COMUNE DI BOLOGNA

SERVIZIO SANITARIO REGIONALE
EMILIA-ROMAGNA
Azienda Unità Sanitaria Locale di Bologna
Dipartimento Tecnico Patrimoniale

Istituto delle Scienze Neurologiche
Istituto di Ricovero e Cura a Carattere Scientifico

N° PROGR.

CONSEGNA	VERIFICA/VALIDAZIONE/APPROVAZIONE
DATA E PROT.	DATA E PROT.

TIMBRI E FIRME DI ATTESTAZIONE DELLA VERIFICA/VALIDAZIONE

REALIZZAZIONE DEL POLO PSICHIATRICO INTEGRATO PRESSO IL COMPLESSO RONCATI DI BOLOGNA
- Seconda Fase -
PROGETTO ESECUTIVO

SPAZIO RISERVATO PER APPROVAZIONE TITOLO EDILIZIO

PROGETTO ARCHITETTONICO
Ing. Fabio Penacchioni

PROGETTO STRUTTURALE
Ing. Friedrich Drollmann

PROGETTO IMPIANTI ELETTRICI
Ing. Fabio Penacchioni

PROGETTO IMPIANTI MECCANICI
Ing. Fabio Penacchioni

COORDINATORE SICUREZZA FASE PROGETTAZIONE
Arch. Valeria Mignani

COORDINATORE SICUREZZA FASE ESECUZIONE

PROPRIETA':
AZIENDA USL
DI BOLOGNA
DELEGATO CON DELIBERA
N. 275 del 26/10/2016

IL DIRETTORE DEL DIPARTIMENTO
TECNICO PATRIMONIALE
(Ing. Francesco Rainaldi)

DIRETTORE GENERALE
Dott. ssa Chiara Gibertoni

RESPONSABILE
UO Servizi Progettazione Edile
Ing. Franco Emiliani

RESPONSABILE PROCEDIMENTO
Ing. Lucio Vitobello

DIRETTORE DEI LAVORI
Ing. Lucio Vitobello

PRESIDIO: **COMPLESSO RONCATI DI BOLOGNA**

EDIFICIO: **PALAZZINA "Portineria"**

CODICE EDIFICIO **56C**

PIANO:

DIREZIONE LAVORI

ELABORATO: **PROGETTO STRUTTURE**
RELAZIONE ILLUSTRATIVA
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE OPERE STRUTTURALI
RELAZIONE SUI MATERIALI
VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA

CODICE PROG. **PE**

ELAB. N. **ST.RC**

SOSTITUISCE IL N.

SOSTITUITO DAL N.

ARCHIVIO USL N.:	DATA: Ottobre 2017	SCALA:	REFERENTE AMMINISTRATIVO:
	ARCHIVIO N.:	FILE:	MOD01 PsqB01 ADT Rev. 5.1 del 26/10/2016

AGGIORNAMENTI

1		3	
2		4	

Dott. Ing. Friedrich Drollmann
Via Ghiselli n. 6 - 40134 Bologna
mail: friedrich.drollmann@me.com - tel: 051 399542 - fax: 051 399512

COMUNE DI BOLOGNA

REALIZZAZIONE DEL POLO PSICHIATRICO INTEGRATO PRESSO IL COMPLESSO RONCATI VIALE PEPOLI N. 5 - BOLOGNA
PALAZZINA PORTINERIA

REL01

RELAZIONE ILLUSTRATIVA
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE OPERE STRUTTURALI
RELAZIONE SUI MATERIALI
VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITA' SISMICA

Il Committente:
Azienda USL Bologna
Via Castiglione n. 29 - Bologna
Direttore Dipartimento Tecnico Patrimoniale
dott. ing. Francesco Rainaldi

Il tecnico incaricato:
Dott. Ing. Friedrich Drollmann
Via Ghiselli n. 6 – 40134 Bologna

ORDINE INGEGNERI PROV. BOLOGNA
INGEGNERE
FRIEDRICH DROLLMANN
LAUREA SPECIALISTICA
Sezione: A
N° 6123 / A
Settori civile ambientale, industriale, dell'informazione

I collaboratori:
Dott. Ing. Giada Gasparini

Bologna, 18 novembre 2014

INDICE

0. INDICE DEGLI ELABORATI 3
1. DOCUMENTI DI SINTESI 4
1.1 Sintesi del percorso progettuale 4
1.1.1 Descrizione del fabbricato: stato di fatto 4
1.1.2 Interventi strutturali proposti 6
1.2 Condizioni d'uso e livelli di sicurezza della costruzione 7
2. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE 8
2.1 ES - Storia sismica dei territori su cui insiste l'edificio - anno 217 a. C. - anno 2004 8
2.1.1 Eventi sismici del 20 maggio e 29 maggio 2012 12
2.2 ES – Esito del rilievo geometrico - strutturale 12
2.3 Descrizione generale dell'opera e criteri generali di progettazione 12
2.4 Quadro normativo di riferimento adottato 12
2.4.1 Norme di riferimento cogenti 13
2.4.2 Altre norme e documenti tecnici integrativi 13
2.5 ES – Livelli di conoscenza e fattori di confidenza 13
2.6 Azioni di progetto sulla costruzione 15
2.6.1 Carichi verticali 15
2.6.2 Azione sismica 15
2.7 Modelli numerici 18
2.7.1 Metodologia di modellazione ed analisi 20
2.7.2 Informazioni sul codice di calcolo 21
2.7.3 Modellazione della geometria e delle proprietà meccaniche 22
2.7.4 Modellazione dei vincoli interni ed esterni 23
2.7.5 Modellazione delle azioni 23
2.7.6 Combinazioni e/o percorsi di carico 23
3. PRINCIPALI RISULTATI: CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE EFFETTUATE 25
3.1 Risultati dell'analisi modale 25
3.1.1 Modello FEM allo stato di fatto 25
3.1.2 Modello FEM con interventi di miglioramento 27
3.2 Struttura in elevazione 31
3.2.1 Pareti in muratura - stato di fatto 31
3.2.2 Pareti in muratura - intervento di miglioramento 33

3.3 Stima del grado di miglioramento ottenuto (incremento di capacità conseguito) e tempo di intervento 35
3.3.1 Stato di fatto 35
3.3.2 Post miglioramento 37
4. RELAZIONE SUI MATERIALI 39
4.1 Elenco dei materiali impiegati e loro modalità di posa in opera 39
4.2 Valori di calcolo 40
5 PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STRUTTURALE DELL'OPERA 41
6. RELAZIONE SUI RISULTATI SPERIMENTALI - INDAGINI SPECIALISTICHE 42
6.1 Relazione geologica e sismica per la caratterizzazione del terreno su cui sorge l'edificio 42
6.2 ES – Relazione sulla caratterizzazione meccanica dei materiali 42
7. RELAZIONE SULLA PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE DEL SITO DI COSTRUZIONE 47

0. INDICE DEGLI ELABORATI

Il presente progetto esecutivo è formato dai seguenti elaborati:

Relazioni:

REL01	Relazione illustrativa, relazione di calcolo delle opere strutturali, relazione sui materiali, valutazione della pericolosità sismica
REL02	Piano di Manutenzione della parte strutturale dell'opera
REL03	Relazione geologica e sismica sul terreno su cui sorge l'edificio

Elaborato grafico:

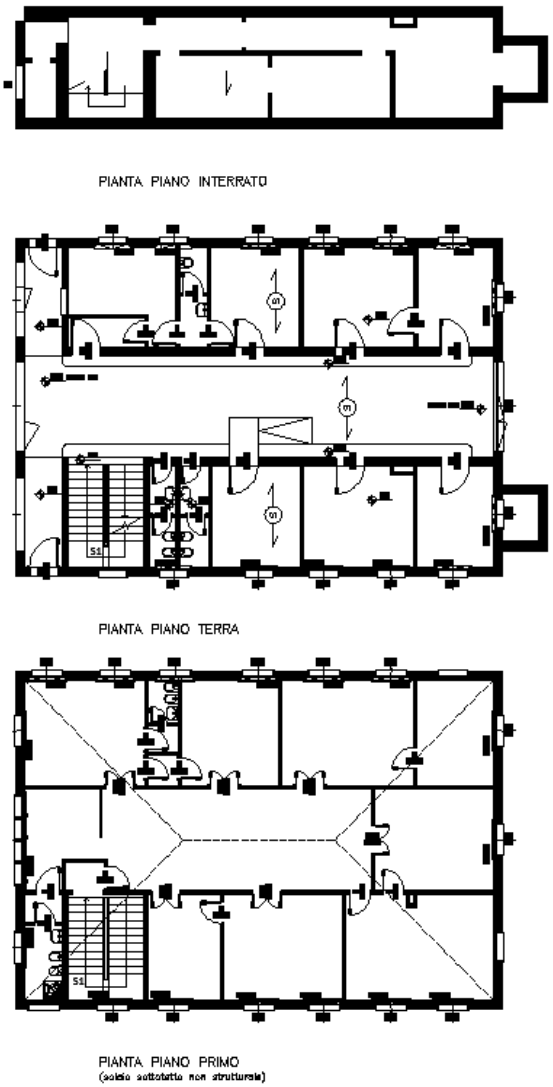
STR001	Interventi di miglioramento

1. DOCUMENTI DI SINTESI

1.1 Sintesi del percorso progettuale

1.1.1 Descrizione del fabbricato: stato di fatto

L'Istituto di Psichiatria Ottonello è costituito da tre edifici isolati che hanno l'affaccio principale su Viale Pepoli. L'edificio centrale oggetto della presente relazione e degli interventi di miglioramento proposti, denominato Palazzina Portineria, è la sede della portineria centrale di tutto il complesso. Il fabbricato ha pianta rettangolare di dimensioni pari a circa 13,0mx19,0m ed è caratterizzato da due piani fuori terra (piano terra, piano primo, copertura) e da una porzione di piano interrato. La struttura portante è in muratura con solai di piano in latero-cemento.



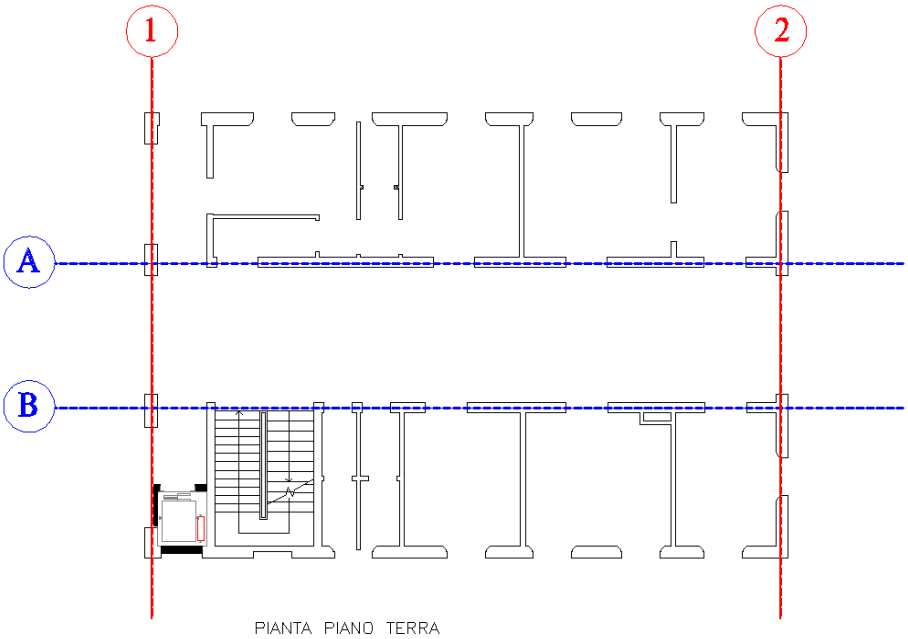
Pianta piano interrato, terra e primo - Palazzina Portineria

Istituto di Psichiatria Ottonello - edificio centrale portineria: Palazzina Portineria, ingresso

Al fine di effettuare la verifica di vulnerabilità sismica del fabbricato sono state condotte specifiche indagini diagnostiche sulla muratura per valutarne le caratteristiche meccaniche.

1.1.2 Interventi strutturali proposti

Di seguito si riportano gli interventi proposti per il miglioramento del comportamento della struttura del fabbricato alle azioni del sisma (per maggiori dettagli si vedano gli elaborati grafici di progetto):



- Allineamenti 1, 2, A, B - piano terra: rinforzo delle pareti in muratura esistenti mediante rigenerazione della muratura e ristilatura dei giunti, con eventuale rifacimento della muratura degradata. Consolidamento delle pareti in muratura con intonaco armato dello spessore di 3cm da un unico lato (lato interno che affaccia sull'ingresso), in quanto la distribuzione delle reti impiantistiche nel lato interno che affaccia sugli uffici rende impossibile l'applicazione su tale faccia.

1.2 Condizioni d'uso e livelli di sicurezza della costruzione

La Palazzina Portineria viene classificata come costruzione di Tipo 2 e di Classe III (secondo quanto specificato nel DM 14/01/2008 paragrafo 2.4.2).

Poiché per gli edifici di Tipo 2 e Classe III si ha $V_N = 50 anni$ (vita nominale della struttura) e $C_U = 1,5$ (coefficiente d'uso), il periodo di riferimento per l'azione sismica (DM 14/01/2008 paragrafo 2.4.3) vale, quindi: $V_R = V_N \cdot C_U = 75 anni$.

Tutto il complesso del Polo Roncati è situato nel Comune di Bologna, per cui, secondo la classificazione sismica allegata all'Ordinanza PCM n 3274 del 20/03/03 *"Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"* il Comune è in zona 3.

Occorre osservare che la destinazione del fabbricato (sostanzialmente per ambulatori, uffici non aperti al pubblico e portineria) lo farebbe ricadere fra le costruzioni il cui uso prevede normali affollamenti (classe d'uso II); tuttavia, in via del tutto prudenziale committente e progettisti hanno concordato di considerare la possibilità di affollamenti significativi (costruzioni in classe d'uso III).

Occorre evidenziare, inoltre, che nonostante la cautelativa ipotesi sopra descritta, il fabbricato risulta privo di interesse strategico e di rilievo ai fini della protezione civile, ed inoltre non appartiene all'elenco degli edifici che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un loro eventuale collasso (si vedano in proposito DPC 19904 del 21 novembre 2003 e Deliberazione Regione Emilia Romagna n. 1661, 2/11/2009).

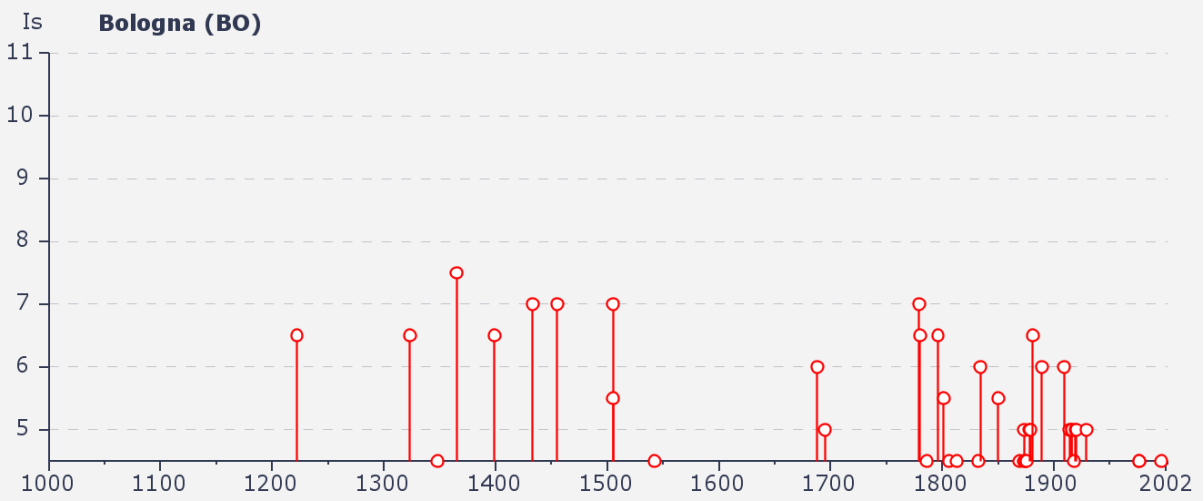
Infatti si evidenzia che pur essendo struttura sanitaria e pur essendo considerato, prudenzialmente, suscettibile di affollamento, in tale edificio non saranno presenti Pronto Soccorso, dipartimenti di emergenza, urgenza, accettazione, non vi saranno svolte attività connesse con la gestione dell'emergenza, attività didattiche, ricreative, culturali, professione del culto, non saranno permanentemente presenti utenti non autosufficienti, non saranno presenti degenze, non vi sarà svolta alcuna attività a carattere Universitario, e non sono previste sale con capienza superiore a 100 persone.

2. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

2.1 ES - Storia sismica dei territori su cui insiste l'edificio - anno 217 a. C. - anno 2004

Nel sito http://www.ingv.it (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) è possibile scaricare il catalogo parametrico dei terremoti italiani al di sopra della soglia del danno (Catalogo NT4.1.1 aggiornato al marzo 1998) e il catalogo parametrico generale (Catalogo CPTI04 dell'anno 2004) dall'anno 217 a.C. all'anno 2002. A seguito dei terremoti sotto elencati (dall'epoca della costruzione in poi) l'edificio non ha riportato danni visibili o apprezzabili.

Dal Catalogo NT4.1.1 per la zona di Bologna si ricavano i seguenti sismi. Il grafico rappresenta il diagramma della storia sismica della località limitatamente ai valori con intensità Is (x10) > 45, mentre la tabella riporta tutti i terremoti registrati nella zona di Bologna dall'anno 217 a.C. all'anno 2002.



Dal Catalogo CPTI04 si rilevano per la zona di Bologna si ricavano i seguenti sismi.

Storia sismica di Bologna
[44.498, 11.340]

Numero di eventi: 132

Effetti		In occasione del terremoto del:			
Is	**Anno Me Gi Or Mi**	**Area epicentrale**	**Np**	**Ix**	**Mw**
NR	1065 03 27 06	Brescia	6	8	5.17
F	1117 01 03 13	Veronese	85	9	6.49
F	1194	GALEATA	3	7	5.17
NR	1197	Brescia	8	6-7	5.03
6-7	1222 12 25 11	Basso bresciano	40	9	6.05
NR	1234 03 20	FERRARA	5	7	5.17
NR	1249 09 00 16 30	Modena	4	7-8	5.03
6-7	1323 02 25 19	Bologna	5	6-7	4.63
NR	1346 02 22 11	Ferrara	14	7-8	5.81
4-5	1348 01 25	CARNIA	46	9-10	6.66
F	1349 09 09	Viterbese-Umbria	15	8-9	5.91
3-4	1352 12 25	MONTERCHI	7	9	6.00
7-8	1365 07 25 18	Bologna	5	7-8	5.03
NR	1383 07 24 20	PARMA	7	5-6	4.63
6-7	1399 07 20 23	Modenese	6	7	5.40
NR	1409 11 15 11 15	Parma	5	7	4.83
NR	1410 06 10 21	Verona	9	5-6	4.72
3	1414 08 07	TOSCANA OCC.	8	7-8	5.66
7	1433 05 04 08 05	Bologna	5	7	5.03
NR	1438 06 11 20	Parmense	12	8	5.62
F	1453 09 28 23 45	Firenze	7	8	5.33
7	1455 12 20 20 45	Media valle del Reno	7	7-8	5.18
NR	1465 04 06 21 30	VERONA	11	5-6	4.63
NR	1474 03 11 20 30	MODENA	12	6	4.89
3-4	1483 08 11 19 40	Romagna meridionale	14	8-9	5.67
NR	1491 01 24 23 30	Verona	8	8	5.37
3	1501 06 05 10	Appennino modenese	19	9	5.85
7	1505 01 03 02	Bologna	31	7	5.47
5-6	1505 05 15	BOLOGNA	1	5-6	4.63
NF	1509 04 19	Faentino	5	7	5.17
4	1511 03 26 14 40	Slovenia	66	10	6.51
4-5	1542 06 13 02 15	Mugello	47	9	5.91
NR	1561 11 24 01 25	Ferrara	5	6-7	4.63
4	1570 11 17 19 10	Ferrara	60	8	5.48
3-4	1591 07 10	FORLI'	6	6-7	5.24
4	1624 03 18 19 45	Argenta	17	8-9	5.43
4	1661 03 22 12 45	Appennino romagnolo	58	9	5.83
F	1671 06 20	RUBIERA	13	7	5.34
3	1672 04 14 15 45	Riminese	92	8	5.60
6	1688 04 11 11 30	ROMAGNA	36	9	5.88
5	1695 02 25 05 30	Asolano	82	10	6.61
F	1703 01 14 18	Appennino reatino	196	11	6.81
7	1779 06 04 07	Bolognese	12	7	4.97
6-7	S 1780 02 06 04	Bolognese	7	6-7	4.85
4	1781 04 04	FAENTINO	78	9	5.84
4-5	S 1786 12 25 01	Riminese	91	8	5.67
6-7	1796 10 22 04	Emilia orientale	26	7	5.63
5-6	1801 10 08	BOLOGNA	1	5-6	4.63
3	1802 05 12 09 30	Valle dell'Oglio	66	8-9	5.67
4-5	1806 02 12	NOVELLARA	28	7	5.26
4	1810 12 25 00 45	NOVELLARA	33	7	5.28
4	1811 07 15 22 44	SASSUOLO	21	7	5.24
4-5	1813 09 21 07 45	Romagna centrale	12	7	5.32
3	1818 12 09 18 52	LANGHIRANO	27	7-8	5.57
3	1831 09 11 18 15	Reggiano	24	7-8	5.48
4-5	1832 03 13 03 30	Reggiano	93	7-8	5.59
3	1834 02 14 13 15	ALTA LUNIGIANA	101	8-9	5.64
3	1834 07 04 00 35	ALTA LUNIGIANA	21	6-7	5.14
6	1834 10 04 19	Bologna	10	6	4.63
3	1843 10 25 03 22	VERNIO	14	7-8	5.22
5-6	1850 09 18 06 10	MODENA	7	6	4.83
4	1861 10 16	FORLI'	10	7	5.13
3-4	1864 03 15	ZOCCA	13	6-7	5.03
4	1864 12 11 17 40	MUGELLO	9	7	5.11
4-5	1869 06 25	VERGATO	16	7-8	5.32
4	1870 10 30	MELDOLA	27	8	5.59
3-4	1873 03 12 20 04	Marche meridionali	196	9	5.88
5	1873 06 29 03 58	Bellunese	199	9-10	6.33
4-5	1873 09 17	LIGURIA ORIENTALE	68	6-7	5.52
4-5	1874 10 07	IMOLESE	60	7	4.99
4-5	1875 03 17 23 51	Romagna sud-orient.	143	8	5.74
NF	1875 12 06	S.MARCO IN LAMIS	97	8	6.07
5	1878 03 12 21 26	Bolognese	27	6	4.83
5	1879 04 27 04 06	Valle del Senio	20	7-8	5.18
6-7	1881 01 24 16 04	Bolognese	30	7	5.14
3	1881 09 28	CESENA	24	7	5.03
4	1885 02 26 20 48	SCANDIANO	78	6	5.22
RS	1886 09 05	VAL DI SUSA	102	7	5.27
F	1887 02 23 05 21	Liguria occidentale	1515	10	6.29
6	1889 03 08 02 47	BOLOGNA	32	6	4.83
3	1889 12 08	APRICENA	122	7	5.55
NF	1890 03 26 20 10	CADORE	48	6-7	5.09
3	1891 06 07 01 06	Valle d'Illasi	403	9	5.71
RS	1892 01 05	GARDA OCC.	100	7-8	4.96
F	1894 11 27	FRANCIACORTA	168	6-7	4.95
NF	1895 03 23	COMACCHIO	37	6-7	4.83
4	1895 04 14 22 17	Slovenia	296	8	6.25
3	1897 12 18 07 24	Appennino umbro-march.	132	7-8	5.18
2	1898 01 16 12 10	Romagna settent.	73	7	5.03
3-4	1898 03 04	CALESTANO	260	7	5.07
3	1899 06 26 23 17	Valle del Bisenzio	134	7	5.09
2	1901 10 30 14 49	Salo'	191	8	5.67
3	1904 02 25 18 47	Reggiano	62	7	5.13
3	1904 06 10 11 15	Frignano	96	7	5.08
NF	1904 11 17 05 02	PISTOIESE	204	7	5.18
3-4	1908 06 02 22 30	FRIGNANO	18	4-5	4.69
6	1909 01 13 00 45	BASSA PADANA	799	6-7	5.53
3	1911 02 19 07 18	Romagna meridionale	185	7	5.38
NF	1911 09 13 22 29	CHIANTI	103	7-8	5.14
3	1913 07 21 22 35	VALLE DEL LAMONE	43	6	5.07
5	1914 10 27 09 22	GARFAGNANA	618	7	5.79
3	1915 01 13 06 52	AVEZZANO	1040	11	6.99
5	1916 05 17 12 50	Alto Adriatico	130	8	5.85
5	1916 08 16 07 06	Alto Adriatico	256	8	5.92
4-5	1918 11 10 15 12	Appennino romagnolo	95	8	5.79
5	1919 06 29 15 06	Mugello	267	9	6.18
5	1920 09 07 05 55	Garfagnana	638	10	6.48
3	1922 05 24 21 17	CENTO	6	F	4.50
3-4	1926 01 01 18 04	Slovenia	63	7-8	5.71
5	1929 04 20 01 09	Bolognese	628	8	5.55
2-3	1929 07 18 21 02	MUGELLO	56	7	5.07
2	1930 10 30 07 13	SENIGALLIA	263	8-9	5.94
3	1931 06 10 17 02	MODENESE	14	4	4.84
3	1935 06 05 11 48	FAENTINO	27	6	5.34
3	1936 10 18 03 10	BOSCO CANSIGLIO	267	9	5.90
3	1939 10 15 14 05	GARFAGNANA	62	7	5.20
3-4	1964 09 05 21 09	RONCOBILACCIO	22	5	4.95
RS	1967 12 09 03 09	ADRIATICO MER.	22	5	4.83
4	1967 12 30 04 19	BASSA PADANA	40	6	5.36
4	1971 07 15 01 33	Parmense	228	8	5.61
3	1972 10 25 21 56	PASSO CISA	198	5	4.95
4-5	1976 05 06 20	FRIULI	770	9-10	6.43
4-5	1976 09 15 09 21	Friuli	54	8-9	5.92
3	1980 11 23 18 34	Irpinia-Basilicata	1317	10	6.89
4	1983 11 09 16 29	Parmense	835	7	5.10
NF	1984 04 29 05 02	GUBBIO/VALFABBRICA	709	7	5.68
2	1986 12 06 17 07	BONDENO	604	6	4.56
4	1987 05 02 20 43	REGGIANO	802	6	5.05
4	1989 09 13 21 53	PASUBIO	779	6-7	4.96
4-5	1996 10 15 09 55	CORREGGIO	135	7	5.44

Al fine di meglio comprendere i dati delle tabelle e dei diagrammi, si riporta la guida per la loro consultazione, così come riportata nel sito.

La consultazione "per località", permette di visionare la storia sismica delle località italiane presenti almeno tre volte in DBMI04 (5325 località in totale). Al click sulla località prescelta comparirà nel frame in alto a destra l'elenco dei terremoti in cui è citata. La tabella della storia sismica è ordinata per a) intensità al sito e per b) anno. L'area in basso a destra è dedicata al diagramma della storia sismica limitatamente ai terremoti con intensità epicentrale uguale o superiore a 4/5.

I parametri che costituiscono il formato sintetico del database sono i seguenti:

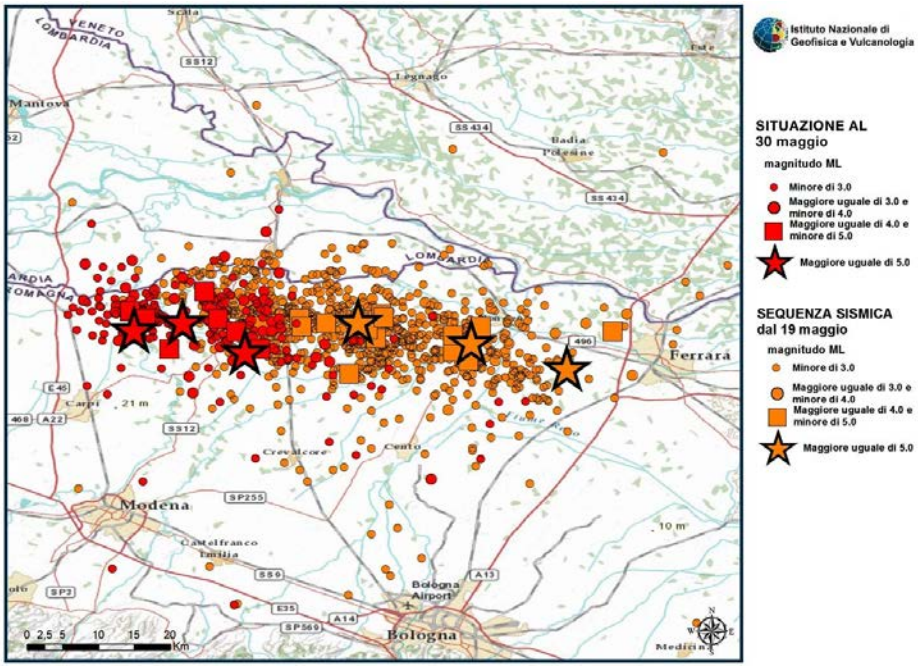
Parametro	Descrizione	Provenienza
NDBMI04	Identificativo del record	
NCPTI04	Identificativo del terremoto	CPTI04 (N)
An	Tempo origine: anno	CPTI04 (Anno)
Me	Tempo origine: mese	CPTI04
Gi	Tempo origine: giorno	CPTI04
Or	Tempo origine: ora	CPTI04
Mi	Tempo origine: minuti	CPTI04
Se	Tempo origine: secondi	CPTI04
AE	Denominazione dell'area dei maggiori effetti	CPTI04
Rt	Codice bibliografico dell'elaborato di riferimento (compatto)	CPTI04
Rt1	Codice bibliografico dell'elaborato di riferimento (esplicitato)	
Np	Numero di osservazioni macrosismiche del terremoto	CPTI04
Np1	Numero di osservazioni macrosismiche del terremoto in DBMI04	
Ix	Intensità massima (MCS)	CPTI04 (Imx)
Io	Intensità epicentrale (MCS)	CPTI04
LatEp	Latitudine dell'epicentro	CPTI04 (Lat)
LonEp	Longitudine dell'epicentro	CPTI04 (Lon)
Mw	Magnitudo momento	CPTI04 (Maw)
Daw	Errore associato alla stima di Mw	CPTI04
Loc	Denominazione della località	DIR04
Sc	Casi particolari	DIR04
LatIDP	Latitudine	DIR04
LonIDP	Longitudine	DIR04
Is	Intensità al sito (MCS)	
Cou	Codice della nazione di appartenenza della località	
Istat01	Codice ISTAT 2001 del comune di appartenenza della località	
Pr	Sigla della provincia di appartenenza della località	
LocOr	Denominazione della località secondo lo studio originale	Originale
LatOr	Latitudine della località secondo lo studio originale	Originale
LonOr	Longitudine della località secondo lo studio originale	Originale
IsOr	Intensità al sito secondo lo studio originale	Originale

Note:

- i valori di intensità epicentrale e massima, a differenza di CPTI04, sono riportati in originale ovvero non moltiplicati per 10 (es: 6/7 anziché 65, 7 anziché 70);
- i valori tipo 6/7, 7/8 indicano incertezza fra i due valori interi e non valori "intermedi" di intensità.

2.1.1 Eventi sismici del 20 maggio e 29 maggio 2012

La figura sotto riportata illustra la sequenza sismica che ha colpito le zone emiliane dal 19 maggio al 30 maggio 2012 elaborata dall'INGV (le stelle rappresentano i terremoti con magnitudo superiore a 5).



A seguito degli eventi sismici del maggio 2012 la struttura dell'edificio Palazzina Portineria non ha subito danni.

2.2 ES – Esito del rilievo geometrico - strutturale

Il rilievo geometrico e strutturale è riportato negli elaborati grafici.

2.3 Descrizione generale dell'opera e criteri generali di progettazione

Si veda paragrafo 1.1 Sintesi del percorso progettuale

2.4 Quadro normativo di riferimento adottato

Le norme ed i documenti assunti quale riferimento per la progettazione strutturale vengono indicati e commentati come di seguito precisato.

2.4.1 Norme di riferimento cogenti

L'analisi effettuata e il dimensionamento della struttura del parcheggio interrato è stato sviluppato nel rispetto delle normative elencate:

Legge 5/11/71 n. 1086	-	Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale, precompresso e per le strutture metalliche.
D.M. 14/01/2008	-	Norme Tecniche per le Costruzioni

2.4.2 Altre norme e documenti tecnici integrativi

Documenti tecnici di riferimento:

Circ. Cons. Sup. LL. PP. n. 617 02/02/2009	-	Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008

2.5 ES – Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

Tenuto conto della fondamentale importanza che, nello studio delle costruzioni esistenti, riveste la conoscenza delle strutture medesime (con particolare riferimento alla loro geometria, ai particolari costruttivi ed alle caratteristiche dei materiali impiegati per la costruzione), le norme definiscono ed impongono l'utilizzo nelle analisi dei così detti Fattori di Confidenza (DM14/01/2008 punto 8.2, Circ. Min. n. 617 Appendice C8A) mediante i quali, nella sostanza, si riducono i valori medi di resistenza dei materiali e si ricavano i valori da adottare in sede di esecuzione delle verifiche. Il valore che, volta per volta, deve essere adottato per detti Fattori di Confidenza discende strettamente dal Livello di Conoscenza conseguito nelle indagini.

La relazione tra livelli di conoscenza e fattori di confidenza è illustrata nella tabella di seguito riportata (si noti che la medesima tabella definisce, in funzione del livello di conoscenza, il metodo di analisi da utilizzare per l' individuazione dei livelli di sicurezza).

Tabella C8A.1.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.	verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1	Tutti	1.35
LC2		verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3			Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		1.00

A seguito della campagna di indagini effettuata dalla ditta Tecno In di Napoli (Laboratorio di Prova Specializzato, certificato RINA ISO9001) nel settembre 2014 su indicazione degli scriventi (per l'ottenimento delle caratteristiche meccaniche della muratura e l'identificazione della stratigrafia di alcuni solai al fine della effettuazione delle verifiche di vulnerabilità sismica), si è adottato per le analisi un livello di conoscenza LC2 (Conoscenza Adeguata), che implica un fattore di confidenza pari a FC = 1,20.

2.6 Azioni di progetto sulla costruzione

2.6.1 Carichi verticali

Per quanto concerne i carichi verticali, ai fini dell' analisi complessiva e delle varie combinazioni da considerare, sono stati applicati i seguenti carichi:

Solaio di copertura (travetti c.a. e tavelle in laterizio)			
a.	peso proprio solaio + permanente	250,00	daN/m^2
b.	carico variabile (neve)	130,00	daN/m^2
TOTALE a) + b)		380,00	daN/m^2
Solaio di sottotetto (travetti c.a. e tavelle in laterizio)			
a.	peso proprio solaio + permanente	100,00	daN/m^2
b.	carico variabile (manutenzione)	50,00	daN/m^2
TOTALE a) + b)		150,00	daN/m^2
Solai di piano (latero-cemento)			
a.	peso proprio solaio + permanente	500,00	daN/m^2
b.	carico variabile (affollamento)	300,00	daN/m^2
TOTALE a) + b)		800,00	daN/m^2

2.6.2 Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

Ai fini del D.M. 14/01/2008 le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R}, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito

F_0 fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale (valore minimo pari a 2,2)

T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R}, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono sotto riportate /Tabella 3.2.I del D.M. 14/01/2008):

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali del sisma vale:

$0 \le T < T_B$ $$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right)$$

$T_B \le T < T_C$ $$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$T_C \le T < T_D$ $$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$T_D \le T$ $$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

In mancanza di espresse indicazioni in merito, il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito (paragrafo 7.1):

- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo SLD;
- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel D.M. 14/01/2008 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLV.

Gli spettri di accelerazione al suolo sono stati fissati considerando sulla base dei dati forniti all'interno della relazione geologica, un <u>terreno di tipo C</u>.

I valori che si ottengono per lo spettro di risposta della componente orizzontale del sisma, per <u>lo Stato Limite di Danno SLD</u> utilizzato per l'analisi del complesso edilizio sono, quindi, i seguenti:

$a_{g-SLD} = 0,079g \qquad F_0 = 2,483 \qquad T_C^* = 0,281\sec$

I valori che si ottengono per lo spettro di risposta della componente orizzontale del sisma, per <u>lo Stato Limite Ultimo SLV</u> utilizzato per l'analisi del complesso edilizio sono, quindi, i seguenti:

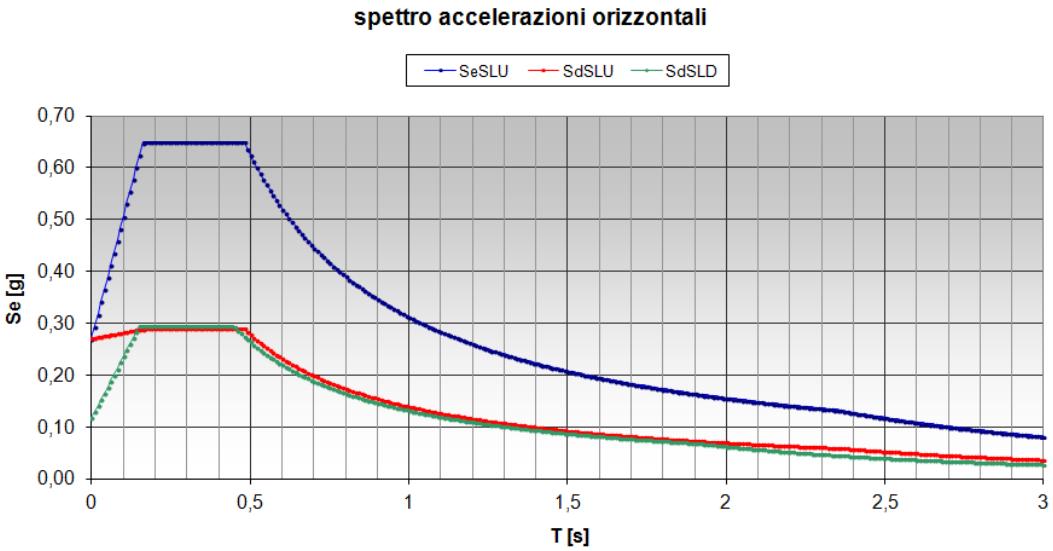
$a_{g-SLV} = 0,190g \qquad F_0 = 2,397 \qquad T_C^* = 0,312\sec$

$\eta = 1/q \qquad q = q_0 \cdot K_R$

In accordo con il DM 14/01/08 e la CM617 si ottiene (a favore di sicurezza si è considerato l'edificio non regolare in elevazione):

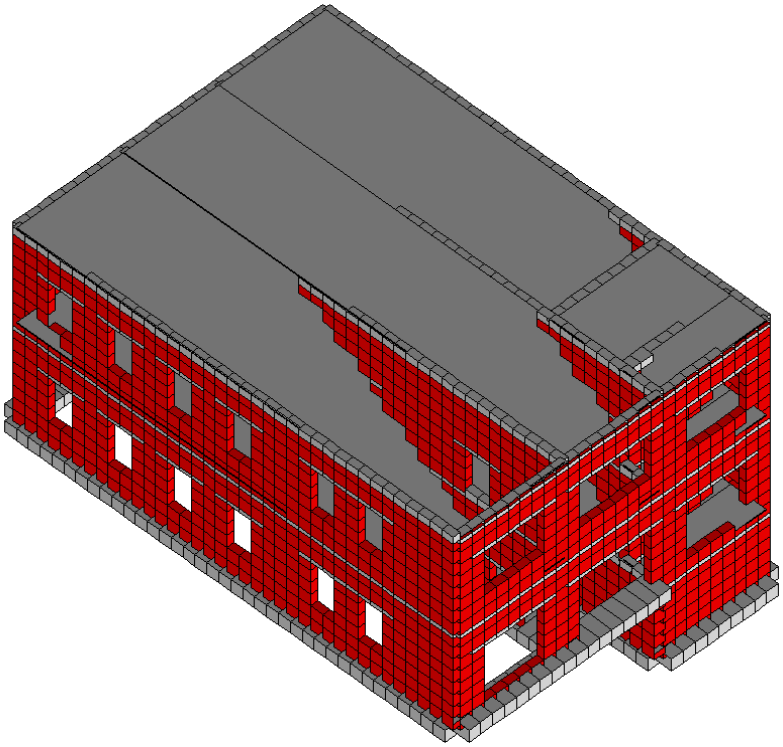
$q = 2,25$

La figura seguente riporta lo spettro SLV utilizzato per le analisi SLD (verde), per le analisi SLV (rosso) e lo spettro di riferimento elastico (blu).

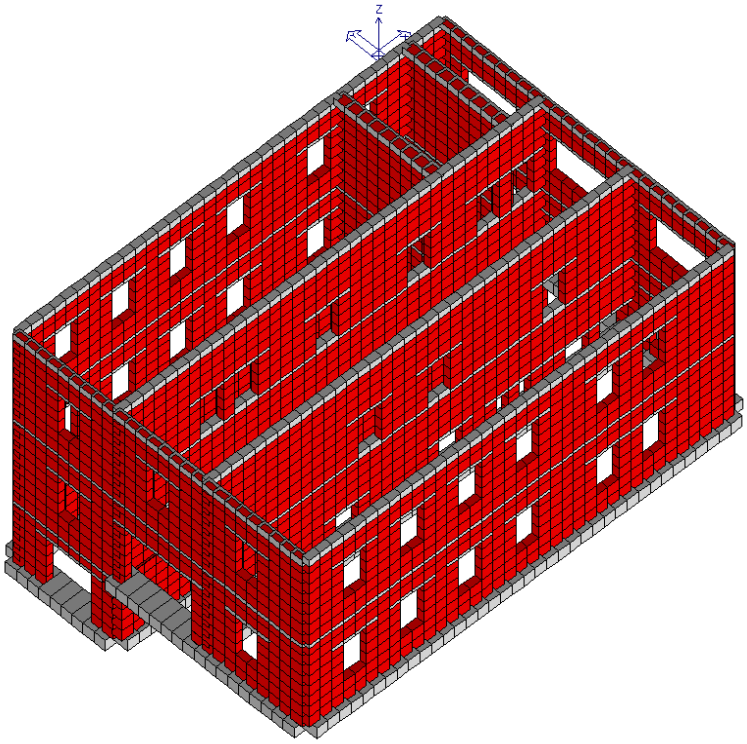


2.7 Modelli numerici

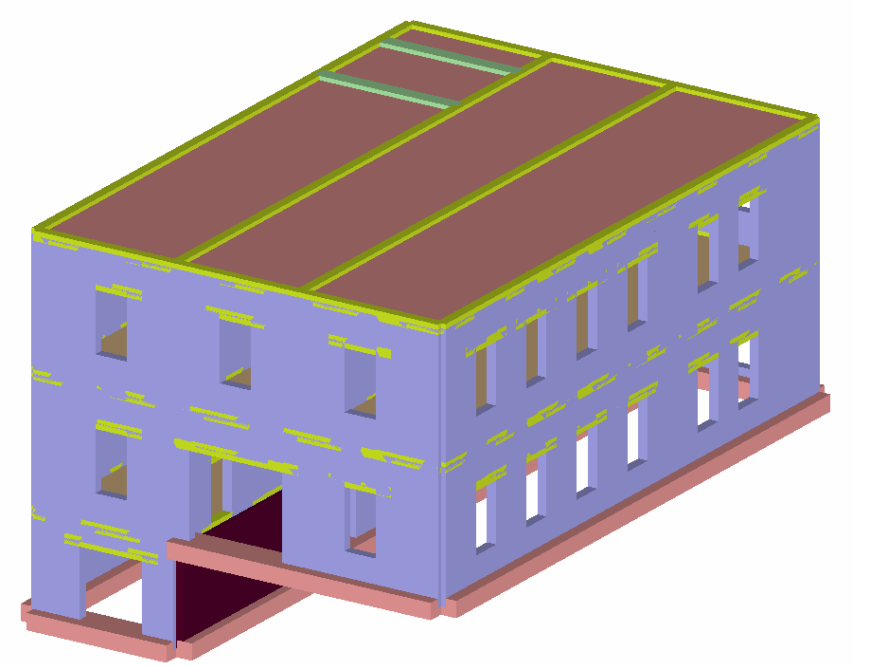
Sono stati elaborati due modelli di calcolo ad elementi finiti, uno per schematizzare il comportamento dell'edificio allo stato di fatto e uno per ricavare il comportamento sismico dell'edificio a seguito della messa in opera degli interventi proposti. Travi e pilastri sono stati simulati mediante elementi finiti monodimensionali, mentre per le pareti si sono utilizzati elementi finiti tipo lastra. Le figure seguenti riportano la visualizzazione della rappresentazione solida del modello numerico elaborato.



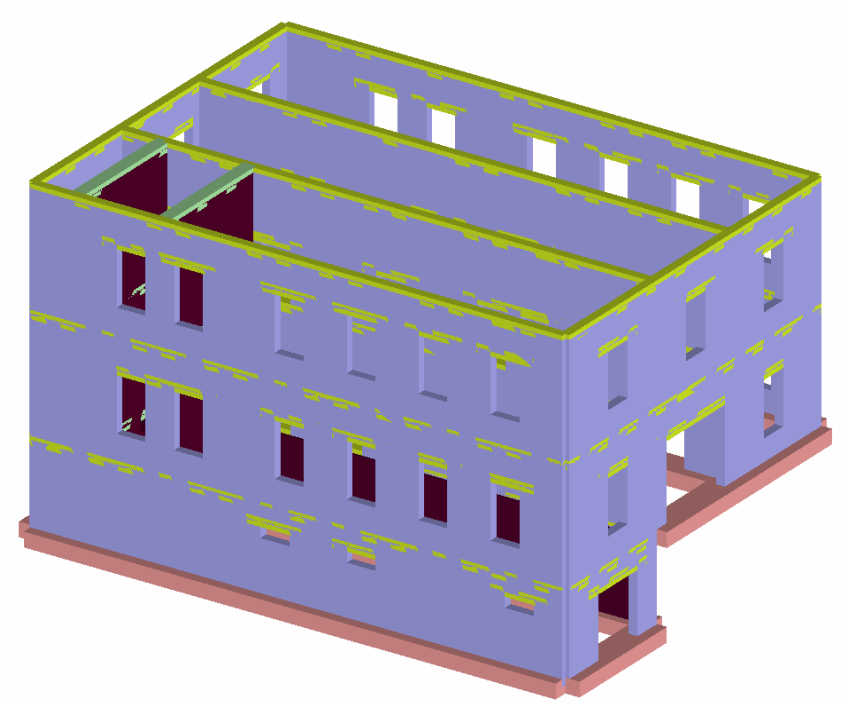
Modello FEM - vista solida 3D con impalcati (modello stato di fatto) - vista 1



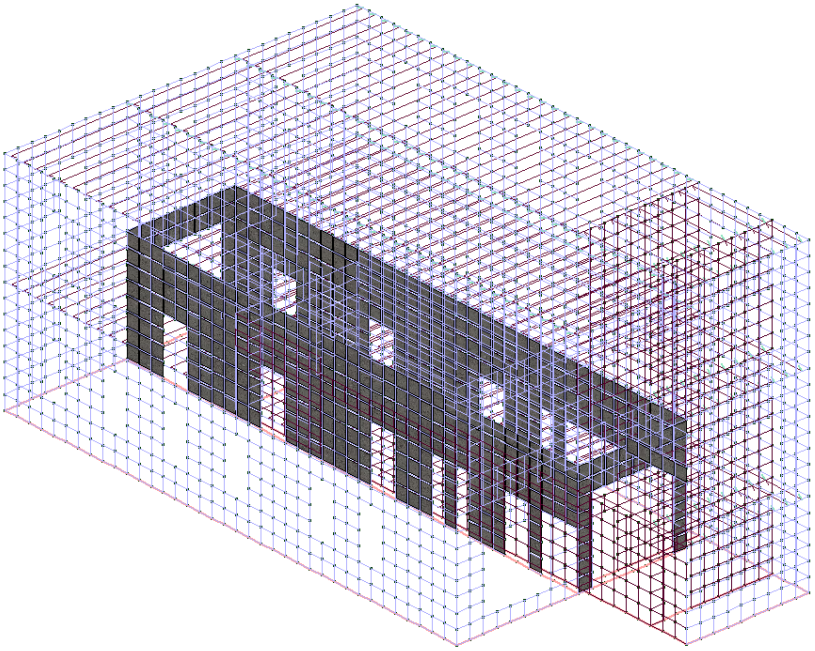
Modello FEM - vista solida 3D senza impalcati (modello stato di fatto) - vista 2



Modello FEM - vista solida 3D con impalcati (modello stato di fatto) - vista 3



Modello FEM - vista solida 3D senza impalcati (modello stato di fatto) - vista 4



Modello FEM - vista 3D con impalcati (modello migliorato) - vista 1, particolare con pareti consolidate

2.7.1 Metodologia di modellazione ed analisi

Statica lineare	SI
Statica non lineare	NO
Sismica statica lineare	NO

Sismica dinamica lineare	SI
Sismica statica non lineare (prop. masse)	NO
Sismica statica non lineare (prop. modo)	NO
Sismica statica non lineare (triangolare)	NO
Non linearità geometriche (fattore P delta)	NO

2.7.2 Informazioni sul codice di calcolo

Il codice di calcolo adottato è ALGOR SUPERSAP prodotto dalla ALGOR INTERACTIVE SYSTEMS, Inc. Pittsburgh, PA, USA. Il programma SUPERSAP applica il metodo degli elementi finiti per strutture di forma qualunque, comunque caricate e vincolate, nell'ambito del comportamento lineare delle stesse. La risoluzione del sistema K * u = F è condotta con l'algoritmo di Gauss modificato sulla matrice K globale suddivisa in blocchi. La risoluzione delle equazioni del moto, ed in particolare l'applicazione dell'analisi dinamica prevista per il calcolo in zona sismica è condotta con il metodo dello spettro di risposta. Si sottolinea che il solutore ALGOR SUPERSAP è stato sottoposto, con esito positivo e relativa certificazione, ai test N.A.F.E.M.S. (test di confronto della National Agency for Finite Element Methods and Standards in Inghilterra). Si sottolinea inoltre che il solutore ALGOR SUPERSAP è soggetto ad attività di controllo ai sensi della Q.A. (quality assurance), condizione essenziale per l'utilizzo dei codici di calcolo nell'ambito della progettazione nucleare ed off-shore.

Titolo:	PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program
Versione:	PROFESSIONAL (build 2011-06-155)
Produttore-Distributore:	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara
Codice Licenza:	Licenza dsi2249

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione:

Affidabilità dei codici utilizzati
2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche. E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm

2.7.3 Modellazione della geometria e delle proprietà meccaniche

Modello stato di fatto

Modellazione della geometria e proprietà meccaniche:	
nodi	3985
elementi D2 (per aste, travi, pilastri…)	1042
elementi D3 (per pareti, platee, gusci…)	3492
elementi solaio	13
elementi solidi	0
Dimensione del modello strutturale [cm]:	
X min =	-2250.00
Xmax =	-400.00
Ymin =	-2000.00
Ymax =	-700.00
Zmin =	0.00
Zmax =	1100.00
Strutture verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Pilastri	NO
Pareti	SI
Setti (a comportamento membranale)	NO
Strutture non verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Travi	SI
Gusci	NO
Membrane	NO
Orizzontamenti:	
Solai con la proprietà piano rigido	SI
Solai senza la proprietà piano rigido	NO

Modello con interventi di miglioramento

Modellazione della geometria e proprietà meccaniche:	
nodi	3985
elementi D2 (per aste, travi, pilastri…)	1042
elementi D3 (per pareti, platee, gusci…)	3492
elementi solaio	13
elementi solidi	0
Dimensione del modello strutturale [cm]:	
X min =	-2250.00
Xmax =	-400.00
Ymin =	-2000.00
Ymax =	-700.00
Zmin =	0.00
Zmax =	1100.00
Strutture verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Pilastri	NO
Pareti	SI

Setti (a comportamento membranale)	NO
Strutture non verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Travi	SI
Gusci	NO
Membrane	NO
Orizzontamenti:	
Solai con la proprietà piano rigido	SI
Solai senza la proprietà piano rigido	NO

2.7.4 Modellazione dei vincoli interni ed esterni

Modello stato di fatto

Tipo di vincoli:	
Nodi vincolati rigidamente	NO
Nodi vincolati elasticamente	NO
Nodi con isolatori sismici	NO
Fondazioni puntuali (plinti/plinti su palo)	NO
Fondazioni di tipo trave	SI
Fondazioni di tipo platea	NO
Fondazioni con elementi solidi	NO

Modello con interventi di miglioramento

Tipo di vincoli:	
Nodi vincolati rigidamente	NO
Nodi vincolati elasticamente	NO
Nodi con isolatori sismici	NO
Fondazioni puntuali (plinti/plinti su palo)	NO
Fondazioni di tipo trave	SI
Fondazioni di tipo platea	NO
Fondazioni con elementi solidi	NO

2.7.5 Modellazione delle azioni

Si veda paragrafo 2.6 Azioni di progetto sulla costruzione.

2.7.6 Combinazioni e/o percorsi di carico

La combinazione delle azioni è stata effettuata in conformità a quanto previsto al cap. 2.5.3 del D.M. 14/01/2008; le azioni variabili sono state combinate utilizzando i coefficienti di combinazione desunti dalla tabella 2.5.1. I valori dei coefficienti parziali di sicurezza sono desunti dalla tabella 2.6.1 in conformità all'approccio 2 per stati limiti strutturali e geotecnici ($\gamma_{G1} = 1,3$, $\gamma_{G2} = 1,3$, $\gamma_Q = 1,5$); le

azioni sismiche necessarie per la combinazione sismica sono state valutate in conformità al cap. 3.2 del D.M. 14/01/2008.

In definitiva sono stati utilizzati i seguenti casi di carico elementari (cdc):

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gsk	CDC=G1sk (permanente solai-coperture)	
3	Qsk	CDC=Qsk (variabile solai)	
4	Qnk	CDC=Qnk (carico da neve)	
5	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. R)	partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
			partecipazione:1.00 per 2 CDC=G1sk (permanente solai-coperture)
			partecipazione:1.00 per 3 CDC=Qsk (variabile solai)
			partecipazione:1.00 per 4 CDC=Qnk (carico da neve)
6	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. R)	come precedente CDC sismico
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. R)	come precedente CDC sismico
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. R)	come precedente CDC sismico

Cmb	Tipo	Sigla Id
1	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 1
2	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 2
3	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 3
4	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 4
5	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 5
6	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 6
7	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 7
8	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 8
9	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 9
10	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 10
11	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 11
12	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 12
13	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 13
14	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 14
15	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 15
16	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 16

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...
1	1.00	1.00	0.30	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
2	1.00	1.00	0.30	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
3	1.00	1.00	0.30	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
4	1.00	1.00	0.30	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
5	1.00	1.00	0.30	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
6	1.00	1.00	0.30	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
7	1.00	1.00	0.30	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
8	1.00	1.00	0.30	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
9	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0
10	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0
11	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0
12	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0
13	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.0
14	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.0
15	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.0
16	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0

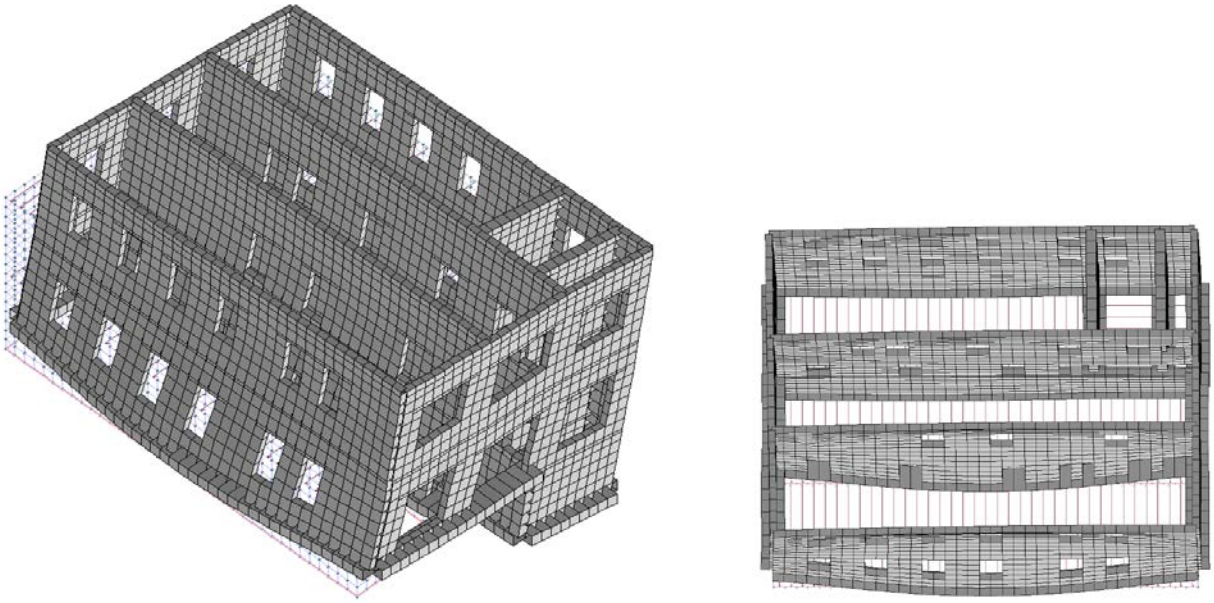
3. PRINCIPALI RISULTATI: CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE EFFETTUATE

Di seguito si riportano i risultati ottenuti dall'analisi della struttura e si evidenziano le principali verifiche degli elementi strutturali, riportate sia attraverso un calcolo manuale che per via grafica e visualizzate in modo sintetico per mappe di colore.

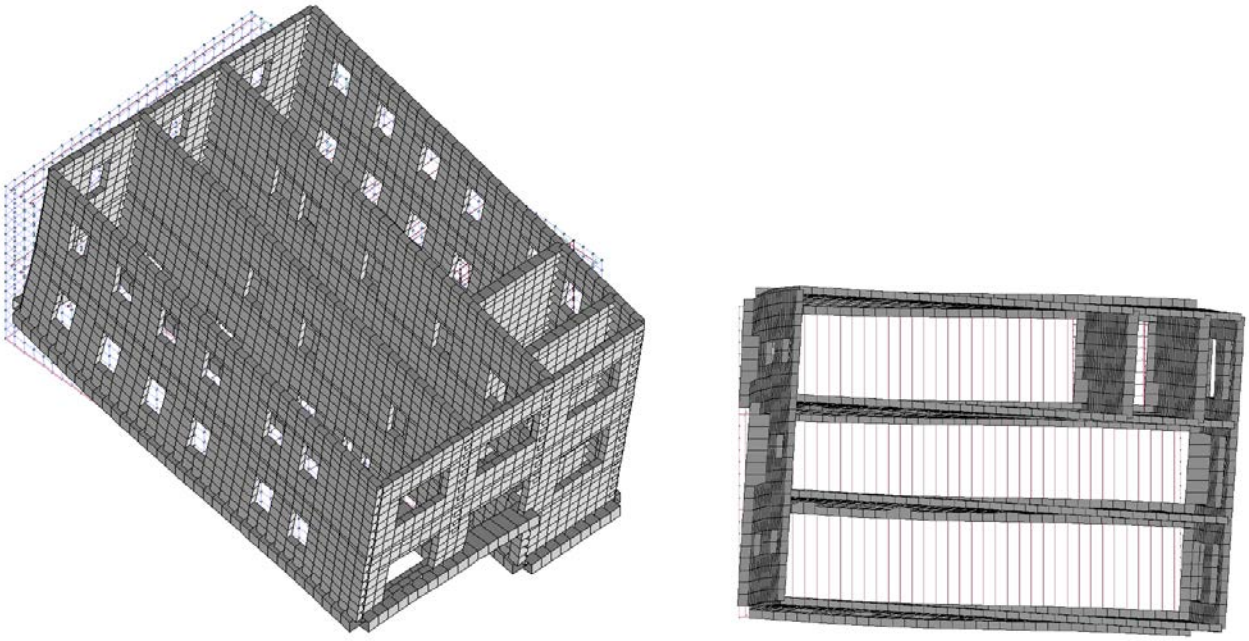
3.1 Risultati dell'analisi modale

3.1.1 Modello FEM allo stato di fatto

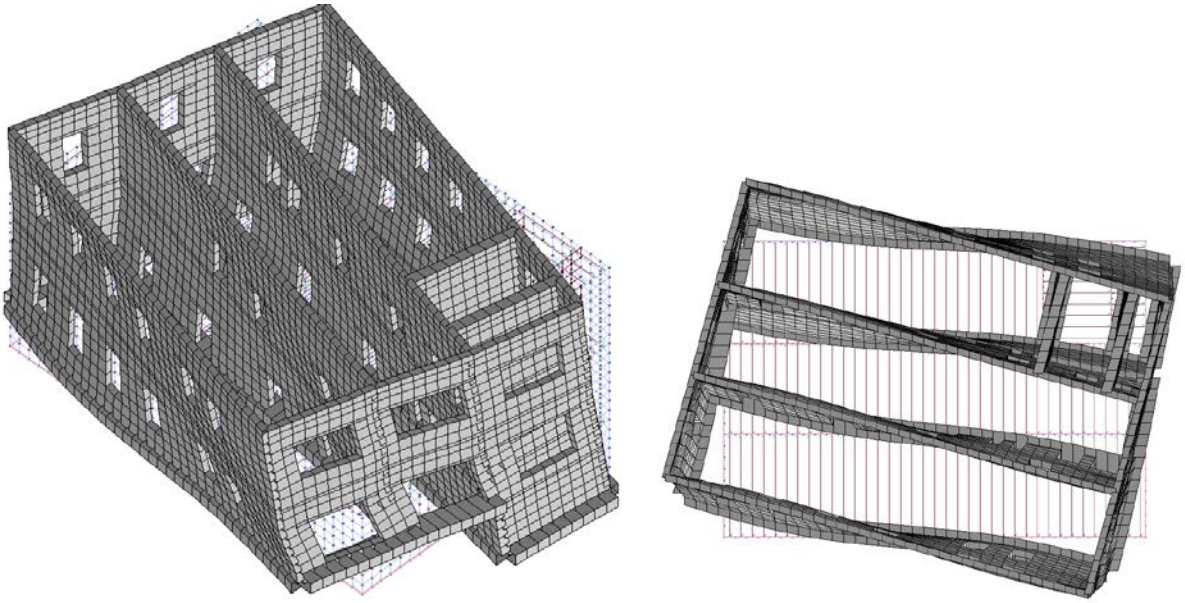
L'analisi dinamica modale di tipo lineare con spettro di risposta è stata condotta considerando i primi 30 modi di vibrare che forniscono una massa partecipante totale pari al 99% (superiore all'85%, ovvero al minimo richiesto da normativa) rispetto a quella presente nell'edificio. La sovrapposizione dei modi per il calcolo di sollecitazioni e spostamenti complessivi è stata effettuata adottando una Combinazione Quadratica Completa (CQC).
Il modo di vibrare che coinvolge una massa significativa dell'edificio (80%) è il primo modo, che ha un periodo pari a $T_1 = 0,38\,\text{sec}$ ed è traslazionale lungo y; il secondo modo ha un periodo pari a $T_2 = 0,28\,\text{sec}$ ed è traslazionale lungo x, il terzo ha periodo $T_3 = 0,19\,\text{sec}$ ed è rotazionale.



Primo modo di vibrare della struttura (T1 = 0,38sec) - traslazionale lungo y



Secondo modo di vibrare della struttura (T2 = 0,28sec) - traslazionale lungo x



Terzo modo di vibrare della struttura (T3 = 0,19sec) - rotazionale

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
5	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. R)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.200
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.423
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.292 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: rapida
			periodo proprio T1: 0.280 sec.
			fattore di struttura q: 2.250
			fattore per spost. mu d: 3.138
			classe di duttilità CD: B
			numero di modi considerati: 30
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	rapp. r/Ls	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
m	daN	m	m	m	m	m	m			
11.00	1.250e+05	-13.01	-13.33	-0.93	0.65	-12.88	-13.50	0.949	0.009	0.027
10.50	3.065e+04	-12.51	-12.99	0.93	0.65	-12.88	-13.50	0.949	0.026	0.082
10.00	3.677e+04	-12.59	-13.08	0.93	0.65	-14.93	-13.50	0.861	0.156	0.075
9.50	2.444e+04	-12.73	-12.87	0.93	0.65	-14.93	-13.50	0.861	0.147	0.113
9.00	2.705e+04	-12.63	-12.87	0.93	0.65	-14.93	-13.67	0.909	0.155	0.134
8.50	2.201e+04	-12.84	-12.87	0.93	0.65	-14.93	-13.67	0.909	0.141	0.134
8.00	2.511e+04	-12.69	-12.95	0.93	0.65	-12.88	-13.64	0.997	0.014	0.107
7.50	2.822e+04	-12.57	-13.01	0.93	0.65	-12.88	-13.64	0.997	0.022	0.098
7.00	1.969e+05	-13.05	-13.36	-0.93	0.65	-12.88	-13.50	0.949	0.011	0.023
6.50	3.065e+04	-12.51	-12.99	0.93	0.65	-12.88	-13.50	0.949	0.026	0.082
6.00	3.695e+04	-12.64	-13.08	0.93	0.65	-14.86	-13.50	0.860	0.148	0.075
5.50	2.390e+04	-12.51	-12.85	0.93	0.65	-14.86	-13.50	0.860	0.157	0.115
5.00	2.750e+04	-12.47	-12.96	0.93	0.65	-14.87	-13.71	1.036	0.164	0.111
4.50	1.985e+04	-12.91	-12.77	0.93	0.65	-14.87	-13.71	1.036	0.134	0.138
4.00	2.174e+04	-13.11	-12.84	0.93	0.65	-15.71	-13.67	1.042	0.170	0.122
3.50	2.430e+04	-13.02	-12.91	-0.93	0.65	-12.88	-13.67	1.113	0.010	0.105
3.00	8.387e+04	-12.85	-9.82	-0.93	-0.65	-10.06	-9.70	0.379	0.177	0.050
Risulta	7.848e+05									

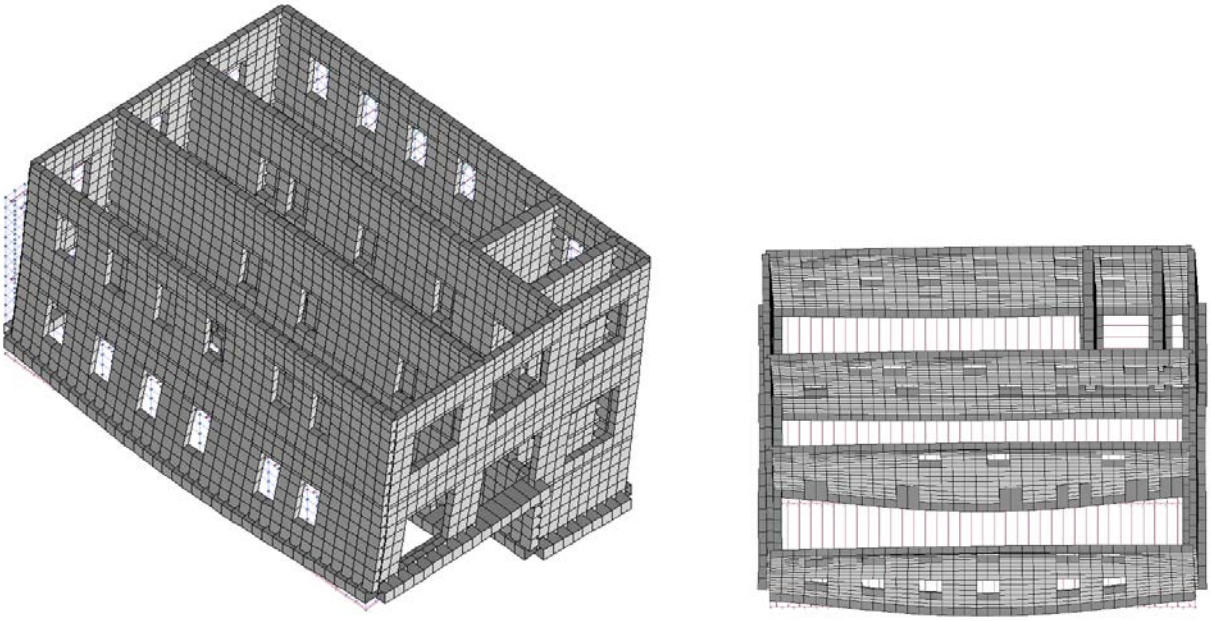
Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%
	Hz	sec	g	daN		daN		daN	
1	2.615	0.382	0.292	1498.58	0.2	6.475e+05	82.5	706.68	9.00e-02
2	3.571	0.280	0.292	5.533e+05	70.5	2334.02	0.3	59.39	7.57e-03
3	5.180	0.193	0.292	1.790e+04	2.3	789.96	0.1	205.90	2.62e-02
4	5.674	0.176	0.292	180.56	2.30e-02	3746.83	0.5	7.702e+05	98.1
5	7.255	0.138	0.289	833.67	0.1	9.158e+04	11.7	1.280e+04	1.6
6	8.366	0.120	0.287	2.075e+05	26.4	358.51	4.57e-02	217.06	2.77e-02
7	11.233	0.089	0.283	16.95	2.16e-03	2.200e+04	2.8	133.88	1.71e-02
8	12.251	0.082	0.282	247.29	3.15e-02	170.63	2.17e-02	115.38	1.47e-02
9	12.400	0.081	0.282	23.19	2.95e-03	791.77	0.1	1.56	1.98e-04
10	12.679	0.079	0.282	62.75	8.00e-03	2080.53	0.3	2.49	3.17e-04
11	13.311	0.075	0.281	6.18	7.88e-04	383.47	4.89e-02	47.59	6.06e-03
12	14.443	0.069	0.280	0.24	3.02e-05	39.42	5.02e-03	0.57	7.26e-05
13	15.061	0.066	0.280	15.36	1.96e-03	3445.54	0.4	30.26	3.86e-03
14	15.606	0.064	0.280	0.10	1.30e-05	391.33	4.99e-02	1.82	2.32e-04
15	16.375	0.061	0.279	0.42	5.41e-05	58.40	7.44e-03	0.55	6.99e-05
16	17.289	0.058	0.279	0.11	1.38e-05	306.39	3.90e-02	0.58	7.36e-05
17	18.139	0.055	0.279	1.41	1.79e-04	262.40	3.34e-02	0.01	1.36e-06
18	18.214	0.055	0.279	32.84	4.18e-03	86.83	1.11e-02	2.40	3.06e-04
19	18.509	0.054	0.278	0.37	4.74e-05	36.94	4.71e-03	0.02	2.78e-06
20	19.268	0.052	0.278	10.83	1.38e-03	17.48	2.23e-03	0.02	2.63e-06
21	19.543	0.051	0.278	0.89	1.14e-04	22.85	2.91e-03	2.68e-03	0.0
22	20.115	0.050	0.278	12.01	1.53e-03	156.32	1.99e-02	0.58	7.34e-05
23	20.337	0.049	0.278	1.02	1.30e-04	245.66	3.13e-02	0.40	5.05e-05
24	20.691	0.048	0.278	0.75	9.53e-05	1.54	1.97e-04	0.03	3.20e-06
25	21.332	0.047	0.278	0.06	7.56e-06	967.70	0.1	0.25	3.15e-05
26	21.551	0.046	0.277	27.71	3.53e-03	193.24	2.46e-02	0.33	4.22e-05
27	21.953	0.046	0.277	669.56	8.53e-02	643.63	8.20e-02	11.21	1.43e-03
28	22.069	0.045	0.277	205.70	2.62e-02	1773.31	0.2	6.99	8.91e-04
29	22.439	0.045	0.277	0.58	7.41e-05	2.91	3.71e-04	4.28	5.46e-04
30	23.028	0.043	0.277	6.10	7.77e-04	445.31	5.67e-02	18.12	2.31e-03
Risulta				7.826e+05		7.808e+05		7.846e+05	
In percentuale				99.71		99.49		99.97	

3.1.2 Modello FEM con interventi di miglioramento

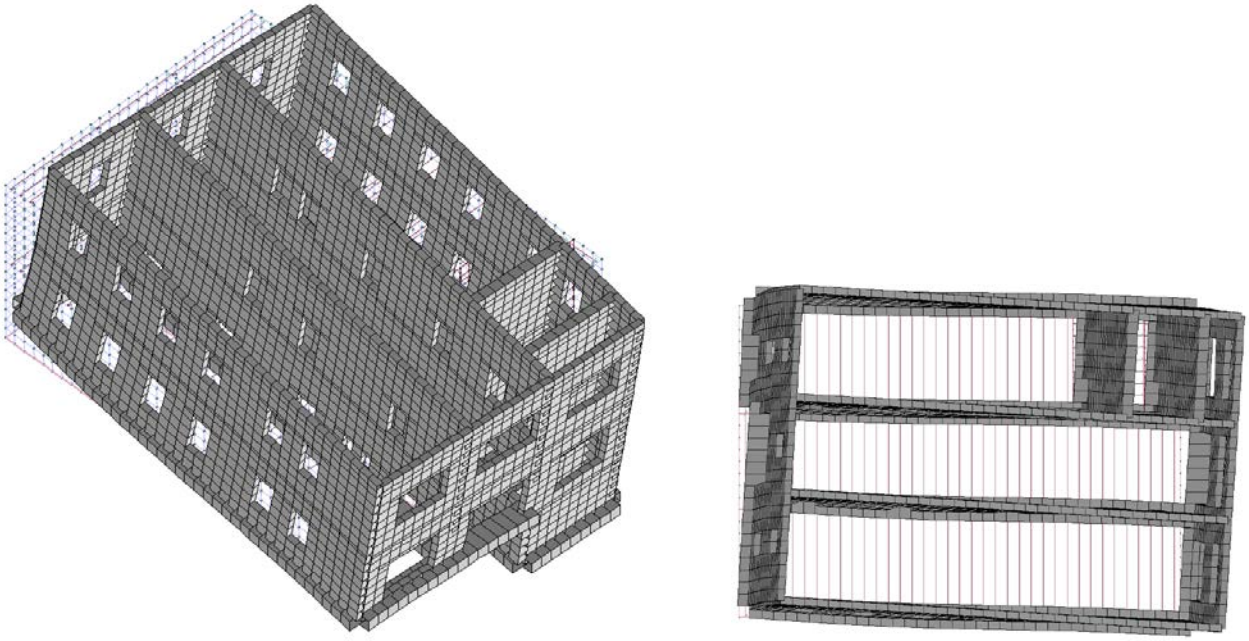
L'analisi dinamica modale di tipo lineare con spettro di risposta è stata condotta considerando i primi 30 modi di vibrare che forniscono una massa partecipante totale pari al 99% (superiore all'85%, ovvero al minimo richiesto da normativa) rispetto a quella presente nell'edificio. La

sovrapposizione dei modi per il calcolo di sollecitazioni e spostamenti complessivi è stata effettuata adottando una Combinazione Quadratica Completa (CQC).

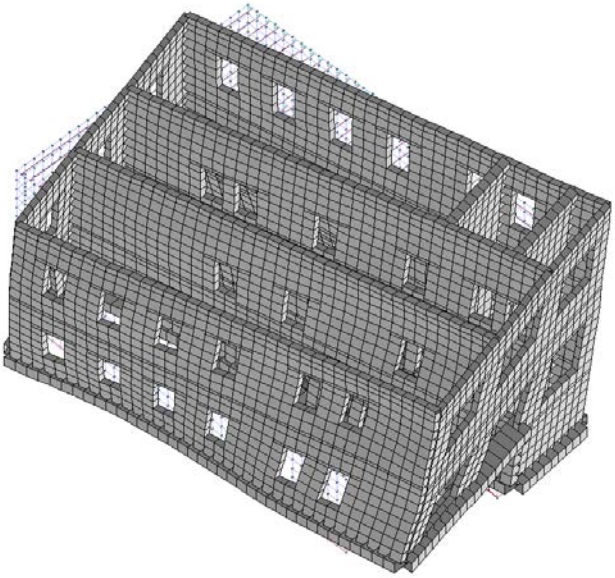
Il modo di vibrare che coinvolge una massa significativa dell'edificio (83%) è il primo modo, che ha un periodo pari a $T_1 = 0,38\,\text{sec}$ ed è traslazionale lungo y; il secondo modo ha un periodo pari a $T_2 = 0,28\,\text{sec}$ ed è traslazionale lungo x, il terzo ha periodo $T_3 = 0,19\,\text{sec}$ ed è rotazionale.

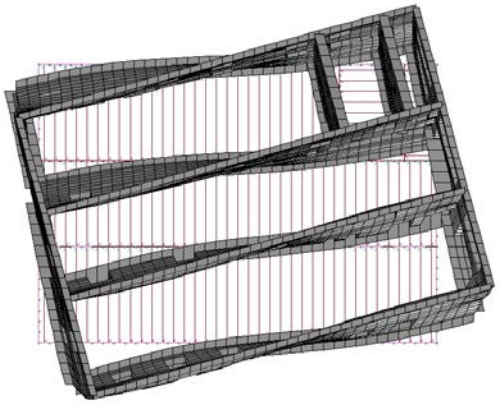


Primo modo di vibrare della struttura (T1 = 0,38sec) - traslazionale lungo y



Secondo modo di vibrare della struttura (T2 = 0,28sec) - traslazionale lungo x





Terzo modo di vibrare della struttura (T3 = 0,19sec) - rotazionale

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
5	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. R)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.200
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.423
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.292 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: rapida
			periodo proprio T1: 0.279 sec.
			fattore di struttura q: 2.250
			fattore per spost. mu d: 3.149
			classe di duttilità CD: B
			numero di modi considerati: 30
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	rapp. r/Ls	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
m	daN	m	m	m	m	m	m			
11.00	1.250e+05	-13.01	-13.33	-0.93	0.65	-12.88	-13.50	0.949	0.009	0.027
10.50	3.065e+04	-12.51	-12.99	0.93	0.65	-12.88	-13.50	0.949	0.026	0.082
10.00	3.677e+04	-12.59	-13.08	0.93	0.65	-14.93	-13.50	0.861	0.156	0.075
9.50	2.444e+04	-12.73	-12.87	0.93	0.65	-14.93	-13.50	0.861	0.147	0.113
9.00	2.705e+04	-12.63	-12.87	0.93	0.65	-14.93	-13.67	0.909	0.155	0.134
8.50	2.201e+04	-12.84	-12.87	0.93	0.65	-14.93	-13.67	0.909	0.141	0.134
8.00	2.511e+04	-12.69	-12.95	0.93	0.65	-12.88	-13.64	0.997	0.014	0.107
7.50	2.822e+04	-12.57	-13.01	0.93	0.65	-12.88	-13.64	0.997	0.022	0.098
7.00	1.969e+05	-13.05	-13.36	-0.93	0.65	-11.21	-13.50	0.703	0.065	0.030
6.50	3.065e+04	-12.51	-12.99	-0.93	0.65	-11.21	-13.50	0.703	0.046	0.110
6.00	3.695e+04	-12.64	-13.08	-0.93	0.65	-11.23	-13.50	0.657	0.052	0.098
5.50	2.390e+04	-12.51	-12.85	-0.93	0.65	-11.23	-13.50	0.657	0.047	0.151
5.00	2.750e+04	-12.47	-12.96	-0.93	0.65	-11.23	-13.76	0.809	0.048	0.153
4.50	1.985e+04	-12.91	-12.77	-0.93	0.65	-11.23	-13.76	0.809	0.065	0.187
4.00	2.174e+04	-13.11	-12.84	-0.93	0.65	-11.30	-13.72	0.840	0.062	0.161
3.50	2.430e+04	-13.02	-12.91	-0.93	0.65	-10.99	-13.72	0.842	0.071	0.148
3.00	8.387e+04	-12.85	-9.82	-0.93	-0.65	-10.06	-9.70	0.379	0.177	0.050
Risulta	7.848e+05									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia
	Hz	sec	g	daN		daN		daN		
1	2.641	0.379	0.292	1256.74	0.2	6.460e+05	82.3	765.54	9.75e-02	0.0
2	3.589	0.279	0.292	5.499e+05	70.1	2141.96	0.3	71.14	9.06e-03	0.0
3	5.198	0.192	0.292	1.887e+04	2.4	1872.10	0.2	14.04	1.79e-03	0.0
4	5.691	0.176	0.292	118.06	1.50e-02	3867.70	0.5	7.707e+05	98.2	0.0
5	7.316	0.137	0.289	711.69	9.07e-02	9.518e+04	12.1	1.268e+04	1.6	0.0
6	8.433	0.119	0.287	2.111e+05	26.9	253.31	3.23e-02	172.87	2.20e-02	0.0

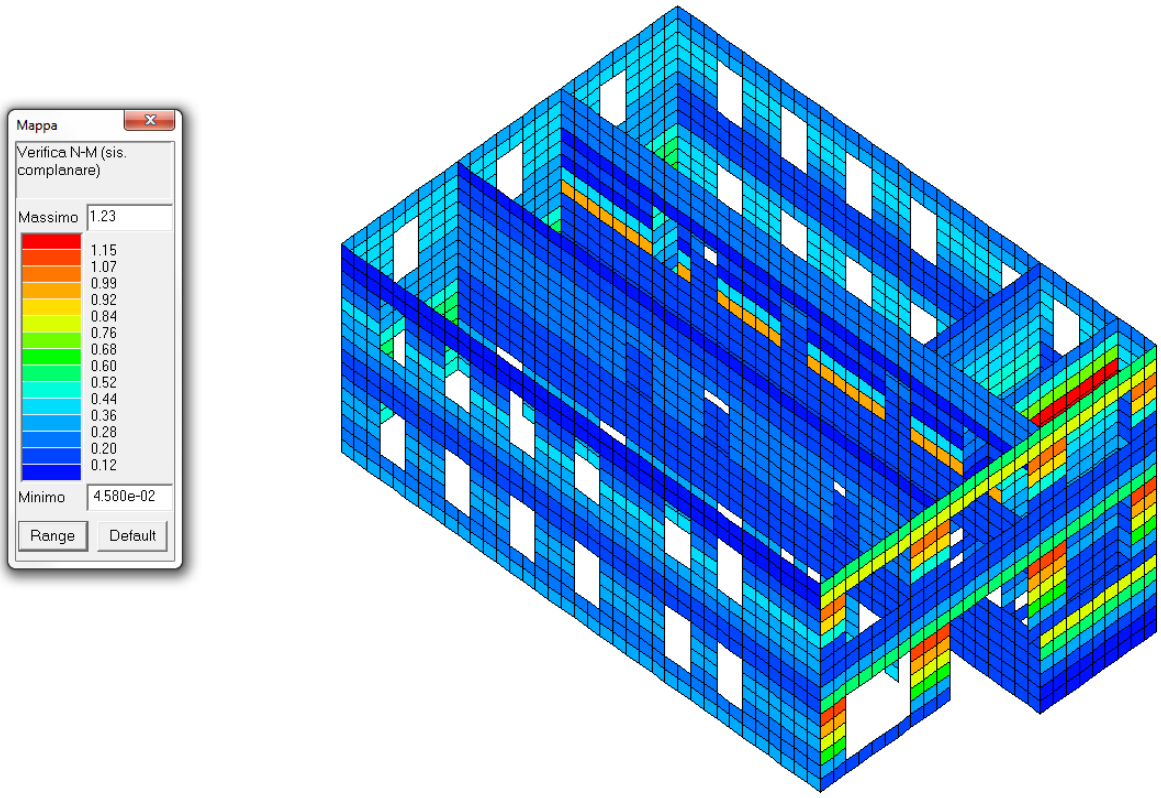
Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia
7	11.345	0.088	0.283	3.73	4.76e-04	1.766e+04	2.3	145.20	1.85e-02	0.0
8	12.525	0.080	0.282	117.20	1.49e-02	262.47	3.34e-02	34.10	4.34e-03	0.0
9	12.723	0.079	0.282	101.93	1.30e-02	880.50	0.1	19.11	2.43e-03	0.0
10	13.173	0.076	0.281	11.35	1.45e-03	3381.68	0.4	3.31	4.22e-04	0.0
11	13.454	0.074	0.281	0.01	1.52e-06	36.63	4.67e-03	25.83	3.29e-03	0.0
12	14.581	0.069	0.280	1.50	1.91e-04	943.91	0.1	7.11	9.06e-04	0.0
13	15.362	0.065	0.280	13.30	1.69e-03	3269.82	0.4	18.01	2.30e-03	0.0
14	16.220	0.062	0.279	0.22	2.79e-05	122.48	1.56e-02	0.72	9.13e-05	0.0
15	16.338	0.061	0.279	3.80e-05	0.0	87.65	1.12e-02	0.12	1.55e-05	0.0
16	17.786	0.056	0.279	0.23	2.98e-05	408.28	5.20e-02	0.67	8.55e-05	0.0
17	18.369	0.054	0.278	11.86	1.51e-03	278.95	3.55e-02	0.82	1.04e-04	0.0
18	18.660	0.054	0.278	0.41	5.21e-05	10.51	1.34e-03	0.09	1.20e-05	0.0
19	18.814	0.053	0.278	7.48	9.53e-04	24.30	3.10e-03	0.02	2.50e-06	0.0
20	19.148	0.052	0.278	0.14	1.85e-05	3.25	4.14e-04	0.03	4.04e-06	0.0
21	20.070	0.050	0.278	0.44	5.57e-05	129.24	1.65e-02	0.08	9.75e-06	0.0
22	20.421	0.049	0.278	0.57	7.21e-05	47.06	6.00e-03	0.18	2.34e-05	0.0
23	20.736	0.048	0.278	4.88	6.22e-04	511.14	6.51e-02	0.10	1.31e-05	0.0
24	21.145	0.047	0.278	19.11	2.43e-03	202.89	2.59e-02	0.07	9.01e-06	0.0
25	21.602	0.046	0.277	0.32	4.10e-05	467.35	5.95e-02	0.74	9.47e-05	0.0
26	22.295	0.045	0.277	426.23	5.43e-02	68.40	8.71e-03	10.73	1.37e-03	0.0
27	22.379	0.045	0.277	70.93	9.04e-03	2627.95	0.3	1.69	2.15e-04	0.0
28	22.870	0.044	0.277	40.07	5.11e-03	230.16	2.93e-02	0.18	2.25e-05	0.0
29	23.154	0.043	0.277	28.04	3.57e-03	0.02	2.76e-06	0.31	3.91e-05	0.0
30	23.414	0.043	0.277	34.96	4.45e-03	272.33	3.47e-02	8.69	1.11e-03	0.0
Risulta				7.829e+05		7.812e+05		7.846e+05		
In percentuale				99.75		99.54		99.97		

3.2 Struttura in elevazione

L'intervento è classificato come miglioramento della struttura esistente, si riporta quindi la verifica prima dell'intervento e post intervento, valutando il grado di miglioramento introdotto.

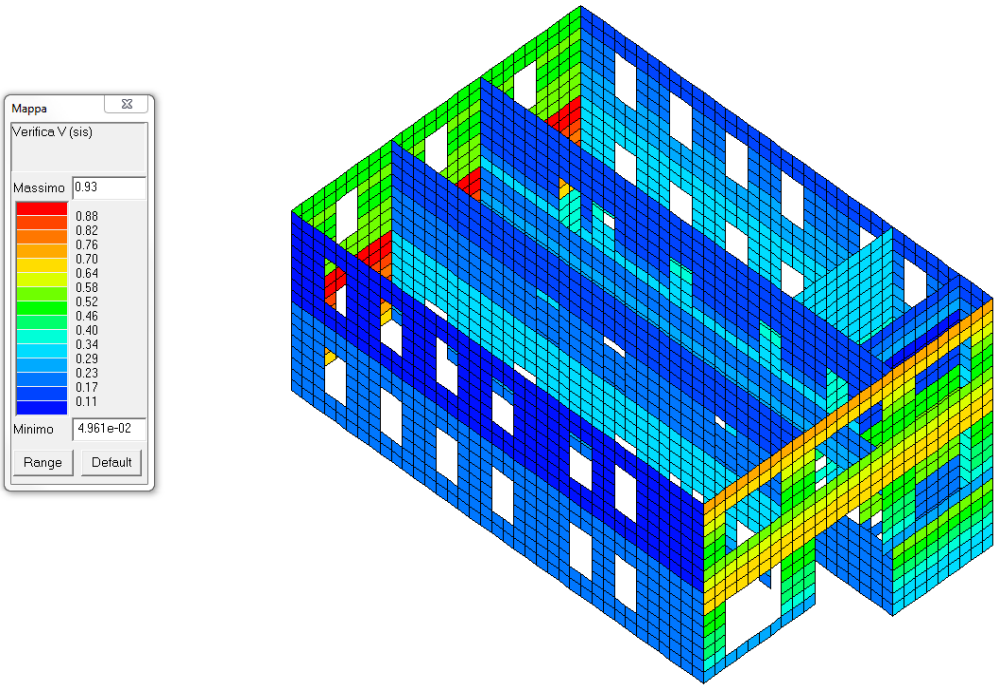
3.2.1 Pareti in muratura - stato di fatto

I valori delle verifiche SLV per le pareti in muratura dell'edificio sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure:



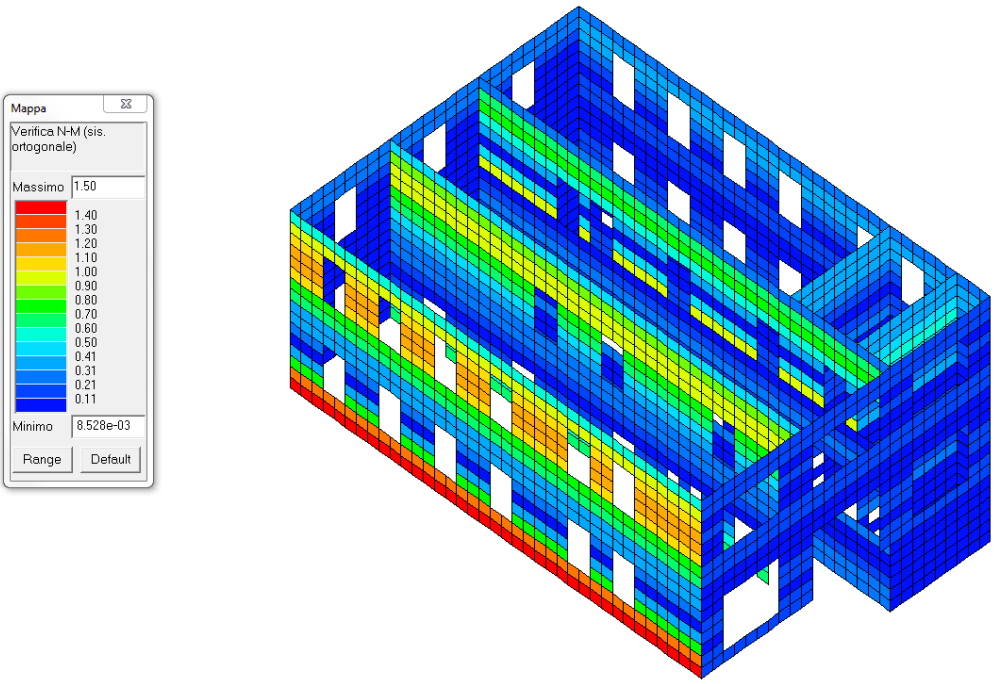
Verifica N/Mp

La verifica a pressoflessione nel piano (N/Mp) di alcune porzioni di parete non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(N/M_p)_{\max} = 1,23$.



Verifica V

La verifica a taglio (V) delle pareti è soddisfatta in quanto l'indice è minore di 1: $I(V)_{\max} = 0,93$.

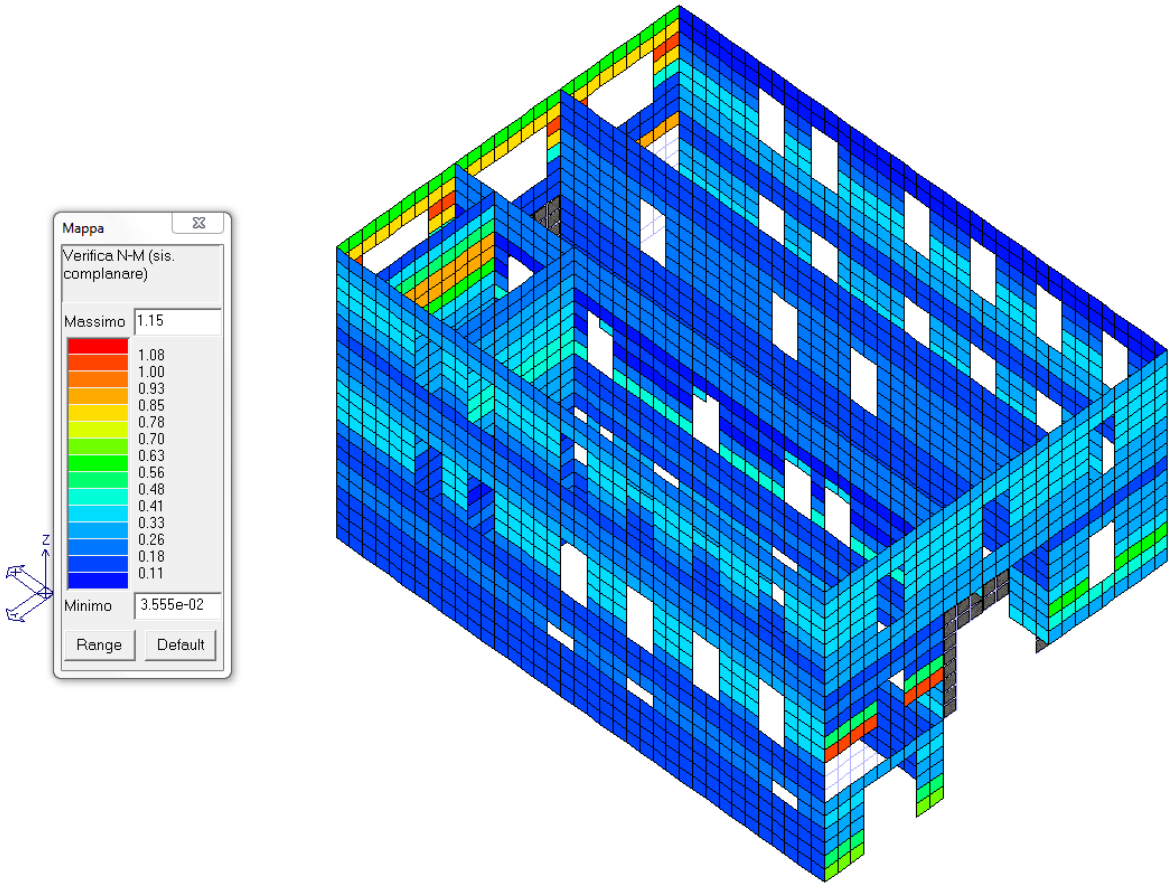


Verifica N/Mo

La verifica a pressoflessione fuori dal piano (N/Mo) di alcune porzioni di parete non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(N/M_o)_{\max} = 1,5$.

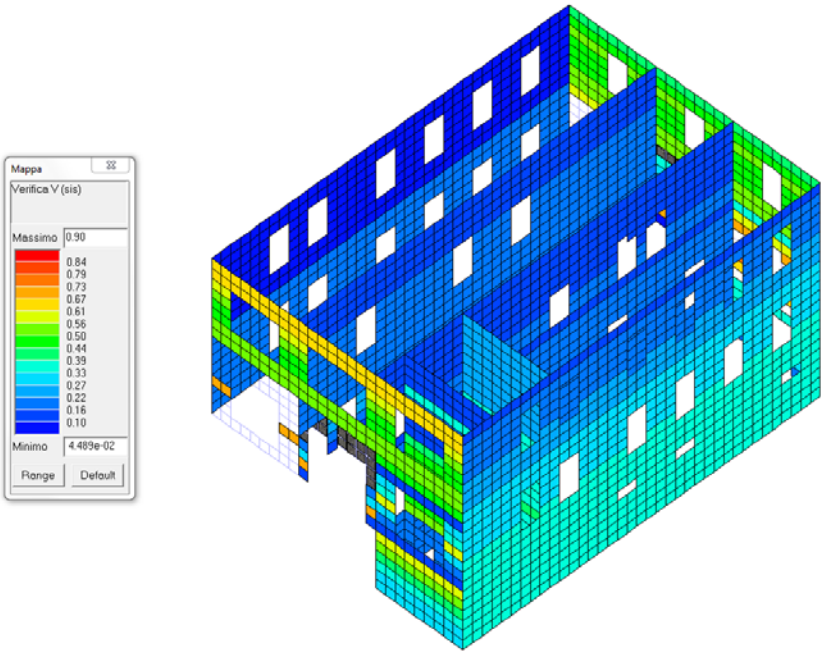
3.2.2 Pareti in muratura - intervento di miglioramento

I valori delle verifiche SLV per le pareti in muratura dell'edificio a seguito della messa in opera dell'intervento di miglioramento sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure:



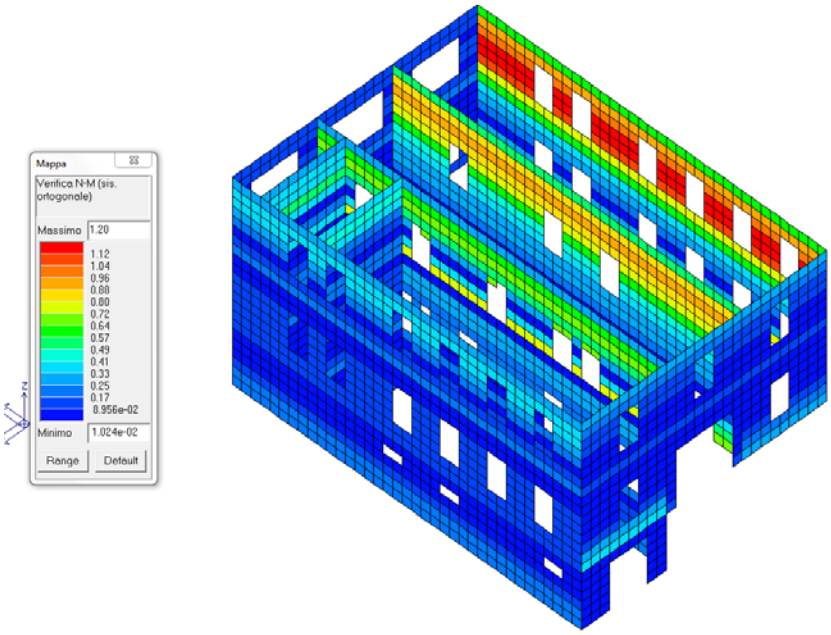
Verifica N/Mp pareti muratura - post intervento

L'indice di pressoflessione nel piano (N/Mp) è sempre maggiore di 1, ma è minore dell'indice ottenuto nell'edificio privo del sistema di consolidamento delle pareti in muratura $I(N/M_p)_{\max} = 1{,}15 < 1{,}23$.



Verifica V pareti muratura - post intervento

La verifica è soddisfatta in quanto l'indice di taglio nel piano (V) è minore di 1, ed è minore dell'indice ottenuto nell'edificio privo del sistema di consolidamento delle pareti in muratura $I(V)_{\max} = 0,90 < 0,93$.



Verifica N/Mo pareti muratura

L'indice di pressoflessione fuori dal piano (N/Mo) è sempre maggiore di 1, ma è minore dell'indice ottenuto nell'edificio privo del sistema di consolidamento delle pareti in muratura $I(N/M_o)_{\max} = 1,20 < 1,50$.

3.3 Stima del grado di miglioramento ottenuto (incremento di capacità conseguito) e tempo di intervento

Verifiche in termini di resistenza SLV

Elementi in muratura:

- pressoflessione nel piano (N/Mp), fuori dal piano (N/Mo) e taglio (V) delle pareti.

I risultati ottenuti sono sinteticamente riassunti nelle tabelle di seguito riportate:

STATO DI FATTO										
SLV										
Muratura		valori da modello SLV		PGA - SLV		ag - SDF		TR - SLV		TR - SDF
Pareti	N/Mp	1,23		0,190		0,154		712		380
	V	0,93		0,190		0,204		712		890
	N/Mo	1,5		0,190		0,127		712		235

MIGLIORAMENTO										
SLV										
Muratura		valori da modello SLV		PGA - SLV		ag - MIGL		TR - SLV		TR - MIGL
Pareti	N/Mp	1,15		0,190		0,165		712		461
	V	0,9		0,190		0,211		712		910
	N/Mo	1,2		0,190		0,158		712		430

3.3.1 Stato di fatto

Dai valori ricavati e si ottengono i seguenti indicatori di rischio allo stato di fatto

INDICATORI DI RISCHIO - SDF							
SLV							
Muratura			alfa - SLV		beta - SLV		(beta - SLV)^0,41
Pareti	N/Mp		0,81		0,53		0,77
	V		1,08		1,25		1,10
	N/Mo		0,67		0,33		0,63

Considerando il primo meccanismo che si attiva (ovvero quello caratterizzato dal valore più basso di accelerazione) si ottengono i seguenti valori:

SLV

L'indicatore di rischio calcolato in base al rapporto tra le accelerazioni vale:

$$\alpha_{V-PGA} = \frac{a_{g-SLV}}{a_{g-SLV,rif}} = \frac{0,127}{0,190} = 0,67$$ pressoflessione fuori piano pareti in muratura (SLV)

L'indicatore di rischio calcolato in base al rapporto tra i periodi di ritorno vale:

$$\alpha_{V-T_R} = \frac{T_{R-SLV}}{T_{R-SLV,rif}} = \frac{235}{712} = 0,33$$ pressoflessione fuori piano pareti in muratura (SLV)

L'indicatore di rischio calcolato in base al rapporto tra i periodi di ritorno elevato ad "a=0,41" vale:

$$\alpha_{V-T_R} = \left(\frac{T_{R-SLV}}{T_{R-SLV,rif}}\right)^{0,41} = \left(\frac{235}{712}\right)^{0,41} = 0,63$$ pressoflessione fuori piano pareti in muratura (SLV)

Sulla base di quanto contenuto nella sopra citata nota del Presidente del Consiglio dei Ministri, Dipartimento di Protezione Civile Protocollo DPC/SISM/0083283 del 04/11/2010 ("*Chiarimenti sulla gestione degli esiti delle verifiche sismiche condotte in ottemperanza all'art. 2, comma 3 dell'OPCM 3274 del 23/03/2003*"), si riporta il valore del tempo di intervento:

patrimonio immobiliare esistente. (.....). In merito alla gravità dell'inadeguatezza commisurata alla vita nominale restante, si può ipotizzare che la ***vita nominale restante sia il tempo entro il quale si attiva l'intervento che pone rimedio alla specifica inadeguatezza****. A rigore, tale definizione ha senso solo in relazione alla tutela economica della costruzione e non anche della tutela delle persone e/o dei beni da essa ospitati. Tuttavia, essa è la sola che consenta una programmazione degli interventi nel tempo (dando per scontata l'impossibilità di adeguare in tempi rapidi l'intero patrimonio immobiliare) con un fondamento tecnico-scientifico che leghi la programmazione stessa alla gravità delle carenze strutturali. Ciò*

5

premesso e ferma restando la necessità di considerare anche gli altri elementi di valutazione (tra cui quelli di seguito precisati), si può adottare quale periodo entro il quale attivare il rimedio ad una data inadeguatezza sismica, il tempo T_{INT} (tempo di intervento) tale per cui:
$(T_{INT}\ C_U) / T_{SLV} = -\ln(1-0,1) = 0.105$ oppure $(T_{INT}\ C_U) / T_{SLC} = -\ln(1-0,05) = 0.051$
essendo C_U il coefficiente d'uso e T_{SLV} (oppure T_{SLC}) il periodo di ritorno dell'azione sismica corrispondente all'attivazione del meccanismo di rottura in esame allo SLV – Stato Limite di salvaguardia della Vita (oppure SLC – Stato Limite di Collasso).
Il CTS ritiene che sia ipotizzabile rinviare a tempi successivi, in occasione di interventi generali e comunque senza la necessità di una immediata programmazione, gli interventi su quegli edifici per i quali T_{INT} risulti maggiore di 30 anni (accettando, con ciò, che una modesta "inadeguatezza" possa caratterizzare le costruzioni esistenti a tempo indeterminato, anche tenendo conto della convenzionalità delle analisi).

Il tempo di intervento vale:

$$\frac{T_{INT}\cdot C_U}{T_{SLV}} = -\ln(1-0,1) = 0,105 \qquad T_{INT} = 0,105\cdot\frac{T_{SLV}}{C_U} \qquad C_U = 1,5$$

STATO DI FATTO												
SLV												
Muratura		valori da modello SLV		PGA - SLV		**ag - SDF**		TR - SLV		**TR - SDF**		**T Intervento**
Pareti	N/Mp	1,23		0,190		0,154		712		380		26,6
	V	0,93		0,190		0,204		712		890		62,3
	N/Mo	1,5		0,190		0,127		712		235		16,5

Dalla tabella si ricava che il tempo mimino di intervento (calcolato sul meccanismo che si attiva per primo all'interno del sistema strutturale, ovvero il collasso per raggiungimento della massima capacità a pressoflessione fuori dal piano delle pareti in muratura) è pari a $T_{int-SDF} = 16,5$ anni.

3.3.2 Post miglioramento

Dai valori ricavati e riportati nei precedenti paragrafi si ottengono i seguenti indicatori di rischio:

INDICATORI DI RISCHIO - MIGLIORAMENTO							
SLV							
Muratura			**alfa - SLV**		**beta - SLV**		**(beta - SLV)^0,41**
Pareti	N/Mp		0,87		0,65		0,84
	V		1,11		1,28		1,11
	N/Mo		0,83		0,60		0,81

Considerando il primo meccanismo che si attiva (ovvero quello caratterizzato dal valore più basso di accelerazione) si ottengono i seguenti valori:

SLV

L'indicatore di rischio calcolato in base al rapporto tra le accelerazioni vale:

$$\alpha_{V-PGA} = \frac{a_{g-SLV}}{a_{g-SLV,rif}} = \frac{0,158}{0,190} = 0,83$$ pressoflessione fuori piano pareti in muratura (SLV)

L'indicatore di rischio calcolato in base al rapporto tra i periodi di ritorno vale:

$$\alpha_{V-T_R} = \frac{T_{R-SLV}}{T_{R-SLV,rif}} = \frac{430}{712} = 0,60$$ pressoflessione fuori piano pareti in muratura (SLV)

L'indicatore di rischio calcolato in base al rapporto tra i periodi di ritorno elevato ad "a=0,41" vale:

$$\alpha_{V-T_R} = \left(\frac{T_{R-SLV}}{T_{R-SLV,rif}}\right)^{0,41} = \left(\frac{430}{712}\right)^{0,41} = 0,81$$ pressoflessione fuori piano pareti in muratura (SLV)

Sulla base di quanto contenuto nella sopra citata nota del Presidente del Consiglio dei Ministri, Dipartimento di Protezione Civile Protocollo DPC/SISM/0083283 del 04/11/2010 ("*Chiarimenti sulla gestione degli esiti delle verifiche sismiche condotte in ottemperanza all'art. 2, comma 3 dell'OPCM 3274 del 23/03/2003*"), si riporta il valore del tempo di intervento:

patrimonio immobiliare esistente. (……). In merito alla gravità dell'inadeguatezza commisurata alla vita nominale restante, si può ipotizzare che la ***vita nominale restante sia il tempo entro il quale si attiva l'intervento che pone rimedio alla specifica inadeguatezza.*** *A rigore, tale definizione ha senso solo in relazione alla tutela economica della costruzione e non anche della tutela delle persone e/o dei beni da essa ospitati. Tuttavia, essa è la sola che consenta una programmazione degli interventi nel tempo (dando per scontata l'impossibilità di adeguare in tempi rapidi l'intero patrimonio immobiliare) con un fondamento tecnico-scientifico che leghi la programmazione stessa alla gravità delle carenze strutturali. Ciò*

5

premesso e ferma restando la necessità di considerare anche gli altri elementi di valutazione (tra cui quelli di seguito precisati), si può adottare quale periodo entro il quale attivare il rimedio ad una data inadeguatezza sismica, il tempo T_{INT} (tempo di intervento) tale per cui:
$(T_{INT}\ C_U) / T_{SLV} = -\ln(1 - 0{,}1) = 0.105$ oppure $(T_{INT}\ C_U) / T_{SLC} = -\ln(1 - 0{,}05) = 0.051$
essendo C_U il coefficiente d'uso e T_{SLV} (oppure T_{SLC}) il periodo di ritorno dell'azione sismica corrispondente all'attivazione del meccanismo di rottura in esame allo SLV – Stato Limite di salvaguardia della Vita (oppure SLC – Stato Limite di Collasso).
Il CTS ritiene che sia ipotizzabile rinviare a tempi successivi, in occasione di interventi generali e comunque senza la necessità di una immediata programmazione, gli interventi su quegli edifici per i quali T_{INT} risulti maggiore di 30 anni (accettando, con ciò, che una modesta "inadeguatezza" possa caratterizzare le costruzioni esistenti a tempo indeterminato, anche tenendo conto della convenzionalità delle analisi).

Il tempo di intervento vale:

$$\frac{T_{INT} \cdot C_U}{T_{SLV}} = -\ln(1-0{,}1) = 0{,}105 \qquad T_{INT} = 0{,}105 \cdot \frac{T_{SLV}}{C_U} \qquad C_U = 1{,}5$$

MIGLIORAMENTO												
SLV												
Muratura		valori da modello SLV		PGA - SLV		**ag - MIGL**		TR - SLV		**TR - MIGL**		**T Intervento**
Pareti	N/Mp	1,15		0,190		0,165		712		461		32,3
	V	0,9		0,190		0,211		712		910		63,7
	N/Mo	1,2		0,190		0,158		712		430		30,1

Dalla tabella si ricava che il tempo mimino di intervento (calcolato sul meccanismo che si attiva per primo all'interno del sistema strutturale, ovvero il collasso per raggiungimento della massima capacità a pressoflessione fuori dal piano delle pareti in muratura) è pari a $T_{\text{int}-MIGL} = 30{,}1$ anni.

4. RELAZIONE SUI MATERIALI

4.1 Elenco dei materiali impiegati e loro modalità di posa in opera

Acciaio per c.a. in barre ad aderenza migliorata

FE B450C

Conglomerato per intonaco armato

Classe di resistenza C28/35 - $R_{ck} \geq 35$ N/mm^2

Acciaio da carpenteria

UNI EN 10025-2 S275 ($t \leq 40mm$) laminati a caldo profili a sezione aperta

Per le prescrizioni esecutive di messa in opera dei materiali si rimanda a quanto contenuto negli elaborati grafici di progetto.

Di seguito si enunciano alcune regole generali e indicative per una corretta esecuzione della messa in opera del calcestruzzo e delle barre di armatura:

- sovrapporre i ferri nelle riprese per almeno 60 diametri;
- impiegare distanziatori in plastica o pasta di cemento per garantire un copriferro (misurato dall'esterno ferro e non dal baricentro ferro) di almeno cm 2,5 per le travi e cm 3 per i pilastri (a meno di prescrizioni superiori per esigenze di REI);
- estendere la rete nella soletta dei solai fino all'esterno cordolo o travi;
- sovrapporre le reti di cui sopra per almeno cm 20;
- ancorare i ferri aggiuntivi superiori dei solai all'esterno delle travi di bordo, curando di tenere il baricentro a circa 2,5 cm dal filo superiore del getto della caldana del solaio;
- nella giunzione per sovrapposizione dei ferri, non legare i due ferri fra loro, ma tenerli distanziati di almeno 2cm (interferro).

4.2 Valori di calcolo

Acciaio per c.a. in barre ad aderenza migliorata

FE B450C

Tensione caratteristica a snervamento	$f_{yk} = 4500 daN / cm^2$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} = 5400 daN / cm^2$

Conglomerato per intonaco armato

Classe di resistenza	C28/35 - $R_{ck} \geq 35$ N/mm^2
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 165 daN / cm^2$
Classe di esposizione	2b
Classe di consistenza	S4-S5
Dimensione inerte max	15-20 mm

Acciaio da carpenteria

Resistenza a snervamento	$f_{yk} = 2750 daN / cm^2$
Resistenza a rottura	$f_{tk} = 4300 daN / cm^2$

5 PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STRUTTURALE DELL'OPERA

Il piano di manutenzione della parte strutturale dell'opera viene redatto tenendo conto delle indicazioni riportate al punto 4.1 del paragrafo C10.1 della "circolare ministeriale" ed è riportato nella relazione REL02 - Piano di Manutenzione della parte strutturale dell'opera.

6. RELAZIONE SUI RISULTATI SPERIMENTALI - INDAGINI SPECIALISTICHE

6.1 Relazione geologica e sismica per la caratterizzazione del terreno su cui sorge l'edificio

La Relazione Geologica è riportata nella REL03 - Relazione geologica e sismica sul terreno su cui sorge l'edificio.

Dalle indagini effettuate a mezzo tromografo digitale con il metodo HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) per la determinazione della categoria di sottosuolo ai sensi del DM 14/01/2008, si assegna ai terreni indagati la categoria C.

Dalla relazione geologica si evince, inoltre che il lotto in esame su cui sorge l'edificio, non è ricompreso all'interno delle aree soggette a potenziale liquefazione.

6.2 ES – Relazione sulla caratterizzazione meccanica dei materiali

La relazione tecnica "Indagini specialistiche per la verifica dei dettagli costruttivi e la caratterizzazione delle proprietà meccaniche dei materiali e delle strutture dell'Istituto Ottonello del complesso Roncati di Bologna" redatta dalla ditta autorizzata TECNO IN Servizi di Ingegneria s.p.a. di Napoli (riportata nell'Allegato 2 della Relazione di Vulnerabilità sismica dell'edificio denominata "*Verifiche tecniche e valutazione della sicurezza dell'edificio - Presidio Ospedaliero Roncati, Via Sant'Isaia n. 90, Bologna - Istituto di Psichiatria "Ottonello*") azienda con sistema di qualità certificato dal RINA ISO 9001-14001, ha evidenziato i seguenti risultati, a valle delle indagini eseguite, di seguito riassunte.

- 3 prove con singolo e doppio martinetto piatto su pannelli murari per la determinazione della tensione di esercizio, resistenza a rottura e modulo elastico,
- 3 prove di taglio diretto sulla muratura (shave test),
- 6 indagini indirette sui giunti di malta.

Le prove eseguite con martinetto piatto su alcune pareti perimetrali a piano terra del Corpo A, Corpo B1 e Corpo B2, mostrano uno stato tensionale effettivamente presente alquanto riposato della muratura (il valore massimo pari a circa $f_{esercizio-\max} = 5,0 daN/cm^2$ è inferiore alla capacità resistente della muratura).

PROVE CON MARTINETTO SINGOLO			
Prova	***Identificazione***	***Tensione di esercizio*** [kg/cm²]	[MPa]
MS1	Piano terra Muratura con mattoni e ricorsi di malta	2,6	0,26
MS2	Piano terra Muratura con mattoni e ricorsi di malta	3,9	0,38
MS3	Piano terra Muratura con mattoni e ricorsi di malta	4,7	0,46

Le prove eseguite con martinetto doppio individuano un valore medio di tensione di compressione a rottura delle pareti in muratura maggiore di $f_{m-medio} = 38daN/cm^2$.

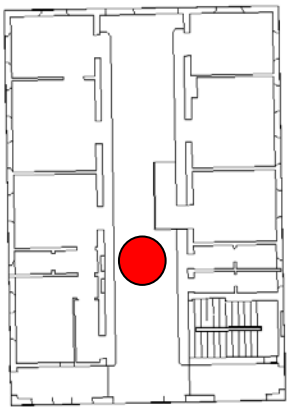
PROVE CON MARTINETTO DOPPIO					
Prova	***Identificazione***	***Tensione di prima fessurazione*** [kg/cm²]	[MPa]	***Tensione di rottura*** [kg/cm²]	[MPa]
MD1	Piano terra Muratura con mattoni e ricorsi di malta	-	-	>39,7	>3,89
MD2	Piano terra Muratura con mattoni e ricorsi di malta	34,6	3,39	38,0	3,73
MD3	Piano terra Muratura con mattoni e ricorsi di malta	29,4	2,88	39,7	3,89

Dai risultati ottenute dalle prove di taglio diretto (shave test) sulle stesse pareti perimetrali, si ottiene un valore di tensione media a rottura pari a $\tau_{m-medio} = 6,5daN/cm^2$.

PROVA DI TAGLIO DIRETTO SU MURATURA (SHAVE-TEST)				
Prova	***Prova Identificazione***	***Tensione di rottura*** [kg/cm²]	[MPa]	***Metodo***
T1	Edificio centrale - Piano terra - Parete perimetrale Muratura in mattoni pieni Lunghezza blocco: 14 cm - Profondità: 21 cm	11,8	1,16	B
T2	Edificio Sx - Piano terra - Parete perimetrale Muratura in mattoni pieni Lunghezza blocco: 29 cm - Profondità: 13,5 cm	5,5	0,54	B
T3	Edificio Sx - Piano terra - Parete perimetrale Muratura in mattoni pieni Lunghezza blocco: 13 cm - Profondità: 28 cm	6,8	0,67	B

E' stata effettuata una indagine (scarifica dell'intonaco con messa a nudo delle armature di due travetti in c.a. e sondaggio per la identificazione della stratigrafia) sui solai di piano primo (solaio di copertura di piano terra) del Corpo A e del Corpo B1, nelle posizioni sotto rappresentate:

CORPO A

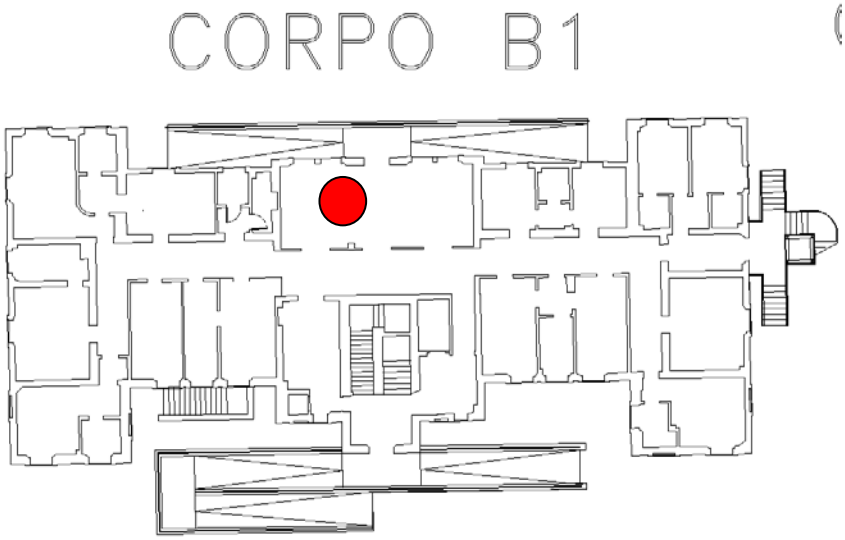


Posizione saggio sul solaio di piano primo - Corpo A (cerchio rosso)

Immagini saggio eseguito sul Corpo A - 1

Immagini saggio eseguito sul Corpo A - 2

Dai risultati si evince che il solaio è in latero-cemento con travetti in c.a. e pignatte in laterizio, di spessore s = 22cm (16cm + 6cm di soletta collaborante). L'interasse dei travetti, di base 15cm e altezza 16cm, è pari a $i = 40cm$ e i travetti sono armati con 1 barra $1\phi 8$ inferiormente (barre lisce), avente luce pari a circa $l = 4,3m$.



Posizione saggio sul solaio di piano primo - Corpo B1 (cerchio rosso)

Immagini saggio eseguito sul Corpo B1 - 1

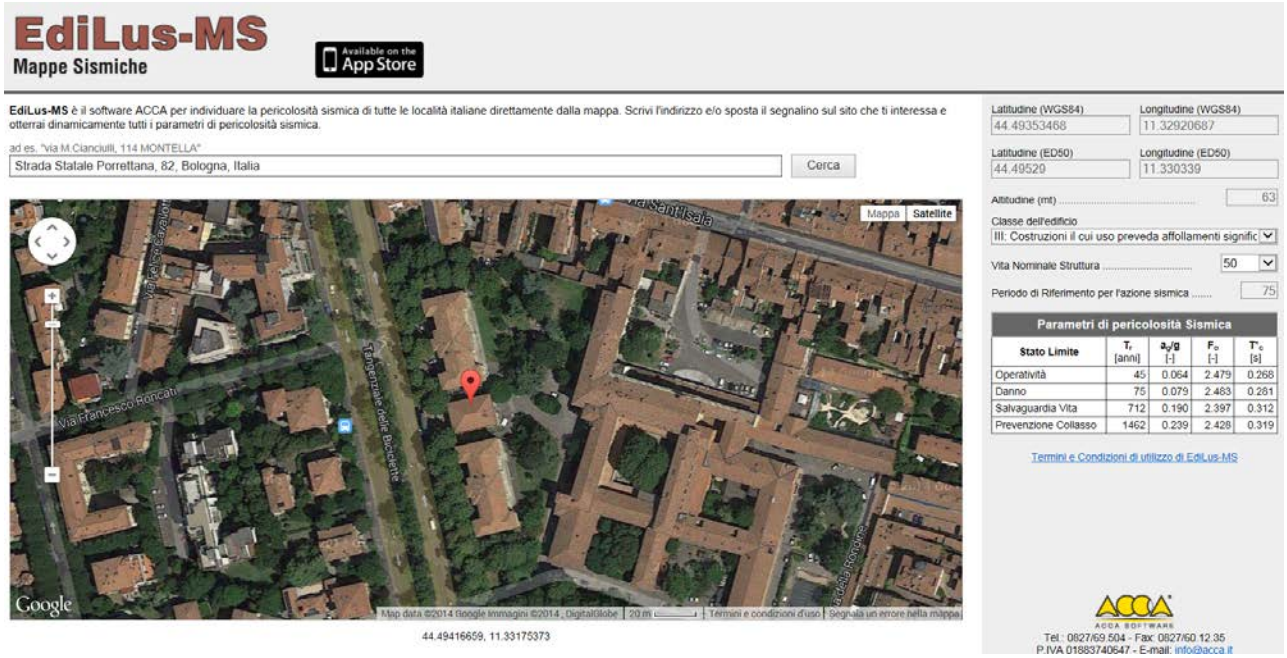
Immagini saggio eseguito sul Corpo B1 - 2

Dai risultati si evince che il solaio è in latero-cemento con travetti in c.a. e pignatte in laterizio, di spessore s = 30cm (26cm + 4cm di soletta collaborante). L'interasse dei travetti, di base 20cm e altezza 26cm, è pari a $i = 50cm$ e i travetti sono armati con barre $2\phi 12$ inferiormente (barre lisce), avente luce pari a circa $l = 7,0m$.

7. RELAZIONE SULLA PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE DEL SITO DI COSTRUZIONE

Tutto il complesso del Polo Roncati è situato nel Comune di Bologna, per cui, secondo la classificazione sismica allegata all'Ordinanza PCM n 3274 del 20/03/03 *"Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"* il Comune è in zona 3.

La Palazzina Portineria viene classificata come costruzione di Tipo 2 e di Classe III (secondo quanto specificato nel DM 14/01/2008 paragrafo 2.4.2).

Poiché per gli edifici di Tipo 2 e Classe III si ha $V_N = 50 anni$ (vita nominale della struttura) e $C_U = 1,5$ (coefficiente d'uso), il periodo di riferimento per l'azione sismica (DM 14/01/2008 paragrafo 2.4.3) vale, quindi: $V_R = V_N \cdot C_U = 75 anni$.

La pericolosità sismica del sito definiscono le azioni sismiche sulla base delle quali effettuare la progettazione; i parametri sismici legati alla zona di costruzione sono sotto riportati: