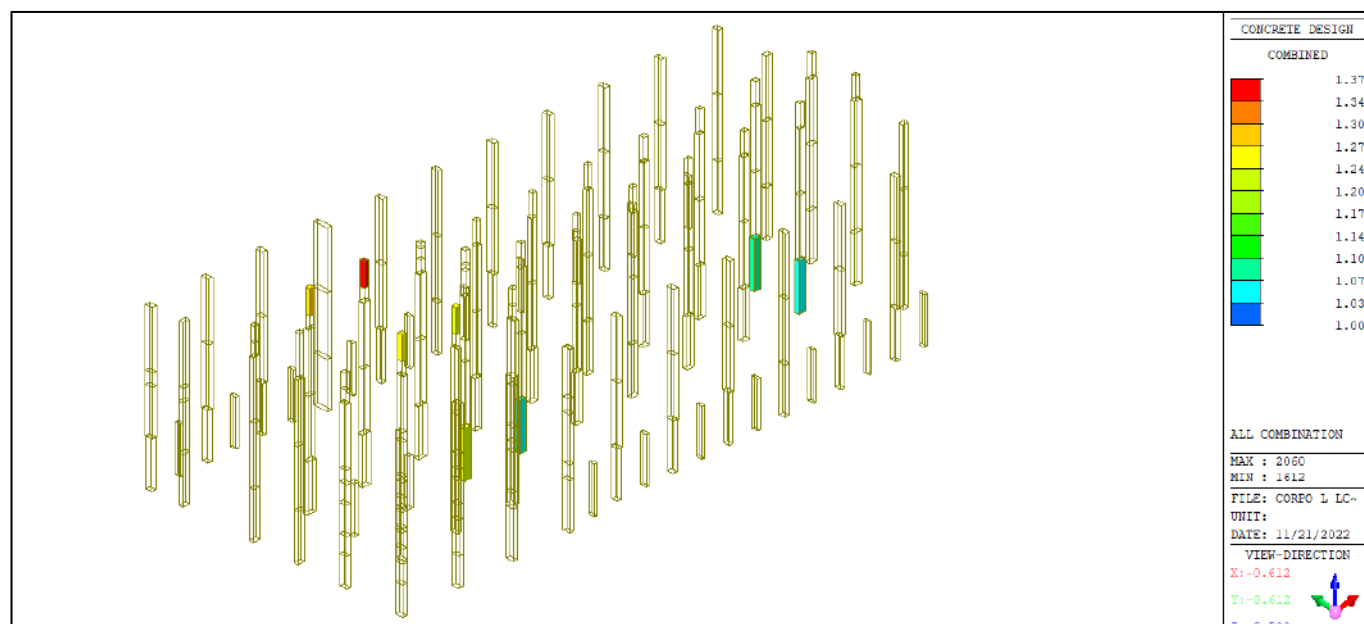


Figura 6.5-1 Rapporto sollecitante –resistente pilastrri a pressoflessione

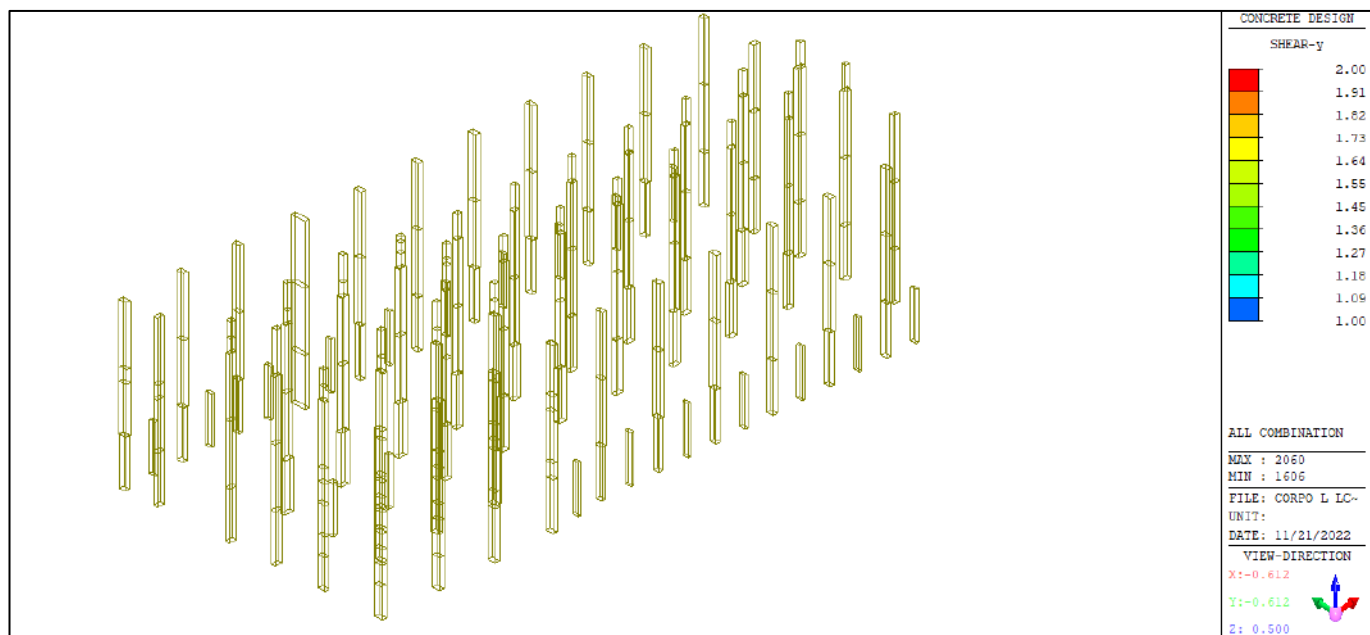


Figura 6.5-2 Rapporto sollecitante –resistente pilastri a taglio

MEMB	Section	CHK	LCB	V-Rebar	N_Ed	M_Edy	M_Edz	V_Rdc.end	V_Rds.end
SECT	Bc				Rat-N	Rat-My	Rat-Mz	Rat-Vc.end	Rat-Vs.end
0	P 30x50	NM	2	4-2-P20	734.345	98.6535	14.6869	55.8538	80.9205
1	0.3				0.84	0.82	0.84	1.09	1.58
0	P 30x40	OK	2	4-2-P18	469.602	43.9154	9.39203	45.5757	63.2191
5	0.3				1.09	1.09	1.13	2.12	2.95
0	P 50x30	OK	2	6-2-P12(P20)	679.208	18.1271	13.5842	61.7223	47.2036
6	0.5				1.33	1.34	1.29	1.34	1.02
0	P 30x30	NMV	2	4-2-P16	97.5019	5.90869	55.7832	35.3704	45.5178
8	0.3				0.70	0.75	0.71	1.01	1.30
0	P 40x30	OK	2	6-2-P12(P16)	68.7217	30.2735	15.5872	43.726	46.3607
12	0.4				1.49	1.50	1.50	2.75	2.92
0	P 30x60	OK	2	6-2-P12(P20)	907.953	32.7993	18.1591	64.7384	96.0931
13	0.3				1.13	1.12	1.11	3.53	5.24
0	P 30x100	OK	2	10-2-P14(P16)	494.01	12.5225	23.2051	93.9125	163.527
14	1				2.92	3.02	2.98	1.77	3.09
0	P. 18x40	OK	2	4-2-P14	106.014	7.65494	5.7867	29.2521	26.9735
177	0.4				2.07	2.04	2.04	6.62	6.13

6.5.1.2 Travi verifiche a flessione e taglio

- Indice di sicurezza delle travi al piano terra:

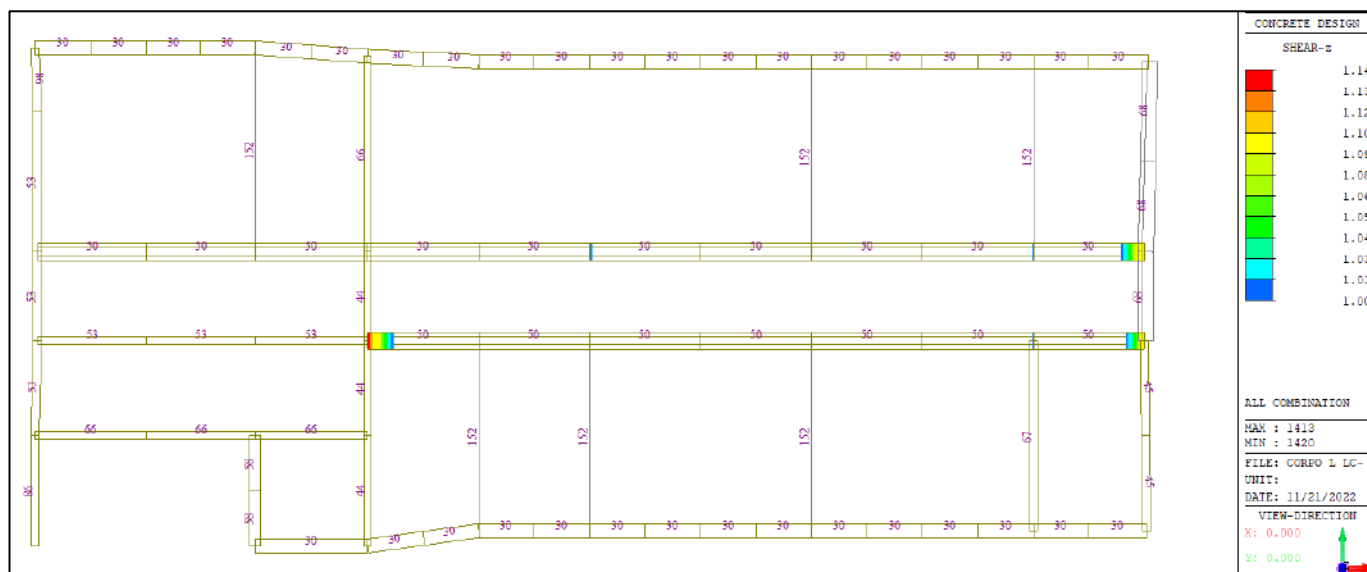


Figura 6.5-3 Rapporto taglio sollecitante – taglio resistente travi piano terra

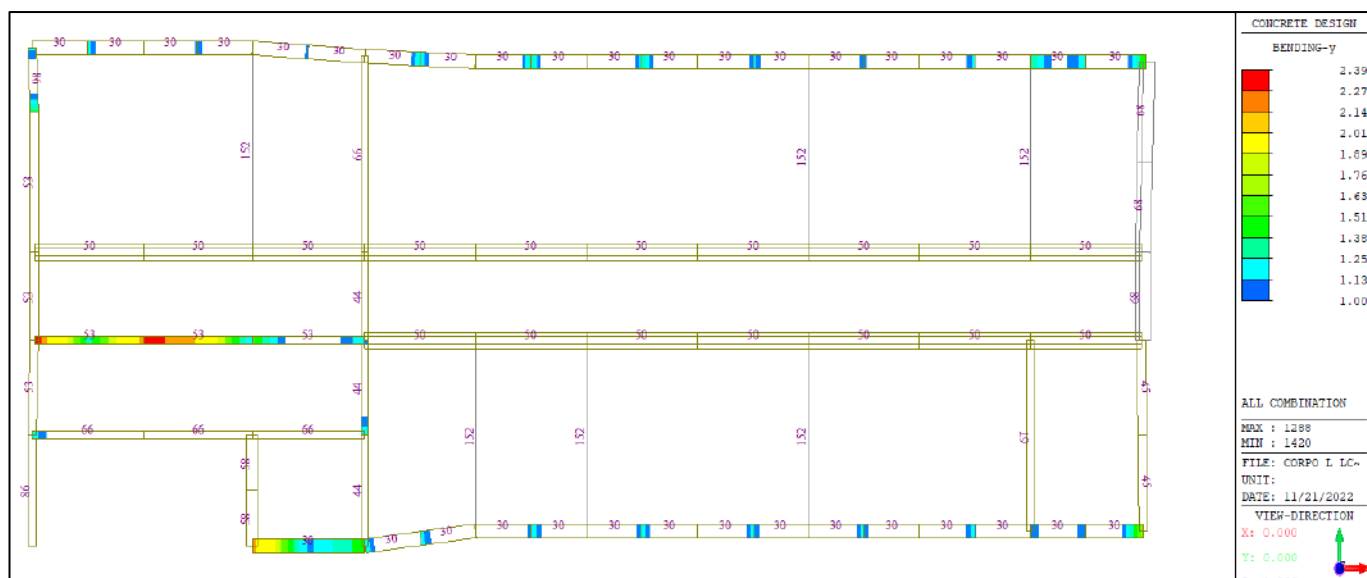


Figura 6.5-4 Rapporto momento sollecitante – momento resistente travi piano terra

MEMB	SECT	Span	POS	CHK	LCB	Negative Moment Strength	Negative Moment Resistente	Fattore di Sfruttamento	LCB	Positive Moment Strength	Positive Moment Resistente	Fattore di Sfruttamento	LCB	Taglio Sollecitante	V_Rdc	V_Rds	Fattore di Sfruttamento
0	I		NP	2		43.0509	19.5633	0.45	2	17.3022	12.7216	0.74	4	29.9515	30.0045	103.63	1.00
30	M		P	1		9.6606	12.7216	1.32	1	21.3445	19.5633	0.92	5	29.993	30.0045	59.4232	1.00
4.05	J		NP	1		32.6225	19.5633	0.60	2	12.7738	12.7216	1.00	4	29.9847	30.0045	103.63	1.00
0	I		N	2		28.228	27.3146	0.97	9	0	18.7265	ok	2	20.93	23.6172	89.7288	1.12
44	M		OK	2		11.724	18.7265	1.59	2	13.8489	27.3146	1.96	2	17.9213	23.6172	73.5028	1.32
4	J		P	2		13.9075	27.3146	1.96	2	23.1076	18.7265	0.81	2	12.2388	23.9591	92.61	1.96
0	I		OK	3		19.2675	55.0062	2.86	1	20.8346	24.0112	1.15	3	23.9214	32.1761	120.079	1.35
45	M		OK	1		7.05513	24.0112	3.45	3	17.0852	55.0062	3.23	3	23.4239	32.1761	94.8418	1.37
3.45	J		OK	3		30.2903	55.0062	1.82	3	2.74687	24.0112	9.09	2	27.2348	32.1761	120.079	1.18
0	I		V#	2		91.4444	227.211	2.50	2	18.9026	171.744	9.09	2	163.142	51.8806	142.897	0.88
50	M		OK	9		0	43.5183	ok	2	56.3279	213.439	3.85	8	52.5272	53.2115	119.124	1.01
4.05	J		V	1		61.6559	237.202	3.85	2	49.5726	273.824	5.56	2	161.007	56.0219	143.781	0.89
0	I		NP	2		135.735	57.6476	0.43	2	69.6219	28.9724	0.42	1	25.7964	35.847	150.822	1.39
53	M		NP	3		61.9538	29.1246	0.47	2	69.6219	67.0601	0.96	2	93.2015	35.2017	114.696	1.23
5.05	J		NP	2		148.534	67.0601	0.45	2	36.8828	29.1246	0.79	2	132.326	35.2017	145.216	1.10
0	I		OK	2		42.5554	93.3138	2.17	2	37.2549	93.3138	2.50	2	42.9852	44.2705	61.9795	1.03
58	M		OK	2		21.4479	93.3138	4.35	2	21.8169	93.3138	4.35	2	41.4452	44.2705	61.9795	1.06
2	J		OK	1		29.1968	93.3138	3.23	2	37.2549	93.3138	2.50	2	38.3652	44.2705	63.2191	1.15
0	I		N	2		67.2445	56.042	0.83	3	9.90483	55.8205	5.56	1	93.5865	35.7574	134.728	1.45
66	M		OK	2		9.00901	28.8955	3.23	2	14.6669	107.297	7.14	8	33.3868	33.6193	111.025	1.01
7.05	J		OK	3		19.0104	106.859	5.56	1	5.69452	55.8205	10.00	2	93.9445	35.7574	134.728	1.43
0	I		OK	1		6.01966	299.302	50.00	3	19.2039	156.802	8.33	1	19.4635	58.8769	190.159	3.03
67	M		OK	9		0	156.802	ok	3	24.8083	299.302	12.50	3	12.5508	58.8769	166.423	4.76
6.85	J		OK	3		18.1782	299.302	16.67	1	12.681	156.802	12.50	3	23.0998	58.8769	190.159	2.56
0	I		P	9		1.48387	16.4856	11.11	2	19.0628	16.4856	0.86	2	16.6547	20.6857	68.9663	1.23
86	M		OK	2		11.1695	16.4856	1.47	2	9.96917	16.4856	1.67	2	20.0734	20.6857	68.9663	1.03
4	J		N	2		23.2145	16.4856	0.71	9	0.11061	16.4856	100.00	5	18.5042	20.6857	68.9663	1.12

- Indice di sicurezza delle travi al piano primo:

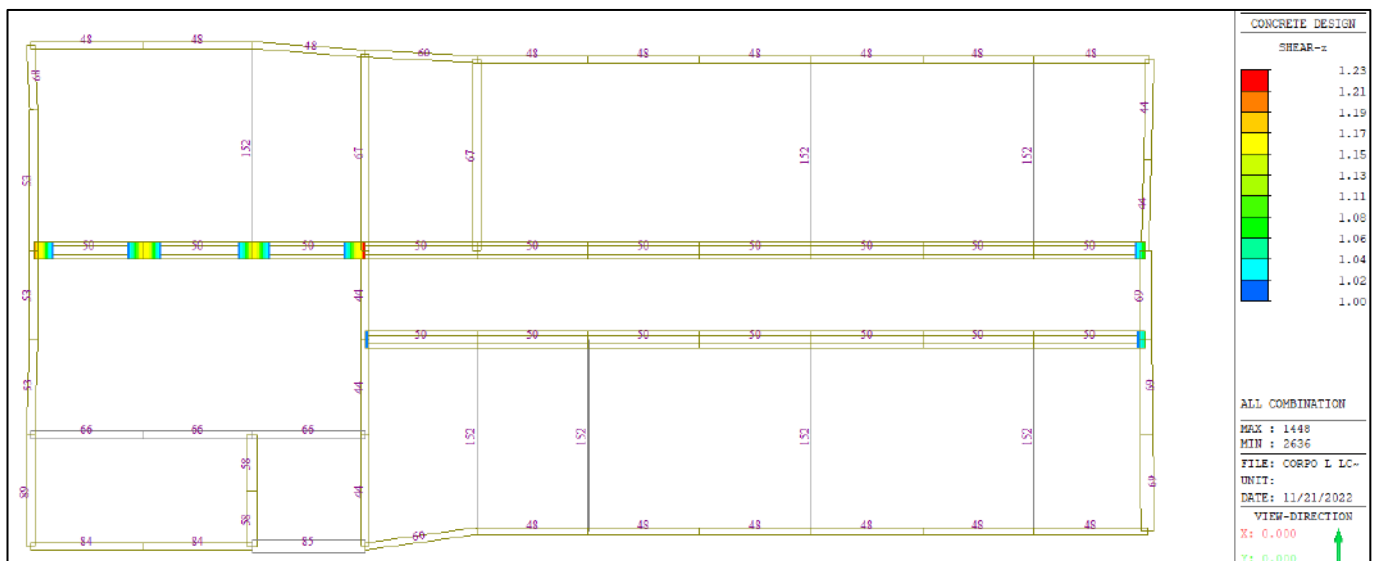


Figura 6.5-5 Rapporto taglio sollecitante –taglio resistente travi piano primo

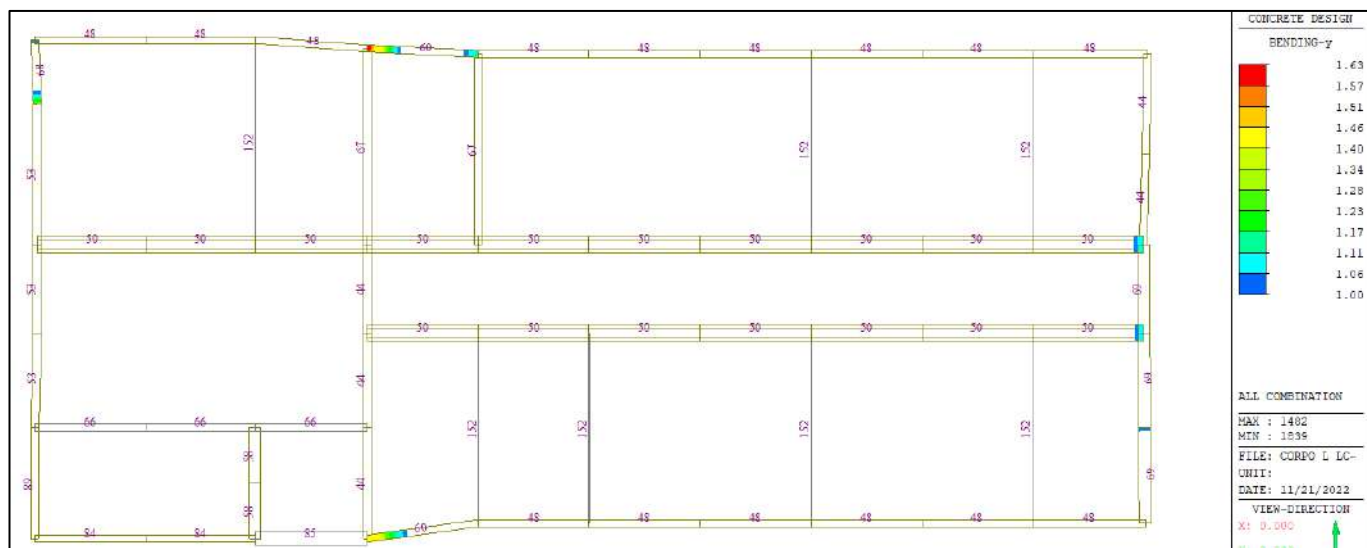


Figura 6.5-6 Rapporto momento sollecitante – momento resistente travi piano primo

MEMB	SECT	POS	CHK	LCB	Negative Moment Strength	Negative Moment Resistente	Fattore di Sfruttamento	LCB	Positive Moment Strength	Positive Moment Resistente	Fattore di Sfruttamento	LCB	Taglio Sollecitante	V_Rdc	V_Rds	Fattore di Sfruttamento
	Span															
	0 I		OK	2	21.1267	36.5696	1.72	1	3.2181	18.7265	5.88	2	16.3185	26.2097	91.3752	1.61
	44 M		OK	2	8.45825	18.5858	2.17	2	9.81181	36.5696	3.70	2	13.4993	26.2097	74.8515	1.92
	4 J		OK	2	16.285	36.5696	2.22	2	15.5111	18.5858	1.20	2	11.4604	26.2097	91.3752	2.27
	0 I		OK	2	48.9994	94.3136	1.92	2	37.881	47.4082	1.25	2	95.8483	35.6907	140.138	1.47
	48 M		OK	2	9.95632	33.4904	3.33	2	56.9381	105.164	1.85	9	33.4085	33.5445	118.78	1.00
	4.15 J		N	2	95.9017	94.3136	0.98	2	27.4262	47.4082	1.72	2	105.417	35.6907	140.138	1.33
	0 I		V#	2	101.938	245.455	2.38	2	21.8969	172.577	7.69	2	173.459	55.7815	142.366	0.82
	50 M		OK	2	9.61722	28.9942	3.03	2	73.5266	218.15	2.94	2	91.3311	46.8393	144.618	1.59
	4.05 J		NV	2	129.781	113.966	0.88	2	21.19	251.375	12.50	2	176.693	55.6148	143.391	0.81
	0 I		OK	9	3.70266	67.0601	16.67	2	21.1601	29.1138	1.37	3	9.08192	35.847	150.822	4.00
	53 M		OK	2	7.84659	29.1138	3.70	2	5.9213	67.0601	11.11	2	17.6842	29.1615	119.124	1.64
	5.05 J		OK	2	20.7452	67.0601	3.23	9	0	29.1138	ok	2	16.4147	35.2017	145.216	2.13
	0 I		OK	2	30.0046	93.3138	3.13	1	20.1482	93.3138	4.55	2	28.1526	44.2705	61.9795	1.56
	58 M		OK	2	16.3133	93.3138	5.88	2	13.2024	93.3138	7.14	2	26.6126	44.2705	61.9795	1.67
	2 J		OK	1	12.3457	93.3138	7.69	1	20.1482	93.3138	4.55	2	23.5326	44.2705	63.2191	1.89
	0 I		P	1	10.2162	102.563	10.00	2	78.2386	51.5072	0.66	2	107.958	39.1256	218.295	2.04
	60 M		OK	2	41.415	51.5072	1.25	2	1.55469	102.563	50.00	2	59.1488	39.1256	100.139	1.69
	4.038 J		P	2	28.6145	102.563	3.57	2	83.3808	51.5072	0.62	2	107.177	39.1256	218.295	2.04
	0 I		OK	1	15.0638	326.524	20.00	3	14.1781	155.732	11.11	1	21.0296	61.0717	189.055	2.94
	67 M		OK	9	0	193.856	ok	3	21.7068	304.649	14.29	3	12.2148	58.8769	166.423	4.76
	7.05 J		OK	3	21.7044	326.524	14.29	3	12.227	155.732	12.50	3	23.0718	61.0717	189.055	2.63
	0 I		OK	1	99.6489	99.6866	1.00	2	30.5783	101.333	3.33	1	56.0709	64.8282	244.658	1.16
	69 M		OK	1	56.6237	99.6866	1.75	2	22.1214	99.5656	4.55	1	49.7964	64.8282	244.658	1.30
	3.45 J		N	1	103.979	99.6866	0.96	1	16.5132	101.333	6.25	1	60.8337	64.8282	244.658	1.06
	0 I		OK	2	6.31854	13.212	2.08	9	0	13.212	ok	2	5.8545	17.2088	51.7247	2.94
	84 M		OK	2	1.49034	13.212	9.09	2	1.56919	13.212	8.33	2	3.68269	17.2088	51.7247	4.76
	4.05 J		OK	1	3.35345	13.212	4.00	2	1.56919	13.212	8.33	1	4.06951	17.2088	51.7247	4.17
	0 I		N	2	16.9301	13.2201	0.78	9	0	13.2201	ok	2	16.1987	18.5084	51.7247	1.14
	89 M		OK	2	8.00327	13.2201	1.64	2	7.47279	13.2201	1.75	2	14.8217	18.5084	51.7247	1.25
	4 J		P	9	0	13.2201	ok	2	14.022	13.2201	0.94	2	12.0677	18.5084	51.7247	1.54

-
- CONCRETE DESIGN
- SHEAR - k
- ALL COMBINATION
- MAX : 1.563
- MIN : 1.543
- FILE: CORPO L LC-
- UNIT:
- DATE: 11/21/2022
- VIEW-DIRECTION
- X: 0.000
- Y: 0.000

MEMB	POS	CHK	LCB	Negative Moment Strength	Negative Moment Resistente	Fattore di Sfruttamento	LCB	Positive Moment Strength	Positive Moment Resistente	Fattore di Sfruttamento	LCB	Taglio Sollecitante	V_Rdc	V_Rds	Fattore di Sfruttamento
SECT															
Span															
0	I	N	2	44.059	28.0708	0.64	3	6.66779	25.6878	3.85	3	63.3527	28.5135	92.2958	1.45
31	M	OK	2	16.5368	18.8974	1.14	3	23.5035	50.6448	2.17	1	24.9451	25.0868	78.3708	1.01
4.05	J	N	2	49.6699	28.0708	0.56	2	10.0643	25.6878	2.56	3	60.1243	28.5135	92.2958	1.54
0	I	N	2	31.5265	28.1321	0.89	2	8.67591	18.943	2.17	2	13.3777	26.2097	91.3752	1.96
44	M	OK	2	7.05365	18.5858	2.63	2	6.7005	36.5696	5.56	2	19.6159	23.9591	75.863	1.22
7.05	J	OK	2	12.3659	36.5696	2.94	2	10.2248	18.5858	1.82	2	9.09093	26.2097	91.3752	2.86
0	I	NP	3	68.0796	55.0062	0.81	3	27.1937	24.0112	0.88	3	93.7684	34.2047	119.214	1.27
45	M	OK	9	0	24.3463	ok	3	41.7465	55.0062	1.32	3	53.4122	32.1761	94.8418	1.79
4	J	N	3	65.0779	55.0062	0.85	3	25.6962	45.6288	1.79	3	89.0169	34.2047	119.214	1.33
0	I	OK	9	0	67.0601	ok	2	11.1716	29.1138	2.63	9	7.21372	35.847	150.822	5.00
53	M	OK	2	7.20988	29.1138	4.00	2	8.61762	67.0601	7.69	2	13.5193	29.1615	119.124	2.17
5.05	J	OK	2	26.4734	67.0601	2.56	9	0	29.1138	ok	2	18.639	35.2017	145.216	1.89
0	I	NP	3	80.496	63.7288	0.79	2	51.862	42.4936	0.82	3	92.1024	40.161	216.972	2.38
65	M	OK	2	15.6399	42.4936	2.70	3	65.7369	84.6501	1.28	4	40.1512	40.161	171.371	1.00
4.15	J	N	3	75.847	63.7288	0.84	2	41.8447	42.4936	1.02	3	100.57	40.161	216.972	2.17
0	I	OK	3	44.9563	87.1788	1.92	8	3.4745	58.1751	16.67	3	68.8052	32.6436	197.568	2.86
70	M	OK	2	21.5517	58.1751	2.70	3	13.6987	87.1788	6.25	3	52.1447	32.6436	113.289	2.17
4.005	J	N	3	92.3127	87.1788	0.94	9	0	58.1751	ok	3	92.5225	32.6436	197.568	2.13
0	I	P	2	9.28784	16.4856	1.79	2	20.0271	16.4856	0.83	2	18.4673	20.6857	68.9663	1.12
86	M	OK	2	13.3348	16.4856	1.23	2	9.89028	16.4856	1.67	5	18.4865	20.6857	68.9663	1.12
4	J	N	2	26.423	16.4856	0.63	2	5.58834	16.4856	2.94	5	20.0405	20.6857	68.9663	1.03
0	I	OK	3	53.579	81.9731	1.54	3	19.5879	54.8941	2.78	3	52.0011	31.728	186.984	3.57
87	M	OK	2	13.803	54.8941	4.00	3	28.1575	81.9731	2.94	3	29.9911	31.728	107.22	1.05
4.05	J	OK	3	45.636	81.9731	1.79	3	10.0538	54.8941	5.56	3	54.9077	31.728	186.984	3.45
0	I	OK	2	8.02	13.2942	1.67	2	8.26011	13.2942	1.61	2	8.65668	18.9314	36.9462	2.17
101	M	OK	2	4.75533	13.2942	2.78	3	6.54436	13.2942	2.04	2	8.0876	18.9314	36.9462	2.33
6.601	J	OK	2	12.085	13.2942	1.10	2	4.09802	13.2942	3.23	2	10.1914	18.9314	36.9462	1.85
0	I	OK	2	3.59767	5.27514	1.47	1	1.52067	3.7023	2.44	2	3.11626	11.1986	18.809	3.57
102	M	OK	2	1.06524	5.27514	5.00	1	1.51057	3.7023	2.44	3	2.26509	11.1986	18.809	5.00
4.051	J	OK	2	3.791	5.27514	1.39	1	1.53075	3.7023	2.44	2	3.19263	11.1986	18.809	3.45

6.6 Valutazione idoneità statica solai

Per la verifica statica dei solai si sono ricavate le sollecitazioni agenti su ciascuno utilizzando il software Ftool. Per la definizione della resistenza dello stesso si è utilizzato VCAslu. In generale si sono analizzati i solai tipo dei vari corpi, ad eccezione di quelli del corpo C1 e LA, dei quali non si è a conoscenza dell'armatura presente.

La combinazione statica generale è quella indicata per le costruzioni esistenti al § 8.5.5 dell'NTC18, ove viene indicato: "valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo, sia per la valutazione della sicurezza sia per il progetto degli interventi, sono quelle definite dalla presente norma per le nuove costruzioni, salvo quanto precisato nel presente capitolo. Per i carichi permanenti, un accurato rilievo geometrico-strutturale e dei materiali potrà consentire di adottare coefficienti parziali modificati, assegnando a γ_G valori esplicitamente motivati. I valori di progetto delle altre azioni saranno quelli previsti dalla presente norma".

In merito alle indagini diagnostiche eseguite sui fabbricati dei due lotti si è ritenuto opportuno adottare un coefficiente γ_{G2} e γ_{G1} pari a 1.1 (da applicare sui carichi permanenti strutturali e non strutturali), mentre rimangono invariati, rispetto a quanto indicato nel paragrafo 2.5.3 combinazione 2.5.1 e tabella 2.6.I delle NTC18, i coefficienti γ_Q (pari a 1.5 da applicare alle azioni variabili).

Inoltre, in riferimento allo schema statico utilizzato, si è considerato uno schema su più appoggi considerando un momento flettente negativo applicato negli appoggi pari a quello resistente del solaio. Nel caso di solaio ad una sola campata si è considerato un momento flettente negativo in appoggio pari a $M=(ql^2)/12$ e un momento flettente positivo in mezzera pari a $M=(ql^2)/14$

Di seguito sono riportate le verifiche sui solai eseguite sui vari corpi.

6.6.1 *Corpo L*

In data 05/08/2024 durante l'esecuzione dei lavori sui corpi A-B, sono state eseguite prove di carico sui solai, che hanno fornito risultati soddisfacenti, evidenziano deformate inferiori ai limiti di normativa, consentendo quindi ' **la dichiarazione di IDONEITA' STATICA DEI SOLAI**'.

Data l'uniformità di tipologia di solai riscontrata durante le indagini eseguite, è possibile estendere tale idoneità anche ai solai solai del corpo L.

6.7 Verifiche sismiche

Di seguito le verifiche degli elementi strutturali, in particolare, è riportato una immagine rappresentativa in cui in legenda sono individuati i rapporti tra sollecitante e resistente. Ne risulta che per i soli elementi in cui il rapporto risulta maggiore dell'unità la verifica non è soddisfatta. In seguito, in formato tabellare, sono riportate le verifiche considerando la sezione maggiormente sollecitata e per cui la verifica risulta meno soddisfatta.

6.7.1 Corpo L

6.7.1.1 Pilastri

- Indici di sicurezza pilastri:

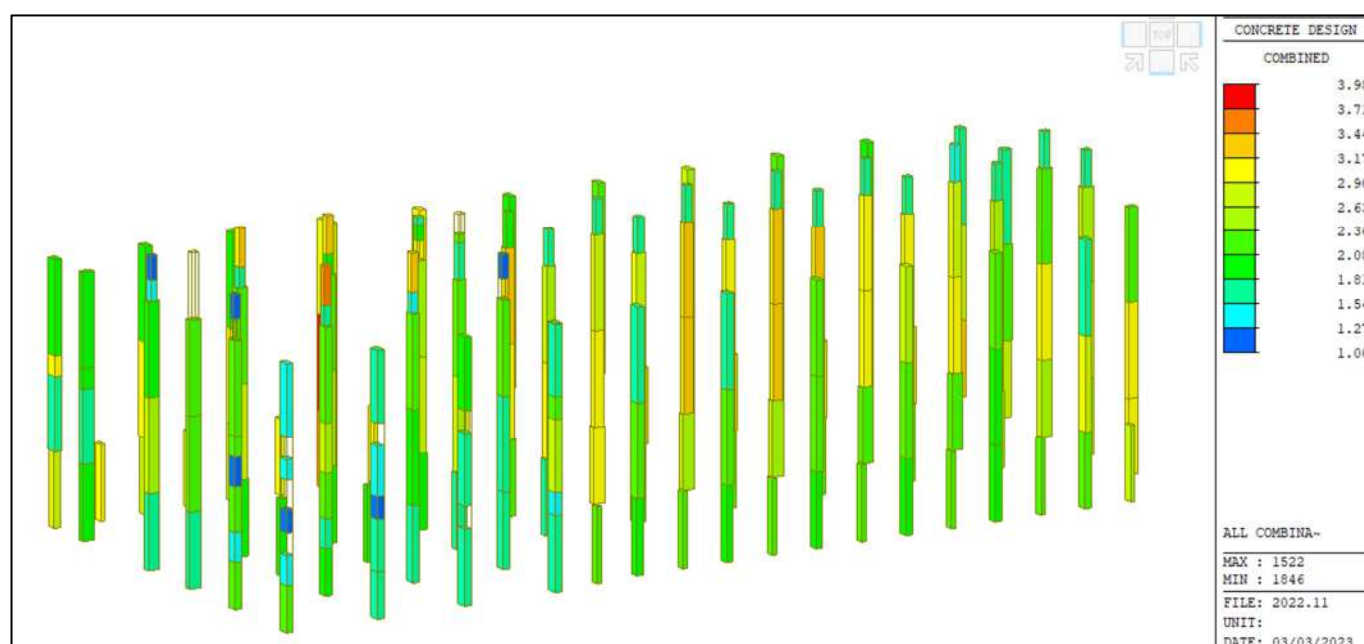


Figura 6.7-1 Rapporto sollecitante –resistente pilastri a pressoflessione

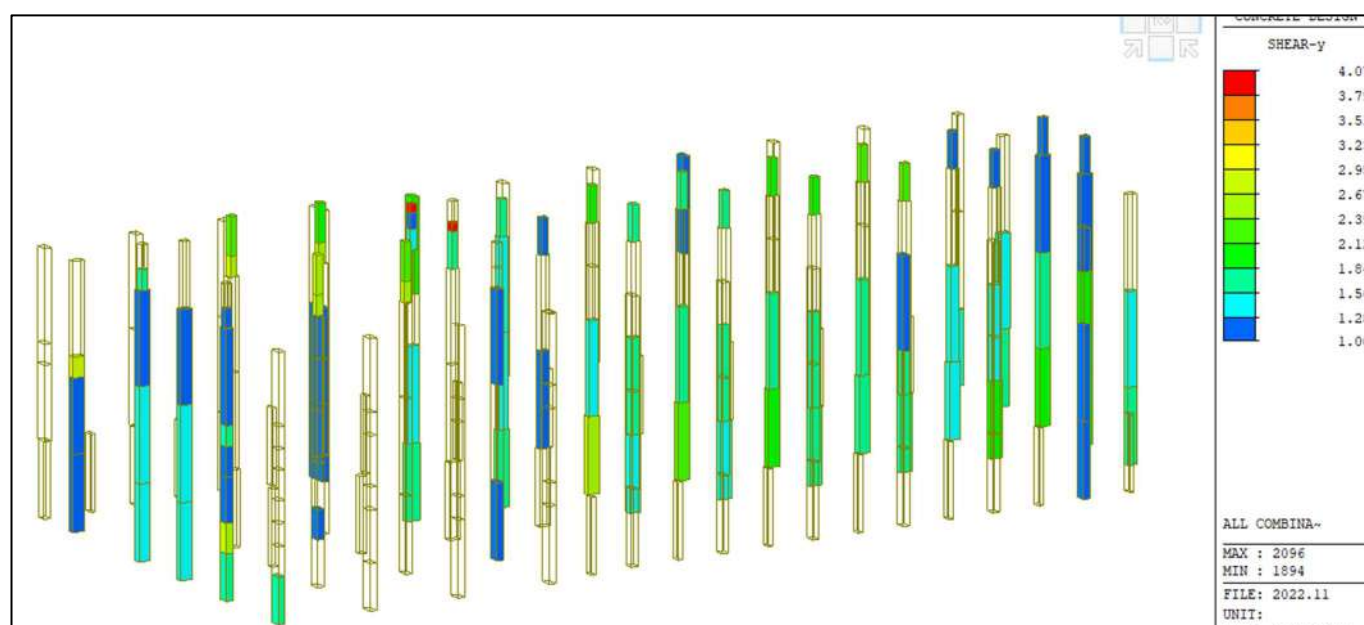


Figura 6.7-2 Rapporto taglio sollecitante –taglio resistente pilastri

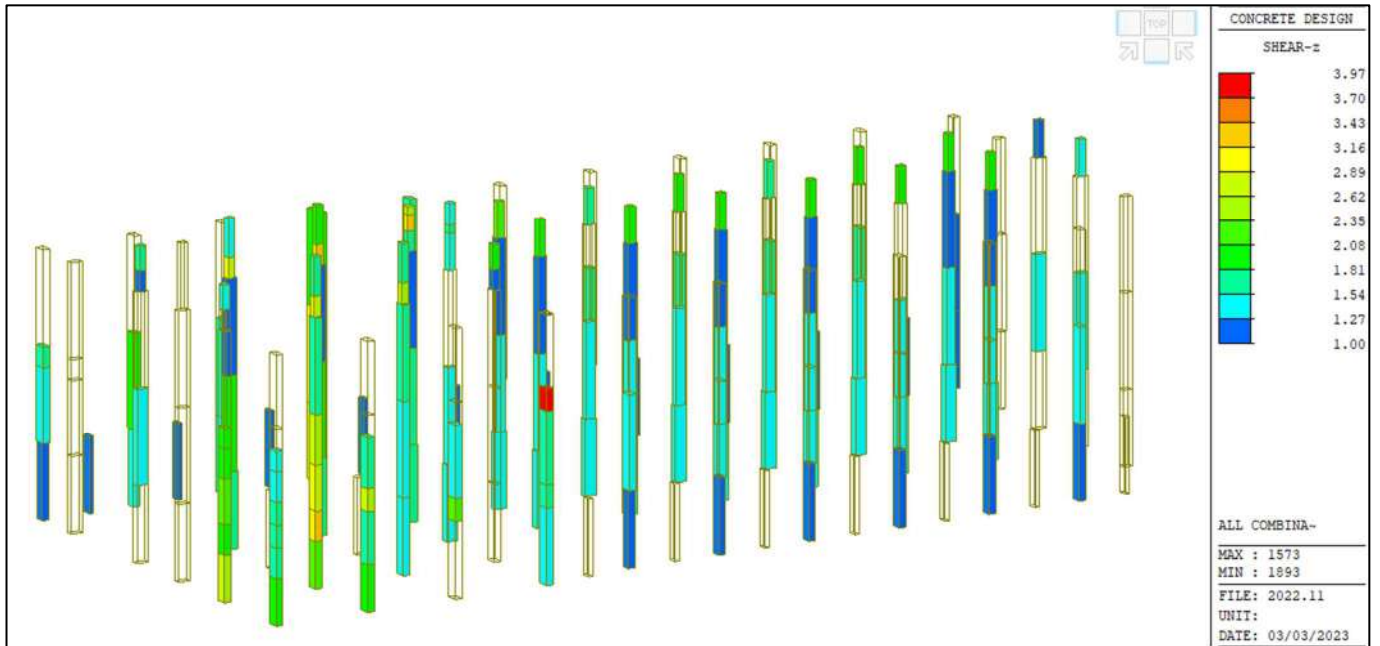


Figura 6.7-3 Rapporto taglio sollecitante –taglio resistente pilastri

MEMB	Section	CHK	LCB	V-Rebar	N Ed	M Edy	M Edz	V Rdc.end	V Rds.end
SECT	Bc				Rat-N	Rat-My	Rat-Mz	Rat-Vc.end	Rat-Vs.end
0	P 30x50	NMV	21	8-2-P12(P18)	271.813	92.049	174.765	52.6491	46.3607
1	0.3				0.34	0.34	0.33	0.41	0.36
0	P 30x40	NMV	14	4-2-P16	151.301	50.361	128.185	38.7342	45.5178
5	0.3				0.29	0.30	0.30	0.48	0.56
0	P 50x30	NMV	9	6-2-P12(P18)	170.252	191.391	94.2151	61.7223	47.2036
6	0.5				0.29	0.29	0.29	0.41	0.31
0	P 30x30	NMV	22	4-2-P16	162.636	18.4656	134.027	35.3704	45.5178
8	0.3				0.28	0.29	0.28	0.27	0.34
0	P 40x30	NMV	2	4-2-P18	-22.199	115.163	88.53	46.5497	45.5178
12	0.4				0.31	0.32	0.32	0.69	0.68
0	P 30x60	NMV	18	6-2-P12(P20)	714.19	297.819	49.3953	64.7384	96.0931
13	0.3				0.49	0.49	0.50	0.38	0.56
0	P 30x100	NMV	1	10-2-P14(P16)	255.088	322.638	171.883	107.363	46.3607
14	1				0.26	0.25	0.24	0.78	0.34
0	P. 18x40	NMV	5	4-2-P14	55.187	21.3191	109.517	27.7717	26.9735
177	0.4				0.31	0.32	0.32	0.90	0.88

6.7.1.2 Travi verifiche a flessione e taglio

- Indici di sicurezza travi al piano terra:

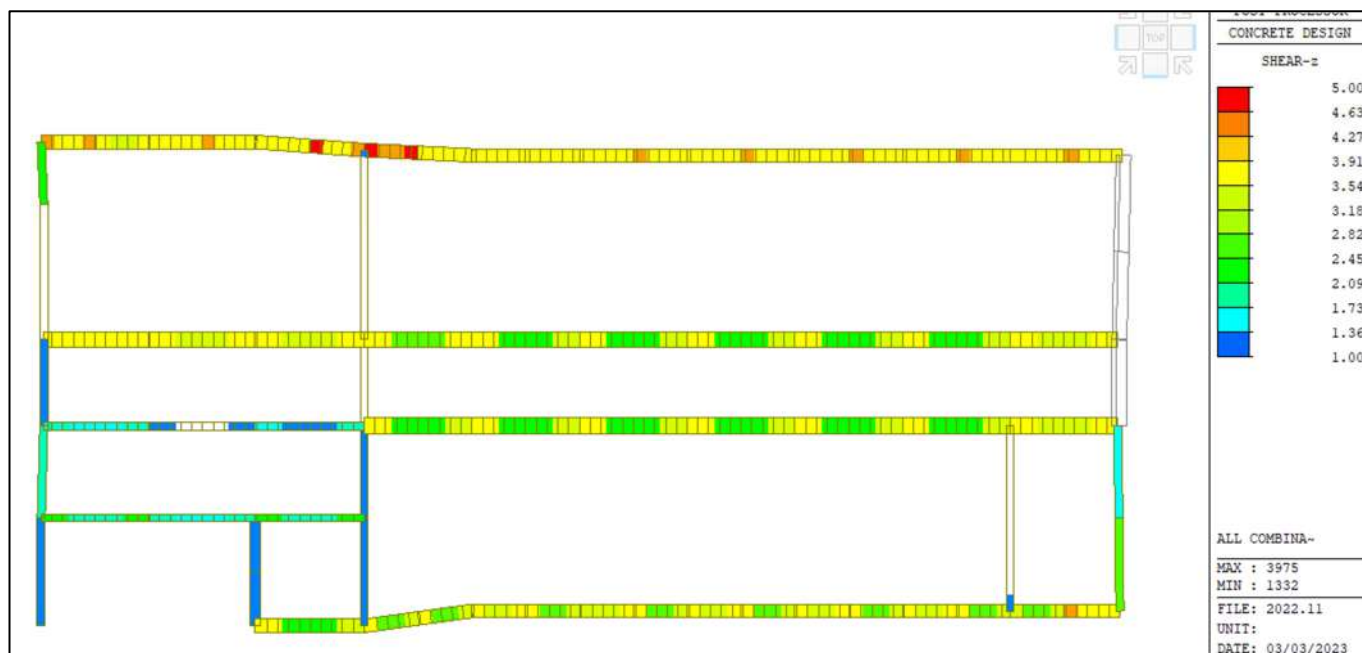


Figura 6.7-4 Rapporto taglio sollecitante –taglio resistente travi al piano terra

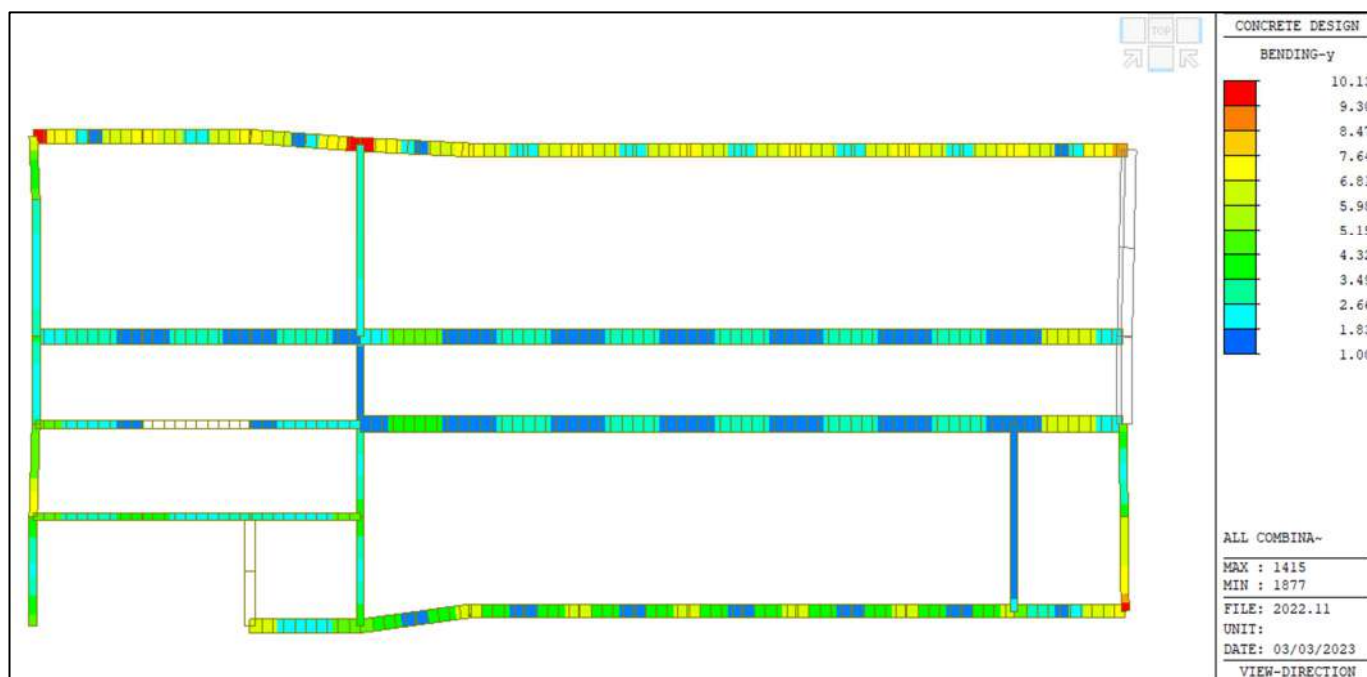


Figura 6.7-5 Rapporto momento sollecitante –momento resistente travi al piano terra

MEMB	SECT	Span	POS	CHK	LCB	Negative Moment Strength	Negative Moment Resistente	Fattore di Sfruttamento	LCB	Positive Moment Strength	Positive Moment Resistente	Fattore di Sfruttamento	LCB	Taglio Sollecitante	V_Rdc	V_Rds	Fattore di Sfruttamento
		0	I	NPV	18	145.106	19.5633	0.13	2	128.91	12.7216	0.10	18	118.768	30.0045	23.7693	0.20
		30	M	NPV	17	92.1866	12.7216	0.14	2	97.6109	19.5633	0.20	2	106.839	30.0045	23.7693	0.22
		4.05	J	NPV	17	146.422	19.5633	0.13	1	127.129	12.7216	0.10	2	124.681	30.8116	25.2877	0.20
		0	I	NPV	21	85.6938	27.3146	0.32	5	78.5173	18.7265	0.24	21	47.4729	23.6172	36.7514	0.78
		44	M	NPV	22	45.7547	18.7265	0.41	6	45.9148	27.3146	0.60	5	44.3127	23.6172	36.7514	0.83
		4	J	NPV	22	87.5448	27.3146	0.31	6	81.8091	18.7265	0.23	5	47.1127	23.9591	37.9315	0.81
		0	I	NPV	21	237.276	55.0062	0.23	5	239.986	24.0112	0.10	21	114.704	32.1761	45.9034	0.40
		45	M	NPV	21	139.741	24.0112	0.17	5	146.27	55.0062	0.38	5	116.87	32.1761	45.9034	0.39
		3.45	J	NPV	22	151.907	55.0062	0.36	6	135.902	24.0112	0.18	5	120.208	32.8714	48.0465	0.40
		0	I	NPV	18	308.884	205.667	0.67	2	227.108	111.637	0.49	18	223.17	54.7487	54.2521	0.24
		50	M	NPV	18	133.478	23.4551	0.18	2	167.058	120.41	0.72	2	184.976	53.2115	57.6558	0.31
		4.05	J	NPV	18	315.358	162.799	0.52	1	179.545	142.768	0.79	2	234.915	55.8702	56.6013	0.24
		0	I	NPV	22	220.647	29.1138	0.13	6	216.37	29.1138	0.13	17	107.474	35.2017	55.5127	0.52
		53	M	NPV	22	130.727	29.1138	0.22	6	134.953	29.1138	0.22	6	105.314	29.1615	57.6558	0.55
		5.05	J	NPV	21	128.85	29.1138	0.23	5	119.535	29.1138	0.24	2	111.874	35.847	57.6558	0.52
		0	I	V	22	75.2196	93.3138	1.23	6	27.9825	93.3138	3.33	22	53.3637	44.2705	42.1461	0.79
		58	M	V	22	48.8884	93.3138	1.92	6	26.4828	93.3138	3.57	22	51.9637	44.2705	42.1461	0.81
		2	J	V	21	69.6424	93.3138	1.33	6	27.9825	93.3138	3.33	6	51.5732	44.2705	42.1461	0.82
		0	I	NPV	18	197.252	56.042	0.28	2	145.689	29.0703	0.20	18	134.225	35.7574	55.1822	0.41
		66	M	NPV	21	94.5141	29.6251	0.31	2	105.304	66.8804	0.64	1	101.455	33.6193	55.5127	0.55
		7.05	J	NPV	25	166.727	56.042	0.34	2	125.389	28.989	0.23	1	128.277	32.0821	57.6558	0.45
		0	I	NPV	21	335.863	299.302	0.89	5	303.556	156.802	0.52	21	97.6071	58.8769	97.3575	1.00
		67	M	N	21	176.926	156.802	0.88	5	197.379	299.302	1.52	22	58.1876	58.8769	97.3575	1.01
		6.85	J	P	22	219.722	299.302	1.37	6	201.378	156.802	0.78	5	95.5689	58.8769	97.3575	1.02
		0	I	NPV	21	93.1891	16.4856	0.18	5	104.005	16.4856	0.16	5	76.8948	20.6857	33.3797	0.43
		86	M	NPV	21	53.7317	16.4856	0.31	5	60.1973	16.4856	0.27	5	80.0027	20.6857	33.3797	0.42
		4	J	NPV	22	79.2979	16.4856	0.21	6	70.9307	16.4856	0.23	5	81.5567	20.6857	33.3797	0.41

- Indici di sicurezza travi al piano primo:

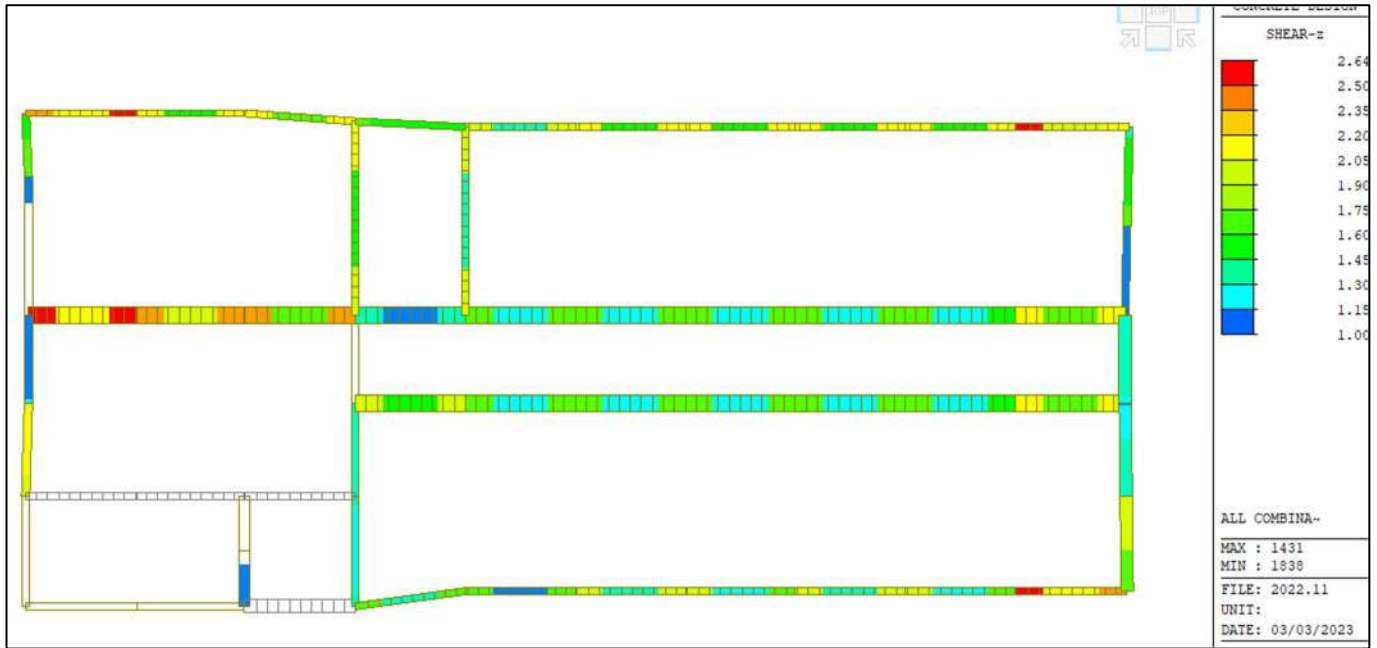


Figura 6.7-6 Rapporto taglio sollecitante –taglio resistente travi al piano primo

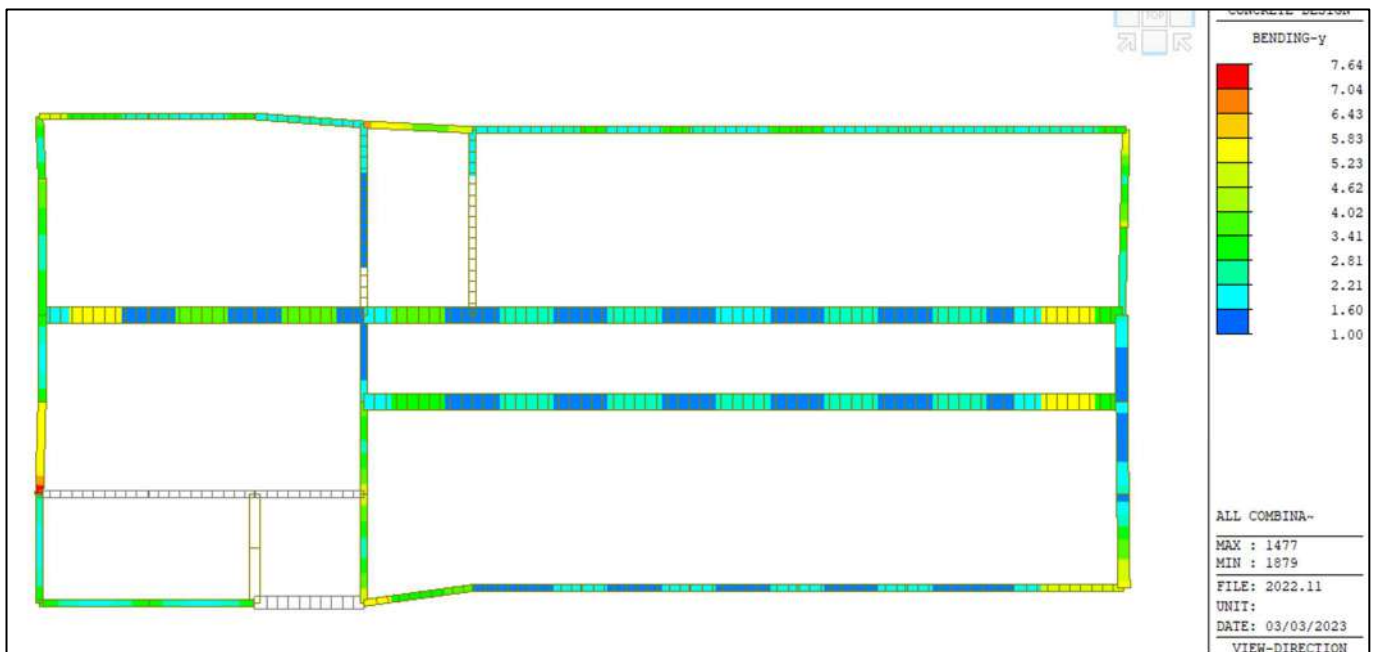


Figura 6.7-7 Rapporto momento sollecitante –momento resistente travi al piano primo

MEMB	SECT	POS	CHK	LCB	Negative Moment Strength	Negative Moment Resistente	Fattore di Sfruttamento	LCB	Positive Moment Strength	Positive Moment Resistente	Fattore di Sfruttamento	LCB	Taglio Sollecitante	V_Rdc	V_Rds	Fattore di Sfruttamento
	0 I		NPV	21	95.6199	27.3146	0.29	5	82.2113	18.5858	0.23	21	60.5551	23.6172	36.7514	0.61
	44 M		NPV	22	49.0949	18.5858	0.38	6	56.9334	27.3146	0.48	21	57.8091	23.9591	37.9315	0.66
	4 J		NPV	22	96.4272	27.3146	0.28	6	103.048	18.7265	0.18	21	52.5104	23.6172	36.7514	0.70
	0 I		NPV	18	240.988	94.3136	0.39	2	190.806	47.4082	0.25	17	164.113	35.6907	64.2858	0.39
	48 M		NPV	18	143.513	33.4904	0.23	2	164.712	105.164	0.64	2	131.345	37.4211	64.5424	0.49
	4.15 J		NPV	18	289.065	94.3136	0.33	2	210.886	47.4082	0.22	2	167.388	36.3545	66.7594	0.40
	0 I		NPV	17	260.153	154.147	0.59	1	177.034	83.5192	0.47	18	255.516	55.7815	97.1842	0.38
	50 M		NPV	18	152.881	28.9124	0.19	1	147.745	121.292	0.82	2	201.819	54.1111	99.3662	0.49
	4.05 J		NPV	18	337.609	113.966	0.34	2	228.282	73.1982	0.32	2	264.065	56.5079	99.8501	0.38
	0 I		NPV	22	216.303	29.1138	0.13	6	222.417	29.1138	0.13	22	107.6	29.1615	57.6558	0.53
	53 M		NPV	22	126.434	29.1138	0.23	6	135.759	29.1138	0.21	6	111.478	29.1615	57.6558	0.52
	5.05 J		NPV	21	143.768	29.1138	0.20	5	123.675	29.1138	0.24	6	115.305	29.1615	57.6558	0.50
	0 I		V	22	73.0204	93.3138	1.28	6	36.9592	93.3138	2.50	22	45.9693	44.2705	42.1461	0.92
	58 M		V	22	50.386	93.3138	1.85	5	32.9763	93.3138	2.86	22	44.5693	44.2705	42.1461	0.94
	2 J		OK	21	67.1584	93.3138	1.39	5	38.1282	93.3138	2.44	6	44.2398	44.2705	42.1461	1.00
	0 I		NPV	18	193.472	102.563	0.53	2	272.967	51.5072	0.19	2	167.779	39.1256	100.139	0.60
	60 M		NPV	17	189.049	51.5072	0.27	1	197.611	102.563	0.52	18	149.751	39.1256	100.139	0.67
	4.038 J		NPV	17	297.519	102.563	0.34	1	354.597	51.5072	0.15	18	167.161	39.1256	100.139	0.60
	0 I		NPV	21	434.137	326.524	0.75	5	258.406	155.732	0.60	21	149.69	61.0717	77.4339	0.52
	67 M		NPV	21	198.234	193.856	0.98	5	229.149	304.649	1.33	21	115.066	58.5702	77.0726	0.67
	7.05 J		NPV	21	378.264	326.524	0.86	5	263.059	155.732	0.59	6	142.152	61.2489	77.886	0.55
	0 I		NPV	21	473.785	99.6866	0.21	5	486.432	101.333	0.21	21	156.119	64.8282	97.8632	0.63
	69 M		NPV	21	344.835	99.6866	0.29	5	356.931	101.333	0.28	5	176.677	65.7249	99.6333	0.56
	3.45 J		NPV	22	233.352	99.5656	0.43	6	209.656	99.5656	0.47	5	186.678	65.7249	99.6333	0.53
	0 I		NP	17	45.6891	13.212	0.29	1	39.878	13.212	0.33	2	16.9933	17.2088	27.3107	1.01
	84 M		NP	17	21.6575	13.212	0.61	1	21.9245	13.212	0.60	1	23.1802	17.2088	27.3107	1.18
	4.05 J		NP	18	43.6791	13.212	0.30	2	38.4429	13.212	0.34	18	17.1559	17.2088	27.3107	1.00
	0 I		NPV	22	45.5003	13.2201	0.29	6	36.98	13.2201	0.36	22	45.3466	18.5084	27.3107	0.60
	89 M		NPV	21	24.7232	13.2201	0.53	5	29.5588	13.2201	0.45	22	44.0948	18.5084	27.3107	0.62
	4 J		NPV	21	45.5291	13.2201	0.29	5	53.135	13.2201	0.25	22	41.5912	18.5084	27.3107	0.66

- [illegible]

CONCRETE DESIGN

BENDING-y

ALL COMBINA--

MAX : 1566
MIN : 1536

FILE: 2022.11
UNIT:
DATE: 03/03/2023

MEMB	SECT	POS	CHK	LCB	Negative Moment Strength	Negative Moment Resistente	Fattore di Sfruttamento	LCB	Positive Moment Strength	Positive Moment Resistente	Fattore di Sfruttamento	LCB	Taglio Sollecitante	V_Rdc	V_Rds	Fattore di Sfruttamento
	Span															
	0 I		NPV	18	102.875	28.0708	0.27	2	76.4696	18.8974	0.25	18	67.7288	27.4434	37.4257	0.55
	31 M		NPV	18	47.4209	18.8974	0.40	1	46.67	28.0708	0.60	18	56.2131	25.0868	37.9315	0.68
	4.05 J		NPV	18	102.244	28.0708	0.27	1	76.8194	18.8974	0.25	2	65.5202	27.4434	37.4257	0.57
	0 I		NPV	17	77.0481	18.9362	0.25	5	72.1107	18.5858	0.26	17	50.9595	20.9302	37.9315	0.75
	44 M		NPV	22	44.9064	18.5858	0.41	1	34.9986	18.9362	0.54	5	44.4462	26.2097	37.4257	0.84
	7.05 J		NPV	18	76.269	18.9362	0.25	6	79.5616	18.5858	0.23	1	50.1734	20.9302	37.9315	0.76
	0 I		NPV	17	85.9025	55.0062	0.64	1	53.7588	24.0112	0.45	17	87.9771	34.2047	45.5729	0.52
	45 M		V	17	17.1191	24.0112	1.41	1	53.7588	55.0062	1.02	2	62.8484	32.1761	45.9034	0.73
	4 J		NV	17	86.269	55.0062	0.64	2	40.4342	45.6288	1.12	2	96.1984	32.1761	45.9034	0.48
	0 I		NPV	22	129.45	29.1138	0.22	6	122.827	29.1138	0.24	22	63.1338	29.1615	57.6558	0.91
	53 M		NPV	22	77.4075	29.1138	0.38	6	78.3353	29.1138	0.37	6	61.9072	29.1615	57.6558	0.93
	5.05 J		NPV	21	91.1743	29.1138	0.32	5	82.1742	29.1138	0.35	6	65.7339	29.1615	57.6558	0.88
	0 I		NPV	17	95.8288	63.486	0.66	2	88.0191	42.4936	0.48	17	112.213	40.161	82.9435	0.74
	65 M		NP	18	79.2737	42.4936	0.53	2	117.063	84.6501	0.72	29	38.2325	38.2953	83.4493	1.00
	4.15 J		NPV	18	173.122	84.6501	0.49	2	120.636	42.4936	0.35	1	107.657	40.161	82.9435	0.77
	0 I		P	18	38.0383	87.1788	2.27	2	93.9325	58.1751	0.62	21	32.4787	32.6436	113.289	1.01
	70 M		N	17	58.4307	58.1751	1.00	1	69.9458	87.1788	1.25	18	79.4582	32.6436	113.289	1.43
	4.005 J		P	17	58.4262	87.1788	1.49	1	162.979	58.1751	0.36	11	31.9829	32.6436	113.289	1.02
	0 I		NPV	21	63.0072	16.4856	0.26	5	72.7813	16.4856	0.23	5	48.2188	20.6857	33.3797	0.69
	86 M		NPV	21	40.5686	16.4856	0.41	5	45.5079	16.4856	0.36	5	51.3268	20.6857	33.3797	0.65
	4 J		NPV	21	44.6712	16.4856	0.37	5	41.8589	16.4856	0.39	5	52.8807	20.6857	33.3797	0.63
	0 I		P	18	66.2086	81.9731	0.81	1	85.7172	54.8941	1.56	7	29.915	31.728	107.22	0.94
	87 M		N	18	66.2086	54.8941	1.21	1	39.2373	81.9731	0.48	6	31.288	31.728	107.22	0.99
	4.05 J		P	17	29.2747	81.9731	0.36	1	94.4386	54.8941	1.72	5	30.7491	31.728	107.22	0.97
	0 I		NP	30	13.7524	13.2942	1.03	6	17.9636	13.2942	1.35	22	9.79446	18.9314	19.5076	0.52
	101 M		OK	22	7.60799	13.2942	0.57	6	11.6765	13.2942	0.88	6	12.1852	18.9314	19.5076	0.64
	6.601 J		N	21	16.9765	13.2942	1.28	5	11.2464	13.2942	0.85	6	14.0977	18.9314	19.5076	0.74
	0 I		NPV	18	53.5176	5.27514	10.15	2	55.1801	3.7023	14.9	2	32.0104	11.1986	9.10355	3.52
	102 M		NPV	18	39.1115	5.27514	7.41	2	40.2759	3.7023	10.88	2	32.8666	11.1986	9.10355	3.61
	4.051 J		NPV	17	23.2588	5.27514	4.41	1	24.9285	3.7023	6.73	2	33.2946	11.1986	9.10355	3.66

6.8 Interazione tra corpi

I corpi LC e L presentano fra loro un giunto strutturale, come evidenziato dall'immagine:

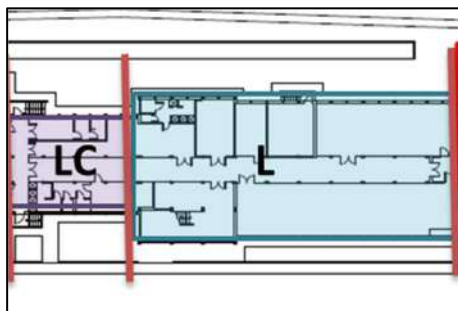


Figura 6.8-1 : Giunto tra corpi LC e L

Non è stato possibile definire la dimensione esatta del giunto ma dai documenti esistenti è possibile osservare che lo spazio presente tra gli elementi strutturali dei due corpi è di pochi centimetri. Tali giunti però, non sono progettati in funzione dell'azione sismica e i copri risultano essere collegati da elementi rigidi. Tale collegamento risulta essere un punto critico per gli edifici in quanto in condizione sismica i corpi subiscono degli spostamenti tali da poter provocare fenomeni di martellamento.

Facendo riferimento al par 7.2.1. dell'NTC 2018 "Distanza tra costruzioni contigue":

"La distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV, calcolati per ciascuna costruzione secondo il § 7.3.3 (analisi lineare)."

Si riportano nel seguito gli spostamenti del Corpo L e del corpo LC e LA, ottenuti tramite l'analisi dinamica lineare allo SLV.

Tra il corpo L e LC la distanza tra gli elementi strutturali dei due corpi, valutata a partire dagli esecutivi dell'epoca è di 5 cm.

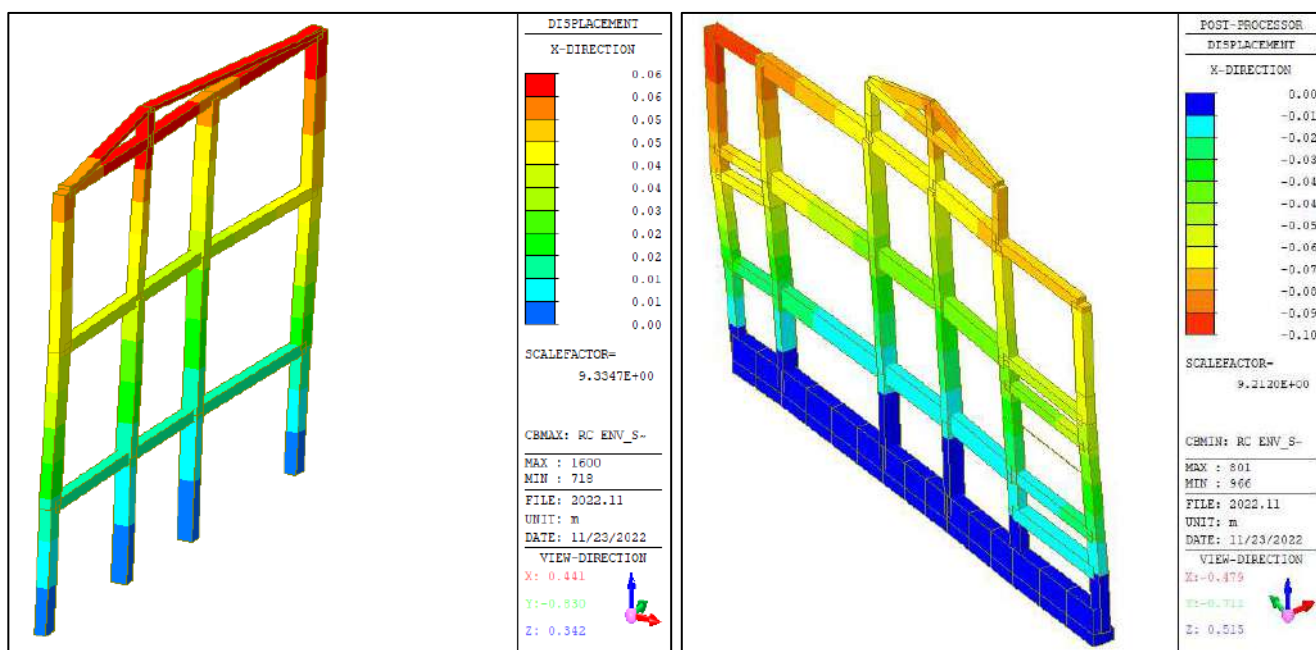


Figura 6.8-2 : Spostamenti SLV corpo LC e L

Tra il corpo L e LA il la distanza tra gli elementi strutturali dei due corpi, valutata a partire dagli esecutivi dell’epoca è di 5 cm.

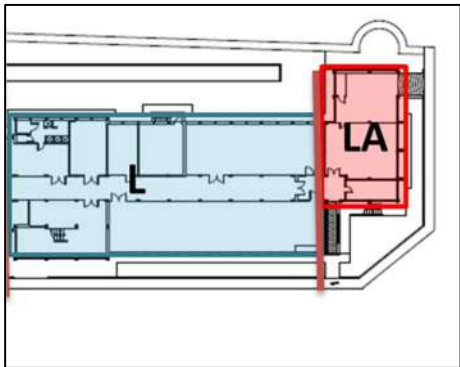


Figura 6.8-3 : Giunto tra corpi L e LA

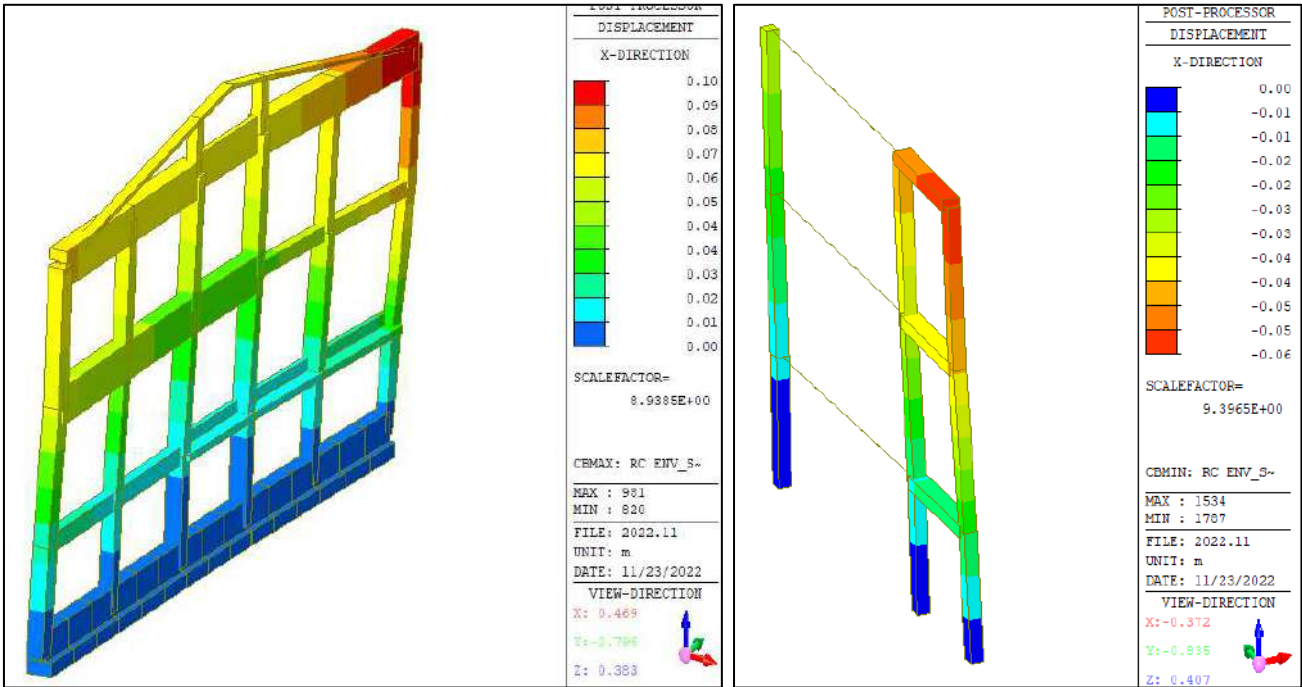


Figura 6.8-4 : Spostamenti SLV corpo L e LA

7 Conclusioni

In questo capitolo si andranno a sintetizzare gli elementi salienti tra quelli descritti nei paragrafi precedenti e riepilogate le problematiche emerse e le relative indicazioni sui possibili rimedi.

7.1 Sintesi del percorso conoscitivo

Oggetto della presente è la **valutazione della sicurezza** (ai sensi della O.P.C.M. 3362/2004 e del §8.3 delle NTC2018) con la finalità di trovare il livello di sicurezza della costruzione e dei suoi componenti (strutturali e non) allo stato di fatto; ciò permetterà di individuare puntualmente criticità e potenzialità dell'edificio e di calibrare di conseguenza con precisione un eventuale progetto futuro.

Il sottoscritto ha svolto il proprio incarico come riportato nei capitoli precedenti e come sinteticamente descritto nel seguito:

- Ricerca di materiale disponibile, precedenti autorizzativi, elaborati.
- Accurato rilievo geometrico e strutturale, con documentazione fotografica.
- Indagini diagnostiche.
- Creazione del modello di calcolo.
- Analisi e verifiche dei singoli elementi componenti la struttura.
- Definizione dei livelli di sicurezza.

7.2 7.2 Vulnerabilità riscontrate e possibili rimedi

7.2.1 NOTA BENE

La verifica delle costruzioni esistenti nasce con gli Articoli 3 e 4 dell'OrdPCM 3274 del 20/02/2003; il testo riportava: *E' fatto obbligo di procedere a verifica, da effettuarsi a cura dei rispettivi proprietari, ai sensi delle norme di cui ai suddetti allegati, sia degli edifici di interesse strategico e delle opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile, sia degli edifici e delle opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso. Le verifiche di cui al presente comma dovranno essere effettuate entro cinque anni dalla data della presente ordinanza e riguardare in via prioritaria edifici ed opere ubicate nelle zone sismiche 1 e 2.*

A seguire è stata emanata l'OrdPCM 3362 del 08/07/2004 che stabiliva le modalità di erogazione delle somme presenti in un fondo straordinario appositamente costituito, affinché gli enti locali potessero attivare le politiche di riduzione del rischio sismico e avere a disposizione liquidità per affidare le verifiche sugli edifici.

Attualmente la verifica è ben definita all'interno del capitolo 8.3 del D.Min. Infrastrutture 17/01/2018 (NTC2018) e identificata come VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA.

Lo scopo è stabilire se una struttura esistente è in grado o meno di resistere alle azioni di progetto (di cui alle NTC2018) oppure determinare l'entità massima delle azioni che è capace di sostenere.

Nel 2010 la Presidenza del Consiglio dei Ministri, mediante il Dipartimento di Protezione Civile, ha emanato una nota di chiarimenti (*Chiarimenti_OPCM3274*) sulla gestione degli **esiti delle verifiche sismiche**. I seguiti sulla responsabilità del professionista che esegue la verifica e soprattutto del gestore del bene in oggetto sono non scontati.

Si ribadisce, dandogli maggiore valenza "giuridica", quanto riportato nella Circ7:

I provvedimenti sono necessari e improcrastinabili nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio. Più complessa è la situazione che si determina nel momento in cui si manifesti l'inadeguatezza di un'opera rispetto alle azioni ambientali (p. es. terremoto, NdR); per le problematiche connesse, non si può pensare di imporre l'obbligatorietà dell'intervento o del cambiamento di destinazione d'uso o, addirittura, la messa fuori servizio dell'opera, non appena se ne riscontri l'inadeguatezza.

In tutti i casi nei quali si effettui la verifica di sicurezza il Progettista dovrà esplicitare, in un'apposita relazione, i livelli di sicurezza attuali o raggiunti con l'intervento e le eventuali conseguenti limitazioni da imporre nell'uso della costruzione. La gestione del risultato della verifica viene decisa dal proprietario o gestore dell'opera entro un tempo prestabilito definito in base alla vita nominale restante ed alla classe d'uso. Egli comunque deve attivarsi interagendo con il tecnico che l'ha redatta: qualora emergesse la necessità di un intervento esso dovrebbe essere attivato in un tempo compatibile con le condizioni di rischio riscontrate.

Nasce il concetto di **tempo residuo**, riportato nella Direttiva PCM "Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le costruzioni" del 23/07/2010: *Coerentemente con il concetto probabilistico di sicurezza, la struttura può considerarsi sicura nei riguardi di un terremoto con periodo di ritorno più breve rispetto a quello dell'azione sismica di riferimento; la vita nominale, introdotta nelle NTC, rappresenta quindi il parametro attraverso il quale programmare gli interventi di mitigazione del rischio. Inoltre, la vita nominale è il periodo nel quale la struttura può essere considerata sicura, nel senso che è in grado di sopportare l'azione sismica che ha una fissata probabilità di occorrenza nel periodo di riferimento a essa collegato (tenendo conto, attraverso il coefficiente d'uso, della funzione svolta dal manufatto). Il committente deve essere consapevole del significato di questa vita nominale (anche in relazione a quella normalmente assunta per gli edifici ordinari), delle sue implicazioni in termini di futuri protocolli di manutenzione e verifica, in particolare, delle future verifiche che dovranno essere nuovamente eseguite entro la scadenza della vita nominale.*

Infine, la medesima nota della PCM, fa proprie le considerazioni del Comitato Tecnico Scientifico della Regione Emilia-Romagna (riunione del 27/07/2010) e introduce il concetto di **Vita Nominale Restante**, al fine di "garantire omogeneità di comportamenti, evitare atteggiamenti inopportuni (sia per eccessiva che per insufficiente cautela) e per offrire un supporto oggettivo a chi (proprietari, strutture di controllo, ecc...) deve prendere o giudicare decisioni". Prosegue poi dicendo che "il concetto di gravità dell'inadeguatezza commisurata alla vita nominale restante, rappresenta allo stato attuale non soltanto il principale elemento di valutazione su cui basare le scelte ma anche il solo a cui si possa conferire un sufficiente grado di oggettività ed il solo a poter essere effettivamente d'aiuto nella programmazione di un graduale miglioramento delle condizioni di sicurezza del patrimonio immobiliare esistente. Si può ipotizzare che la vita nominale restante sia il tempo entro il quale si attiva l'intervento che pone rimedio alla specifica inadeguatezza".

Si arriva quindi alla definizione del concetto fondamentale di **Tempo di Intervento T_{INT}** , funzione del coefficiente d'uso (C_u) dell'edificio e del periodo di ritorno dell'azione sismica corrispondente all'attivazione del meccanismo di rottura in esame allo SLV o SLC (T_{SLV} o T_{SLC}).

L'esito di una verifica di sicurezza si riassume quindi in questo: per ogni potenziale vulnerabilità (collasso globale, meccanismi locali, elementi non strutturali, ecc...) si andrà a identificare il Tempo di Intervento T_{INT} che diventa il numero di anni per il quale la costruzione può ritenersi probabilisticamente sicura nei confronti di quella specifica vulnerabilità, tenendo conto dei concetti di Tempo di Ritorno.

Non solo. Se T_{INT} è superiore a 30 anni la PCM ritiene non necessaria una immediata programmazione degli interventi. Se T_{INT} invece risulta minore o uguale a 2 anni si configura un "particolare elemento di rischio" che implica urgenza di interventi. È implicito che se T_{INT} è nullo, la verifica non è soddisfatta neppure ai carichi statici ed è obbligatorio intervenire immediatamente.

La sottoscritta riporta queste considerazioni ad utilità della Committenza, direttamente responsabile dell'utilizzo dell'edificio, affinché possa adeguatamente formare il proprio giudizio in merito alla eventuale pericolosità dello stesso nelle varie condizioni esplicitate, tenendo conto di quanto nel seguito riportato e delle considerazioni legate ad ogni singola verifica e riportate negli specifici capitoli.

7.2.1.1 Considerazioni e sintesi delle verifiche STATICHE

Tutte le verifiche sono state eseguite ai sensi delle NTC 2018, assumendo un livello di conoscenza LC3 con Fattore di confidenza FC pari a 1.

Di seguito si riportano i coefficienti di sicurezza minimi per ogni elemento strutturale. I valori INFERIORI a 1,00 indicano criticità statica.

	Corpo L
TRAVI	0,42
PILASTRI	0,72

Tali criticità si manifestano per precise condizioni/combinazioni di carico, non necessariamente in contemporanea. Per ognuna di queste si veda quanto riportato nel capitolo specifico.

A tal proposito è necessario riportare alcune considerazioni:

- Risulta evidente come tutti i corpi non presentino evidenti segni di dissesti
- L'applicazione delle formule delle NTC2018 implica l'adozione di coefficienti che da una parte vanno ad amplificare i carichi (nel caso statico $\gamma_{G1}=1.1$ e $\gamma_{G2}=\gamma_Q=1.5$) e dall'altro a ridurre la resistenza dei materiali attraverso i coefficienti γ_M .
- In generale le principali carenze sono dovute per la presenza di una non sufficiente armatura superiore nelle travi, a causa della quale le stesse risultano carenti per momento negativo. In riferimento al momento positivo le travi presentano una buona resistenza ad eccezione di casi localizzati
- La resistenza a taglio delle travi, considerando il contributo dei ferri piegati, risulta essere buona ad eccezione di alcuni casi localizzati.
- I pilastri presentano delle carenze in riferimento alle sollecitazioni di pressoflessione maggiormente nei pilastri al seminterrato.
- La resistenza a taglio dei pilastri risulta essere buona ad eccezione di alcuni casi localizzati riscontrati in copertura e in corrispondenza di elementi tozzi
- I pilastri risultano tutti verificati in condizione statica a meno di poche situazioni puntuali.

La sottoscritta riporta queste considerazioni ad utilità della Committenza, direttamente responsabile dell'utilizzo dell'edificio, affinché possa adeguatamente formare il proprio giudizio in merito alla eventuale pericolosità dello stesso in condizioni legate ai carichi permanenti e alle azioni di servizio.

7.2.1.2 Considerazioni e sintesi delle verifiche SISMICHE

	Corpo L
TRAVI	0,06
PILASTRI	0,10

7.2.2 Indicatori di Rischio dello stato di Fatto

Si riportano gli Indicatori di Rischio ottenuti dall'Analisi Globale dell'edificio, qui sotto riportati in condizioni sismiche:

PGA capacità - Indicatori di rischio

	Evento	PGA	PGA_{CLD}/PGA_{DLD}	PGA_{CLV}/PGA_{DLV}
Corpo L	Analisi globale della vulnerabilità sismica (SLV)	0.272	--	0.10

7.2.3 Principali Vulnerabilità riscontrate

Il rilievo eseguito, i sondaggi svolti e la successiva modellazione e verifica dell'edificio ha evidenziato le seguenti vulnerabilità, partendo da quelle di tipo statico a quelle sismiche:

- Dalle indagini condotte si riscontrano scarse caratteristiche del calcestruzzo.
- Mancanza di giunto sismico tra i copri adiacenti.
- Verifiche non soddisfatte sia in corrispondenza delle azioni gravitazionali sia in riferimento alle azioni sismiche nelle travi.
- Resistenza nei pilastri non sufficiente in riferimento alle azioni sismiche.
- Mancanza di telai in entrambi le direzioni.

7.2.4 Calcolo del Tempo d'Intervento

In cui T_{SLV} il periodo di ritorno dell'azione sismica corrispondente all'attivazione del meccanismo di rottura in esame allo SLV. Per il presente valore, essendo l'analisi modale lineare, è possibile scrivere $T_{SLV} = \text{coeff. sicurezza} * 475 * C_U = \text{coeff. sicurezza} * 712$ (dove 475 è il tempo di ritorno di un sisma che ha una probabilità di superamento del 10%)

In base alla DPC/SISM/83283 per T_{int} superiore a 30 anni si ritiene non necessaria un'immediata programmazione degli interventi. Se T_{int} invece risulta minore o uguale a 2 anni si configura un "particolare elemento di rischio" che implica l'urgenza degli interventi. Nel caso in cui T_{int} risulti nullo, la verifica non è risultata soddisfatta neanche per i soli carichi statici ed è obbligatorio intervenire immediatamente.

$$\text{Corpo L: } T_{int} = 0.105 \times 475 \times 1.5 \times 0.10 / 1.5 = 5.0 \text{ anni}$$

Le verifiche statiche di alcune travi e pilastri hanno però dato esito negativo in tutti i corpi dell'Istituto portando alla determinazione di un $T_{int} = 0$ e quindi l'obbligatorietà di un **intervento immediato**.