

INDICE

Premessa	(Pag.02)
Capitolo 1- Documentazione esistente	(Pag.02)
Capitolo 2 - Conoscenza del manufatto	(Pag.11)
Capitolo 3 - Indagini in situ	(Pag.13)
3.1 - Sui terreni per la caratterizzazione dei suoli	(Pag.13)
3.2 - Sull' edificio per l'acquisizione del livello di conoscenza, del fattore di confidenza e delle proprietà dei materiali	(Pag.15)
3.2.1 - Caratteristiche dei materiali utilizzati nel calcolo	(Pag.17)
3.3 - Sui solai per l'idoneità statica	(Pag.18)
3.4 - Sul mantenimento della funzionalità degli impianti	(Pag.18)
3.5 - Valutazione critica dei risultati delle indagini	(Pag.19)
Capitolo 4 - Valutazione della sicurezza	(Pag.20)
Capitolo 5 - Vita nominale - classi d'uso e periodo di riferimento	(Pag.20)
Capitolo 6 - Azioni sulla costruzione	(Pag.21)
6.1. - Combinazione delle azioni	(Pag.22)
6.2 - Analisi dei carichi	(Pag.24)
6.3 - Determinazione dell'azione azione simica	(Pag.27)
6.4 - Determinazione dell'azione del vento	(Pag.32)
6.5 - Determinazione dell'azione della neve	(Pag.32)
6.6 - Determinazione dell'azione della temperatura	(Pag.32)
6.7 - Determinazione delle azioni eccezionali	(Pag.32)
Capitolo 7 - Criteri generali di valutazione della vulnerabilità per azioni sismiche	(Pag.33)
7.1 - Analisi di regolarità	(Pag.33)
7.2 - Classificazione degli elementi strutturali	(Pag.34)
7.3 - Valutazione della vulnerabilità statica finalizzata all'analisi simica	(Pag.35)
7.4 - Valutazione dell'idoneità statica dei solai	(Pag.35)
7.5 - Identificazione degli interventi urgenti	(Pag.35)
Capitolo 8 - Aspetti ulteriori per la valutazione della vulnerabilità sismica del fabbricato	(Pag.35)
8.1 - Presenza di elementi strutturali secondari	(Pag.35)
8.2 - Presenza di elementi costruttivi senza funzione strutturale sismicamente rilevanti	(Pag.35)
8.3 - Modellazione di tamponature in grado di influenzare la risposta sismica di un edificio in c.a.	(Pag.35)
Capitolo 9 - Modellazione della struttura	(Pag.35)
Capitolo 10- Input di calcolo	(Pag.39)
Capitolo 11 - Metodi di analisi e criteri di ammissibilità	(Pag.39)
Capitolo 12 - Output di calcolo	(Pag.42)
Capitolo 13 - Verifiche di vulnerabilità	(Pag.42)
Capitolo 14 - Determinazione dell'indicatore di rischio (ir)	(Pag.61)
Capitolo 15 - Valutazione critica dell'indicatore di rischio	(Pag.62)
Capitolo 16 - Valutazione della progressione del danno	(Pag.63)

PREMESSA

Il Responsabile del Servizio della U.O.C. Opere Strutturali e Cantieri dell'Azienda Ospedaliera Ospedali Riuniti Marche Nord in data 26.11.2015 ha incaricato il sottoscritto di eseguire le verifiche di vulnerabilità sismica dei padiglioni "C", "D", "E" del Presidio Ospedaliero San Salvatore di Pesaro Centro.

La presente relazione si riferisce al padiglione "D" ed è stata redatta in conformità alla D.G.R. n. 1168 del 26.07.2010 "Linee di indirizzo per la stesura della relazione tecnica per le verifiche di vulnerabilità di edifici esistenti ai sensi del D.M. 14.01.2008 e della Circolare n. 617/2009".

CAPITOLO 1 – DOCUMENTAZIONE ESISTENTE

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è importante eseguire una analisi storico-critica ricostruendo il processo di realizzazione e le successive modifiche subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato da un punto di vista tecnico e amministrativo.

L'Ospedale di Pesaro vanta una storia antica, con oltre 500 anni di vita. Dopo la fusione di numerose "Confraternite" - antiche istituzioni che tramite sottoscrizioni e lasciti avevano lo scopo di soccorrere le persone meno abbienti - avvenuta nel 1465, il nosocomio assunse il nome di "San Salvatore" e istituì la propria sede dove attualmente si trova l'istituto "F. Mengaroni" in Corso XI Settembre.

Per soddisfare le esigenze della popolazione pesarese agli inizi del secolo scorso fu deciso di costruire un nuovo ospedale nell'attuale area di collocazione che era in precedenza di proprietà dei frati Cappuccini.

La Regione Marche con Legge n. 36 del 19.05.1975 ha autorizzato la fusione dell'ente ospedaliero "Accorimboni" di Trebbiantico con l'ente ospedaliero "S.Salvatore" di Pesaro. A seguito della fusione il nuovo ente con sede in Pesaro assunse la denominazione "Ospedali Riuniti" di Pesaro.

Nel 1978, con la legge istitutiva del Servizio Sanitario Nazionale, scomparve l'Ente Ospedaliero che venne assorbito dalla nuova Unità Sanitaria Locale n. 3, di Pesaro.

Dopo il decreto di riordino del Servizio Sanitario Nazionale del 1993, a seguito del quale il San Salvatore è stato collocato tra gli ospedali ad Alta Specialità, il 1° febbraio 1995 la Regione Marche, con proprio decreto, ha istituito l'Azienda Ospedaliera Ospedale San Salvatore separandola dalla USL n. 3, divenuta a sua volta Ausl n. 1 di Pesaro, oggi Asur – Area Vasta n.1.

La Regione Marche con L.R. n. 21 del 22.09.2009 ha istituito l' Azienda Ospedaliera "Ospedali Riuniti Marche Nord" incorporando l' Azienda Ospedaliera "San Salvatore" di Pesaro e la struttura Ospedaliera "Santa Croce" di Fano.

Dalla visura catastale storica risulta che con atto pubblico del 22/07/1996, rogante la Regione Marche, gli immobili venivano trasferiti dal Comune di Pesaro all'azienda ospedaliera San Salvatore.

Dalla stessa Visura risulta che a seguito della L.R. n. 21 del 22.09.2009 gli immobili venivano trasferiti dall'Azienda Ospedaliera San Salvatore all'azienda Ospedaliera Ospedali Riuniti Marche Nord dal 01.01.2011.

Per reperire la documentazione esistente del padiglione "D" si è eseguita una ricerca della documentazione presente presso l'archivio dell'Azienda Ospedaliera Ospedali Riuniti Marche Nord (ex Azienda Ospedaliera Ospedale San Salvatore, ex AUSL n.1 di Pesaro).

I documenti riguardanti il padiglione "D", presenti presso l'archivio dell'Ente proprietario sono:

- 1) Relazione geologico-geotecnica relativa al progetto dei lavori del nuovo ingresso dell'Ospedale San Salvatore di Pesaro redatta dal Dott. Geologo Fabrizio Domenico Pascucci nel giugno 2007;
- 2) Verifica tecnica sul rischio sismico degli edifici ospedalieri relativi al Presidio Ospedaliero di Pesaro Centro e al Presidio di Muraglia redatta da Italingegneria di Roma. Si tratta di un elaborato estremamente sintetico con rilievo architettonico e fotografico, con individuazione del quadro fessurativo e delle vulnerabilità;
- 3) Scheda di sintesi di livello 0 di edifici strategici ai fini della Protezione civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico redatta il 30.12.2010;
- 4) Planimetrie catastali storiche redatte dal Geom. Giuseppe Pantanelli il 30.03.1940;
- 5) Progetto di ristrutturazione ed ampliamento dei Padiglioni "D" e "E", depositato presso la Provincia di Pesaro e Urbino il 17.12.2002, con denuncia n. 2290/02, Cod. PREP116/02-NIKP completo di elaborati architettonici redatti dall'Arch. Marco Gaudenzi e di elaborati strutturali redatti dall'Ing. Giorgio Fazi, datati Maggio 2001;
- 6) Documentazione integrativa alla pratica indicata al punto precedente depositata presso la Provincia di Pesaro e Urbino il 14.07.2006;
- 7) Progetto di variante alla pratica indicata al precedente punto 6 depositato presso la Provincia di Pesaro e Urbino il 11.03.2008 con denuncia n. 0234/08 Cod. VNIKP2290/02;
- 8) Libro "Pesaro e il suo Ospedale, Notizie Storiche" scritto da Luigi Maria Bianchini e Massimo Gunelli, pubblicato a cura del Comune di Pesaro nel 1995.
- 9) Stralcio del progetto di "ricostruzione del padiglione e ambulatorio" (attuale Padiglione D) firmato dal titolare Cav. Gaetano di Dio, Impresa di Costruzioni Edili e Stradali di Pesaro con allegati i calcoli del solaio del padiglione di ingresso dell'ospedale redatti dall'Ing. Scagnetti Luigi di Pesaro il 09.12.1949.

Da tale documentazione è stato possibile ricostruire l'evoluzione storica e le varie trasformazioni subite dal padiglione "D".

I lavori di costruzione dell'Ospedale San Salvatore cominciarono nel maggio del 1903 da parte dell'Impresa Rifelli Paolo & C., su progetto dell'Ing. Cav. Emilio Speroni, con l'assistenza alla costruzione dell'Ing. Franco Bertani, entrambi milanesi e procedettero velocemente tanto che solo tre anni dopo e precisamente il 05.08.1906 ebbe luogo la cerimonia di inaugurazione.

Come si può rilevare dalla cartolina commemorativa dell'inaugurazione di seguito allegata, il complesso ospedaliero era costituito da un corpo centrale unito per mezzo di due logge ad altrettanti corpi laterali uno a destra (attualmente parte del padiglione E), l'altro a sinistra (attualmente parte del padiglione A): tutti e tre i fabbricati principale erano disposti su due ordini di piani.

I corpi laterali, posti ad angolo retto con quello centrale avevano tre finestre per piano sul prospetto principale e cinque finestre per piano nei prospetti esterni.

Il complesso ospedaliero del 1906 era costituito inoltre da un padiglione infetti e da un padiglione di ingresso come risulta dalle foto di epoca di seguito allegate.



Fig.54. Cartolina pieghevole commemorativa dell'inaugurazione del nuovo ospedale "San Salvatore" con indicati i nomi del presidente della "Congregazione di carità", del progettista e della impresa costruttrice. (Fondo Dassori, Pesaro. Foto Castellani).

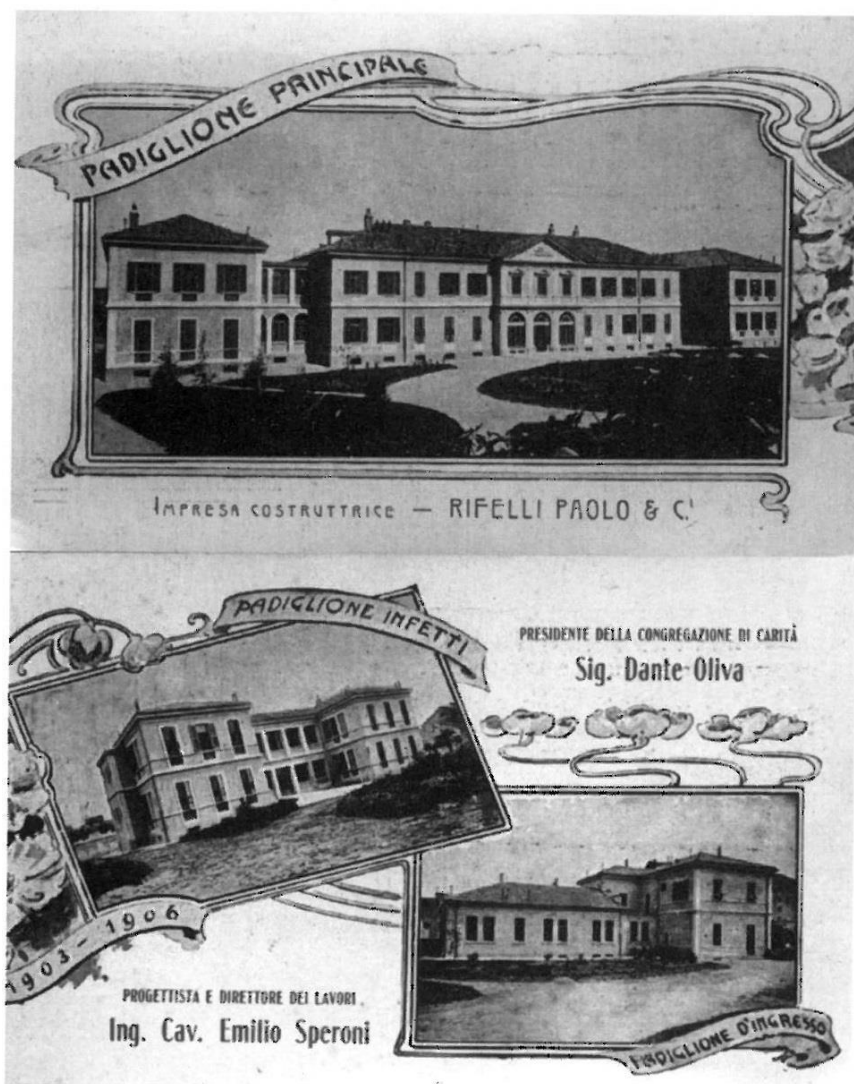




Fig.55. Rara immagine del nuovo ospedale sullo sfondo del mercato che si teneva nella piazza antistante la stazione ferroviaria, dalla quale è stata scattata la foto. (Fondo Dassori, Pesaro. Foto Castellani).

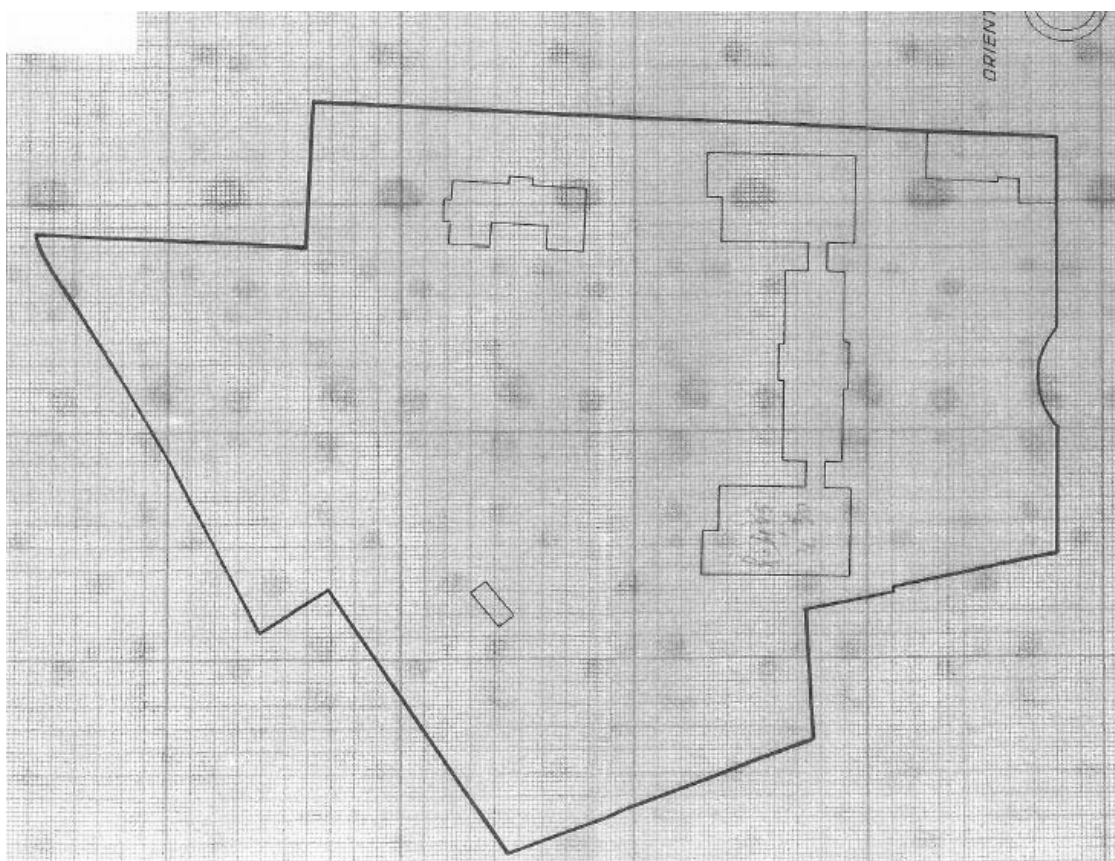


Fig.56. Cartolina del nuovo ospedale. (Fondo Dassori, Pesaro. Foto Castellani).



Fig.57. Facciata dell'ospedale "San Salvatore" da piazza Garibaldi. (Fondo Dassori, Pesaro. Foto Castellani).

Nelle planimetrie catastali redatte il 30.04.1940 dal Geom. Giuseppe Pantanelli, il complesso ospedaliero risulta essere stato ampliato sui lati esterni del fabbricato principale, per creare ulteriori vani di degenza, trasformando le finestre originarie in porte. Tale ampliamento fu probabilmente realizzato tra il 1934 e il 1939.

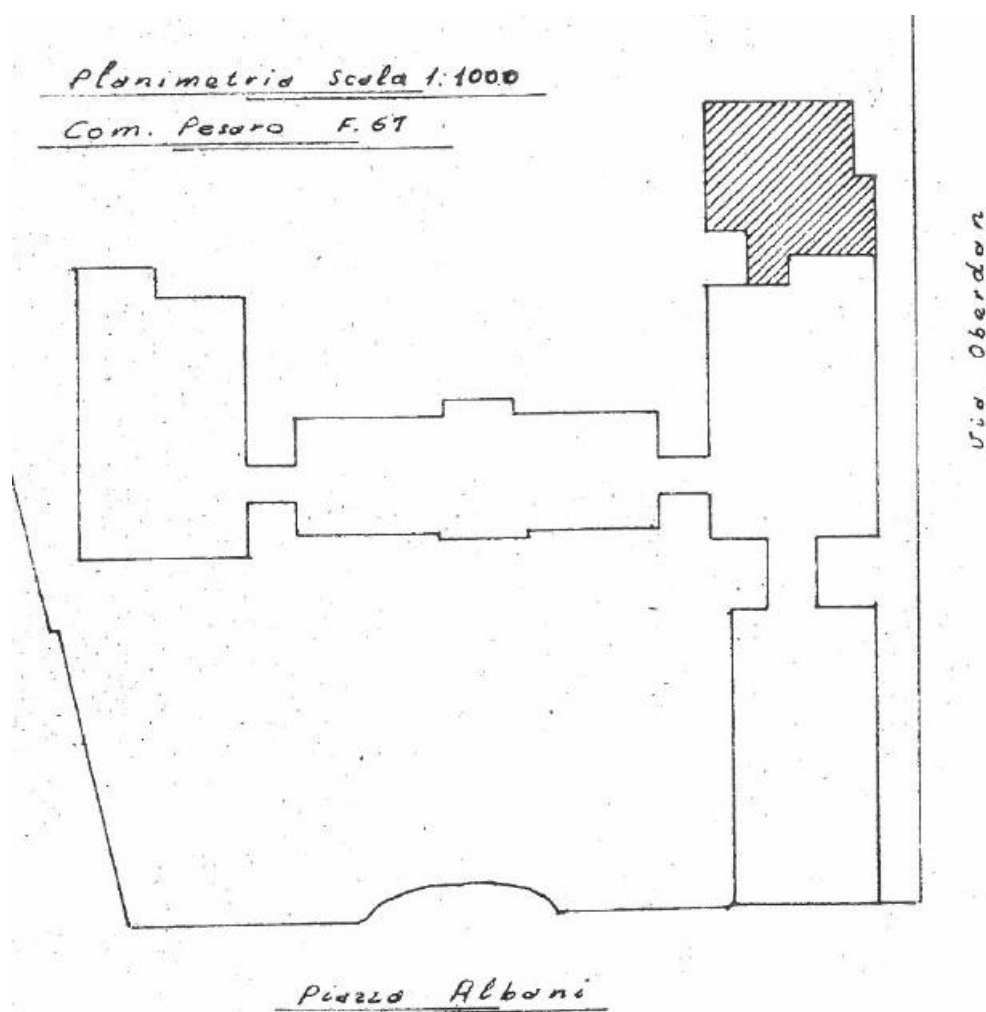


Il 25 aprile 1944 l'Ospedale subì un bombardamento che rese inagibile l'ala sinistra dell'edificio principale.

Dopo la fine della seconda Guerra Mondiale l'Ospedale San Salvatore fu ampliato con la realizzazione della parte in muratura dell'attuale padiglione D e con la sopraelevazione di un piano del complesso originario (attualmente padiglioni B, parte dei Padiglioni A ed E). I lavori furono eseguiti nel 1950 in quanto i calcoli del solaio in laterizio e cemento armato redatti dall'Ing. Luigi Scagnetti di Pesaro risultano datati 09.12.1949.

Il 05.06.1959 fu redatto il progetto di ampliamento del Padiglione E, da parte dell'Ing. Carlo Mariotti con struttura portante in c.a. realizzata in aderenza alla struttura preesistente in muratura.

Dalla planimetria di progetto del 1959 si evince che all'epoca il Padiglione D era collegato al padiglione E solo nella parte centrale.



Nella carta storica del 1968 presente tra i documenti del P.R.G. del Comune di Pesaro risulta ancora esistente tale collegamento tra il padiglione "D" e il padiglione "E".

Nella carta storica del 1996 presente tra i documenti del P.R.G. del Comune di Pesaro il collegamento tra il padiglione "D" ed il padiglione "E" risulta essere ampliato mediante la realizzazione di un nuovo setto in muratura sul lato prospiciente Via Oberdan.

Nel mese di maggio 2001 fu redatto un progetto di ristrutturazione ed ampliamento dei Padiglioni “D” ed “E”, depositato presso la Provincia di Pesaro e Urbino il 17.12.2002, con denuncia n. 2290/02, Cod. PREP116/02-NIKP.

In base a tale progetto fu realizzato l’ampliamento nel padiglione D mediante struttura in c.a. e acciaio.

Il progetto del mese di Maggio 2001 ha comportato anche interventi alle strutture murarie del padiglione “D” quali:

- a) Realizzazione di nuove bucatore opportunamente cerchiata con putrelle in acciaio al fine di consentire il ripristino della rigidezza delle pareti;
- b) Chiusura di alcune aperture esistenti eseguite con mattoni pieni e ricucitura del tessuto murario;
- c) Inserimento di nuovi architravi in acciaio in corrispondenza delle porte o finestre oggetto di modesti ampliamenti.

Considerato che le strutture in ampliamento sono state progettate nel 2001 secondo le prescrizioni del D.M. 16.01.1996, in base al comma 5 dell’art. 2 dell’Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20.03.2003 e al comma 2 dell’art. 3 della D.G.R. n. 1046 del 29.07.2003 per le stesse non è prescritta l’esecuzione di una nuova verifica di adeguatezza sismica.

La presente verifica di vulnerabilità sismica riguarderà quindi solo la parte in muratura del padiglione D.

Si riporta la storia degli eventi sismici che hanno colpito la zona oggetto di studio (dal Database Macrosismico Italiano 2011 dell’INGV, <http://emidius.mi.ingv.it/DBMI11/>):

Storia sismica di Pesaro [43.905, 12.905] Numero di eventi: 79

Effetti In occasione del terremoto del:

I[MCS]	Data	Ax	Np	Io	Mw
F	1328 12 01	NORCIA	13	10	6.38 ±0.41
F	1570 11 17 19:10	Ferrara	60	7-8	5.46 ±0.25
F	1599 11 06 01:25	Valnerina	20	9	5.99 ±0.32
7-8	1672 04 14 15:45	Riminese	92	8	5.61 ±0.21
F	1694 04 08 10:15	Alta Valtiberina	7	7	5.14 ±0.34
4-5	1727 12 14 19:45	S.LORENZO IN CAMPO	32	7	5.19 ±0.42
7	1741 04 24 09:00	FABRIANESE	145	9	6.21 ±0.13
5	1743 02 20 16:30	Basso Ionio	77	9	7.13 ±0.19
3-4	1747 04 17	NOCERA UMBRA	64	9	5.94 ±0.26
F	1751 07 27 01:00	Appennino umbro-marchigiano	68	10	6.25 ±0.22
3-4	1767 06 05 01:30	SPOLETINO	10	7-8	5.44 ±0.60
3	1768 10 19 23:00	Appennino romagnolo	45	9	5.87 ±0.21
4	1781 04 04 21:20	Romagna	96	9-10	5.94 ±0.17
6	1781 06 03	CAGLIESE	157	10	6.42 ±0.13
6-7	1786 12 25 01:00	Riminese	91	8	5.62 ±0.17

Effetti In occasione del terremoto del:

I[MCS]	Data	Ax	Np	Io	Mw
3	1828 10 08 22:30	Romagna meridionale	8	5-6	4.35 \pm 0.72
6-7	1838 06 23	PESARO	4	6	4.72 \pm 0.34
4	1841 04 14 04:00	CAGLI	4	5-6	4.51 \pm 0.34
F	1859 08 22	NORCIA	20	8-9	5.53 \pm 0.32
5	1873 03 12 20:04	Marche meridionali	196	8	5.95 \pm 0.10
2-3	1873 06 29 03:58	Bellunese	199	9-10	6.32 \pm 0.11
2-3	1874 12 06 15:50	Monti della Meta	43	7-8	5.52 \pm 0.24
7	1875 03 17 23:51	Romagna sud-orientale	144		5.93 \pm 0.16
3	1878 03 12 21:36	Bolognese	31	6	5.06 \pm 0.30
3	1881 09 28	CESENA	24	6-7	4.82 \pm 0.27
F	1885 02 26 20:48	SCANDIANO	78	6	5.19 \pm 0.15
NF	1887 02 23 05:21	Liguria occidentale	1516		6.97 \pm 0.15
F	1887 05 26	JESI	19	5	4.58 \pm 0.63
3	1895 03 23	COMACCHIO	37	6	4.74 \pm 0.31
4	1895 04 14 22:17	Slovenia	296	8	6.23 \pm 0.08
5-6	1897 09 21	ADRIATICO CENT.	44	7	5.46 \pm 0.27
2	1897 12 18 07:24	Appennino umbro-marchigiano	132	7	5.13 \pm 0.14
4-5	1911 02 19 07:18	Romagna meridionale	181	7	5.28 \pm 0.11
4	1911 03 26 13:51	RIMINI	9	5	5.00 \pm 0.30
2	1911 09 13 22:29	Chianti	115	7	5.19 \pm 0.14
4-5	1915 01 13 06:52	Avezzano	1041	11	7.00 \pm 0.09
6-7	1916 05 17 12:49	Alto Adriatico	132		5.95 \pm 0.14
5	1916 06 16 01:27	Alto Adriatico	17		
7	1916 08 16 07:06	Alto Adriatico	257		6.14 \pm 0.14
3	1916 11 16 06:35	REATINO	40	8	5.53 \pm 0.22
3	1917 04 26 09:35	Valtiberina	134	9-10	5.89 \pm 0.11
3	1917 11 05 22:47	NUMANA	26	6	5.07 \pm 0.25
4	1918 11 10 15:12	Appennino romagnolo	187	9	5.88 \pm 0.11
4	1919 06 29 15:06	Mugello	566	10	6.29 \pm 0.09
F	1920 09 07 05:55	Garfagnana	756	10	6.48 \pm 0.09
5	1924 01 02 08:55	Medio Adriatico	76	7-8	5.36 \pm 0.16
2	1926 01 01 18:04	Slovenia	63	7-8	5.85 \pm 0.18
4	1928 05 30 20:01	Adriatico centrale	17	5	4.88 \pm 0.28
7	1930 10 30 07:13	SENIGALLIA	263	8	5.81 \pm 0.09
4-5	1934 11 30 02:58	Alto Adriatico	51		5.34 \pm 0.17
4	1936 10 18 03:10	BOSCO CANSIGLIO	267	9	6.12 \pm 0.09
3	1940 10 16 13:17	RADICOFANI	106	7-8	5.26 \pm 0.14
F	1943 03 25 15:40	OFFIDA	7	6	5.04 \pm 0.31
4	1943 07 31 04:37	SENIGALLIA	5	5	4.30 \pm 0.34
4	1943 10 03 08:28	Marche meridionali-Abruzzo	131	8-9	5.83 \pm 0.14

Effetti In occasione del terremoto del:

I[MCS]	Data	Ax	Np	Io	Mw
4	1951 09 01 06:56	SARNANO	81	7	5.34 \pm 0.20
4	1962 01 23 17:31	Adriatico	49	5	4.52 \pm 0.25
4	1971 10 04 16:43	NORCIA	43		4.99 \pm 0.16
5	1972 01 25 20:24	Medio Adriatico	24		4.58 \pm 0.18
6	1972 02 04 02:42	Medio Adriatico	75		4.86 \pm 0.29
4	1972 06 14 18:55	Medio Adriatico	17		4.62 \pm 0.47
2	1972 11 26 16:03	MONTEFORTINO	73	8	5.38 \pm 0.18
4-5	1976 05 06 20:00	Friuli	770	9-10	6.46 \pm 0.09
5	1979 09 19 21:35	Valnerina	694	8-9	5.86 \pm 0.09
3	1980 11 23 18:34	Irpinia-Basilicata	1394	10	6.89 \pm 0.09
NF	1983 11 09 16:29	Parmense	850	6-7	5.06 \pm 0.09
4-5	1984 04 29 05:02	GUBBIO/VALFABBRICA	709	7	5.65 \pm 0.09
3	1984 05 07 17:49	Appennino abruzzese	912	8	5.89 \pm 0.09
2-3	1984 05 11 10:41	Appennino abruzzese	342		5.50 \pm 0.09
3	1987 07 03 10:21	PORTO SAN GIORGIO	359		5.09 \pm 0.09
3	1987 07 05 13:12	VALMARECCHIA	90	6	4.47 \pm 0.09
3	1996 10 15 09:56	Correggio	135	7	5.41 \pm 0.09
4-5	1997 09 26 00:33	Appennino umbro-marchigiano	760		5.70 \pm 0.09
4-5	1997 09 26 09:40	Appennino umbro-marchigiano	869	8-9	6.01 \pm 0.09
4	1998 04 05 15:52	Appennino umbro-marchigiano	395	6	4.81 \pm 0.09
2-3	2001 11 26 00:56	Casentino	213	5-6	4.72 \pm 0.09
3-4	2003 01 26 19:57	Forlivese	35	6	4.70 \pm 0.09
NF	2003 12 07 10:20	Zona Forlì	172	5	4.22 \pm 0.09
NF	2006 04 10 19:03	Maceratese	211	5	4.51 \pm 0.10

Essendo:

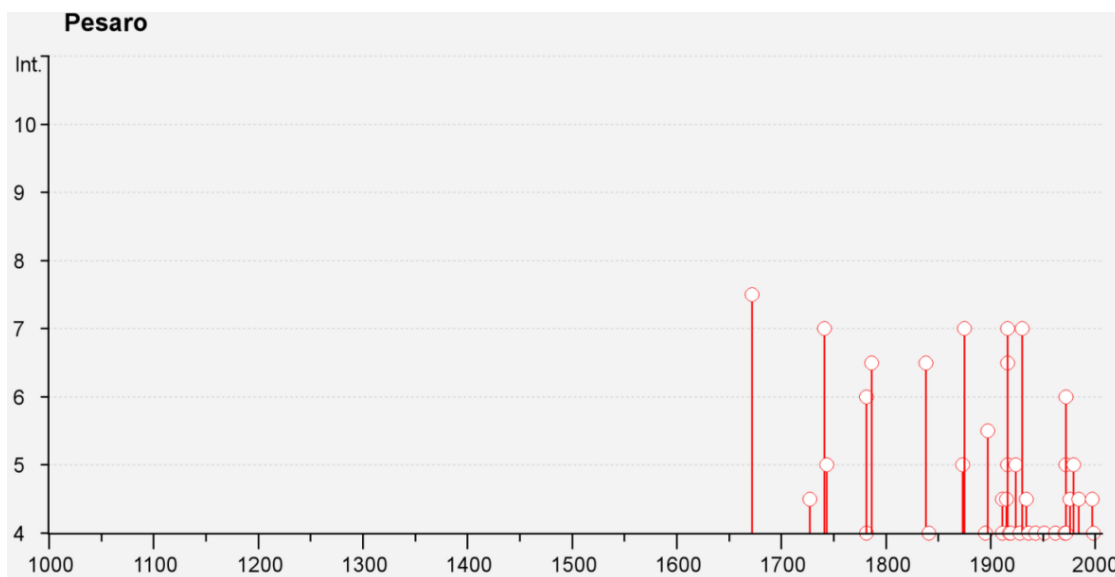
Data: la Data del terremoto;

Ax: Area epicentrale, area geografica in cui sono stati riscontrati gli effetti maggiori del terremoto;

Np: Numero di punti, numero di osservazioni macrosismiche disponibili per il terremoto;

Io: Intensita macrosismica epicentrale, da CPTI11, espressa in scala MCS, Mercalli-Cancani-Sieberg;

Mw :Magnitudo momento, da CPTI11.



Si evidenzia che il grado di intensità macrosismica massima che ha interessato la zona è stata di 8 MCS e che il grado di intensità macrosismica massima a cui è stato sottoposto il fabbricato in muratura è stato di 6 MCS in occasione di un sisma che ha interessato il Medio Adriatico nel 1972.

Gli eventi sismici che hanno interessato finora il fabbricato non hanno comportato alcun tipo di danno.

CAPITOLO 2 – CONOSCENZA DEL MANUFATTO

Un passo fondamentale nell'acquisizione dei dati necessari a mettere a punto un modello di calcolo accurato di un edificio esistente è costituito dalle operazioni di rilievo della geometria strutturale.

Il fabbricato denominato padiglione “D” nasce negli anni '50 doppiamente simmetrico con vano scala posto nella parte centrale e con prosecuzione del corridoio per il collegamento, senza alcun giunto strutturale, con il padiglione E preesistente.

Tra il 1968 e il 1996 (presumibilmente negli anni '70) fu realizzato un primo ampliamento in corrispondenza del collegamento con il padiglione E mediante la realizzazione di un setto in muratura prospiciente Via Oberdan.

A seguito del recente intervento di ristrutturazione eseguito dopo il 2002 fu realizzato un ampliamento con struttura in c.a. e acciaio distanziata dal fabbricato esistente in muratura, mediante giunti strutturali opportunamente dimensionati.

In particolare fu realizzato sul lato sud del Padiglione D un nuovo collegamento verticale dei piani costituito da un vano scala ed un vano ascensore con struttura portante verticale in c.a. per la parte interrata e in acciaio per la parte in elevazione, posizionati tra i padiglioni “E” e “D” in sostituzione del vano scala originario interno che è stato demolito per realizzare il nuovo vano ascensore in c.a.

Sul lato sud l'ampliamento al piano interrato è stato realizzato con struttura portante in c.a. ed ha interessato tutta l'estensione del padiglione D esistente per posizionare i gruppi elettrici i gruppi frigo, mentre in elevazione è stata realizzata una struttura in acciaio per la realizzazione di una pensilina con copertura in lastre di polycarbonato, avente funzione di camera calda, in corrispondenza dell'ingresso delle barelle al pronto soccorso.

L'ampliamento realizzato sui lati nord ed est è costituito da un livello interrato in c.a. che ospita le apparecchiature del reparto di medicina nucleare, da un livello al piano terra con struttura in acciaio che ospita gli ambulatori del reparto di medicina d'urgenza e l'ingresso. La copertura di tale reparto realizzata al livello 3 (piano primo) con struttura portante in acciaio, ospita gli impianti tecnici protetti da una pensilina aggettante sul lato strada (via Oberdan) con copertura in lastre di polycarbonato.

Le pensiline esterne sono state ancorate alle murature del fabbricato originario con vincolo a carrello.

Il corpo di fabbrica principale con struttura portante in muratura oggetto della presente verifica di vulnerabilità sismica si sviluppa su sei livelli. Il livello 1 (piano interrato) risulta essere adibito ai servizi di medicina nucleare, il livello 2 (piano terra) risulta essere adibito a pronto soccorso.

Nel livello 3 (piano primo) è ubicato il blocco operatorio, mentre nel livello 4 (piano secondo) è ubicato il reparto di medicina di urgenza.

Nel livello 5 (piano sottotetto e copertura piana a terrazza) sono allocati gli impianti tecnici e vani di deposito non utilizzati, mentre il livello 6 è occupato dalla copertura a padiglione con struttura portante in legno.

L'ingresso al Padiglione D avviene dal lato destro (nord-est), dal fronte (lato sud) ed internamente dal corridoio centrale del padiglione "E".

Con i recenti lavori iniziati nel 2002 è stata realizzata una scala in acciaio tra il piano terra e il piano sottotetto con accesso sul lato est ed un vano ascensore di collegamento dei vari piani compresa tra l'interrato e il piano secondo posto all'interno della cella muraria dove in origine erano presenti le scale principali.

Gli orizzontamenti del padiglione D in muratura sono in latero-cemento tipo SAP di altezza 22,5 cm. con pignatte poste ad un interasse di 20-25-40 cm. collegati alle murature portanti mediante cordoli in c.a. a spessore intonacati esternamente.

Dai sondaggi eseguiti dalla Ditta Controls SRL risulta confermato l'elaborato storico presente in archivio dell'Ente relativo ai calcoli del solaio del padiglione di ingresso dell'ospedale redatti dall'Ing. Scagnetti Luigi di Pesaro il 09.12.1949. Tali calcoli si riferivano alla verifica di un solaio di luce 6,10 m. in travetti di laterizio speciali PICA alti 20 cm. costituiti da pignatte di interasse 20 cm. costruiti fuori opera, con calcestruzzo, provvisti di una caldana superiore pure in calcestruzzo dello spessore di cm. 2,5.

Le indagini pacometriche hanno permesso di rilevare la presenza di solai costituiti da travetti prefabbricati in c.a. con tavelle all'intradosso e all'estradosso del travetto, che testimoniano l'avvenuta sostituzione in alcune zone del solaio originario.

La copertura è in parte piana a terrazza ricavata dalla demolizione di parte del tetto per l'alloggiamento degli impianti tecnici ed in parte a padiglione con struttura portante in legno costituita da capriate, travi, travicelli con soprastante tavolato, guaina e coppi.

Il tetto in legno risulta essere stato oggetto di interventi di manutenzione straordinaria in quanto oltre alle terzere in legno pieno sono presenti terzere in legno lamellare.

In corrispondenza delle aperture originarie sono presenti cordoli in c.a. mentre in corrispondenza delle nuove aperture realizzate con il progetto di ristrutturazione del 2001 sono presenti cerchiature di diverse tipologie o architravi in acciaio.

Le fondazioni sono costituite da conglomerato cementizio impostate a circa 220 cm. dal pavimento del piano interrato di larghezza di circa 80/70 cm. come si rileva dalla sezione del progetto originario firmato dal titolare Cav. Gaetano di Dio, Impresa di Costruzioni Edili e Stradali di Pesaro presente in archivio dell'Ente.

L'inadeguatezza delle fondazioni è comunque raramente la causa del danneggiamento osservato nei rilevamenti post-sisma. Il paragrafo C8A.5.11 della Circolare n. 617/2009 prevede che è in genere possibile omettere interventi sulle strutture di fondazione, **nonché le relative verifiche**, qualora siano contemporaneamente presenti tutte le condizioni seguenti:

- a) nella costruzione non siano presenti importanti dissesti di qualsiasi natura attribuibili a cedimenti delle fondazioni e sia stato accertato che dissesti della stessa natura non si siano prodotti neppure in precedenza;
- b) gli interventi progettati non comportino sostanziali alterazioni dello schema strutturale del
- c) fabbricato;
- d) gli stessi interventi non comportino rilevanti modificazioni delle sollecitazioni trasmesse alle fondazioni;
- e) siano esclusi fenomeni di ribaltamento della costruzione per effetto delle azioni sismiche.

Il fabbricato si presenta in buone condizioni di conservazione e non presenta lesioni ed alcun segno di dissesto sulle strutture portanti.

Si allegano alla presente relazione per una migliore identificazione del fabbricato una documentazione fotografica a colori con indicazione dei punti di vista, nonché gli elaborati grafici architettonici e strutturali.

CAPITOLO 3 – INDAGINI IN SITU

3.1 – SUI TERRENI PER LA CARATTERIZZAZIONE DEI SUOLI

Le indagini in situ sul terreno, necessarie per definire la stratigrafia e per individuare la “categoria di sottosuolo di fondazione”, sono state effettuate dal Dottor Geologo Pascucci Fabrizio su incarico dell'Ospedale San Salvatore di Pesaro nel mese di giugno 2007.

Tali sondaggi sono stati eseguiti per la realizzazione dell'ampliamento del padiglione H ancora in fase di realizzazione.

Le indagini si sono articolate attraverso la realizzazione di una campagna geognostica composta da n. 1 sondaggio a carotaggio continuo con carotiere semplice di diametro 101 mm. spinto fino alla profondità di 46 m. con l'esecuzione di prove S.P.T. (standard penetration test) in foro, l'esecuzione di due prove penetrometriche statiche C.P.T. (cone penetration test) eseguite con penetrometro da 20 t.

Dal punto di vista morfologico l'area oggetto di indagine è posta sulle destra Idrografica del Fiume Foglia che scorre ad una distanza di circa 300 m. si presenta pianeggiante ed è situata a circa 10 m. sul livello del mare.

Dai sondaggi eseguiti è stato possibile rilevare la seguente successione stratigrafica locale:

- Orizzonte A: Terreno di riporto costituito da detrito in matrice limoso sabbiosa fino a – 5,00 m. dal p.c.
- Orizzonte B: Limo argilloso con livelli sabbiosi di colore nocciola tra – 5,00 a – 15,80 m. dal p.c.
- Orizzonte C: Ghiaia in matrice sabbiosa tra -15,80 a – 44,60 dal p.c.
- Orizzonte D: Argilla limosa con sabbia di colore azzurro da -44,60 m. a 46 m.. dal p.c.

La falda è stata rilevata a circa -8,50 dal piano di campagna.

La zona oggetto di indagine non è ricompresa in area esondabile e non presenta alcun movimento franoso.

Durante i sondaggi sono stati prelevati dei campioni di terreno sui quali sono stati eseguiti delle prove di laboratorio che hanno permesso di ricavare i seguenti parametri geotecnici.

ORIZZONTE A

- peso per unità di volume	$Y = 18,50-19,20 \text{ kN/mc}$
- angolo di attrito interno efficace	$\phi' = 21-23 \text{ gradi}$
- coesione efficace	$C' = 0 \text{ daN/cm}^2$
- Modulo Edometrico	$E_{ed} = 50,53 \text{ daN/cm}^2$

ORIZZONTE B

- peso per unità di volume	$Y = 19,80-20,20 \text{ kN/mc}$
- angolo di attrito interno efficace	$\phi' = 24-26 \text{ gradi}$
- coesione efficace	$C' = 0,05-0,07 \text{ daN/cm}^2$
- angolo di attrito non drenato	$\phi_u = 0 \text{ gradi}$
- coesione non drenata	$C_u = 1,4-1,8 \text{ daN/cm}^2$
- Modulo Edometrico	$E_{ed} = 57,04 \text{ daN/cm}^2$
- Modulo elastico	$E = 350 \text{ daN/cm}^2$
-Costante di sottofondo verticale	$K_v = 1,642 \text{ daN/cm}^2$
-Costante di sottofondo laterale	$K_h = 2,721 \text{ daN/cm}^2$

ORIZZONTE C

- peso per unità di volume	$Y = 20,50-21,00 \text{ kN/mc}$
- angolo di attrito interno efficace	$\phi' = 35,5-36,5 \text{ gradi}$
- coesione efficace	$C' = 0,0 \text{ daN/cm}^2$
- Modulo Edometrico	$E_{ed} = 45,26 \text{ daN/cm}^2$
- Modulo elastico	$E = 850 \text{ daN/cm}^2$
-Costante di sottofondo verticale	$K_v = 3,753 \text{ daN/cm}^2$
-Costante di sottofondo laterale	$K_h = 5,045 \text{ daN/cm}^2$

ORIZZONTE D

- peso per unità di volume	$Y = 21,50-22,50 \text{ kN/mc}$
- angolo di attrito interno efficace	$\phi' = 26-27 \text{ gradi}$
- coesione efficace	$C' = 0,1-0,12 \text{ daN/cm}^2$
- angolo di attrito non drenato	$\phi_u = 0 \text{ gradi}$
- coesione non drenata	$C_u = 2,1-2,3 \text{ daN/cm}^2$
- Modulo elastico	$E = 650 \text{ daN/cm}^2$

Dalle indagini eseguite i cui risultati sono stati riportati nella relazione geologica si è ricavato estrapolando le velocità medie dai valori di N_{spt} un valore di velocità equivalente V_{s30} di

propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m. di profondità di 282,36 m/s con conseguente attribuzione dei terreni alla categoria di sottosuolo "C".

Si è assunta una categoria topografica T1 essendo la superficie topografica pianeggiante.

3.2 – SULL’ EDIFICIO PER L’ACQUISIZIONE DEL LIVELLO DI CONOSCENZA, DEL FATTORE DI CONFIDENZA E DELLE PROPRIETA’ DEI MATERIALI

La conoscenza della costruzione oggetto della verifica è di fondamentale importanza ai fini di una adeguata analisi, e può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell’accuratezza delle operazioni di rilievo, dell’analisi storica e delle indagini sperimentali.

Il paragrafo C8A.1.A.4 per le costruzioni in muratura individua tre livelli di conoscenza perseguibili (LC1, LC2, LC3) che impongono l’impiego nelle verifiche di sicurezza di adeguati fattori di confidenza definiti in considerazione del livello di conoscenza raggiunto (livello di approfondimento delle indagini sulle strutture).

Maggiore è il livello di conoscenza raggiunto minore sarà il corrispondente valore del fattore di confidenza raggiunto.

Si ritiene che il livello di conoscenza standard da raggiungere in sede di programmazione della campagna di indagini sia pari ad un LC2 utilizzando eventualmente il criterio di ripetibilità ed omogeneità dei dati sperimentali.

Per comodità di lettura si riportano le specifiche di normativa:

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

La conoscenza della geometria strutturale è stata ricavata da operazioni di rilievo, piano per piano di tutti gli elementi in muratura e in c.a., dei solai e della copertura (tipologia e orditura), delle scale (tipologia strutturale) e mediante la individuazione dei carichi gravanti sui solai, sulle travi e su ogni elemento di parete.

La rappresentazione dei risultati del rilievo è stata riportata negli elaborati grafici di rilievo.

I dettagli costruttivi della muratura indicati al paragrafo C8.A.1.A.2 della Circolare del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n. 617 del 02.02.2009 sono stati rilevati mediante verifiche in situ estese ed esaustive basate su rilievi di tipo visivo effettuati ricorrendo a saggi estesi in modo sistematico all'intera struttura.

Le proprietà dei materiali per ogni tipo di muratura presente sono state ricavate mediante indagini in situ estese basandosi su esami visivi della superficie muraria per individuare forma e dimensione dei blocchi di cui è costituita e la compattezza della malta.

Per valutare la qualità della muratura in mattoni pieni, che risulta essere la prevalente e quindi quella sismicamente rilevante sono state eseguite due prove con martinetti piatti doppi e prove di

caratterizzazione della malta (tipo di legante, tipo di aggregato, rapporto legante aggregato, etc.), e del mattone (caratteristiche fisiche e meccaniche).

Le prove sulla muratura in mattoni pieni sono state eseguite dal laboratorio Ufficiale Control S.R.L. con sede in Cesena (FO) autorizzato con D.M. n. 1681 del 25.02.2013 dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti.

In base ai rilievi, alle verifiche e alle indagini eseguite si ritiene di avere conseguito **un livello di conoscenza LC2**.

Al livello di conoscenza LC2 è correlato un fattore di confidenza $FC = 1,20$ che rappresenta un ulteriore coefficiente parziale di sicurezza che tiene conto della carenza della conoscenza dei parametri del modello di calcolo.

3.2.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI NEL CALCOLO

I dati dei materiali utilizzati nella presente verifica di vulnerabilità sismica sono stati desunti dai risultati della campagna di indagine eseguita dal laboratorio Ufficiale Control S.R.L. con sede in Cesena (FO) autorizzato con D.M. n. 1681 del 25.02.2013 dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti che ha redatto il rapporto di prova consegnato alla Committenza.

MURATURA IN MATTONI PIENI E MALTA DI CALCE.

Per il Livello di conoscenza LC2 le caratteristiche meccaniche della muratura si definiscono completamente attraverso la tabella C8A.2.1 della Circolare del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n. 617 del 02.02.2009, in particolare, per le resistenze (f_m , τ_0) e per i moduli elastici (E , G) si assumono i valori medi.

Tipologia di muratura	f_m daN/cm ²	τ_0 daN/cm ²	E daN/cm ²	G daN/cm ²	γ daN/mc	FC
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	32	0,76	15.000	5.000	1.800	1,20

I valori indicati nella tabella C8A.2.1 vanno corretti mediante i coefficienti della tabella C.8.A.2.2. In questo caso si moltiplicano i parametri f_m , τ_0 , E , G per il coefficiente 1,5 essendo la malta di buone caratteristiche, inoltre si moltiplicano i parametri f_m , τ_0 , per il coefficiente 1,3 essendo presente la connessione trasversale.

I parametri meccanici da considerare nel calcolo strutturale per il livello di conoscenza LC2 vengono riassunti nella Tabella successiva.

Tipologia di muratura	f_m daN/cm ²	τ_0 daN/cm ²	E daN/cm ²	G daN/cm ²	γ daN/mc	FC
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	62,4	1,482	22.500	7.500	1.800	1,20

I parametri di resistenza devono essere divisi per il fattore di confidenza ma non vengono divisi per il coefficiente di sicurezza γ_m della muratura, in quanto si effettua l'analisi non lineare. In questi casi è possibile assumere direttamente i valori medi per le resistenze (vedi punto 7.8.2.2 del D.M. 14/01/2008).

Le prove con martinetti piatti hanno confermato il valore della compressione media della muratura considerato nelle verifiche di vulnerabilità sismica ($f_m = 62,4/1,20 = 52 \text{ daN/cm}^2$):

MPD1: 29,30 daN/cm²;

MPD2: 78,12 daN/cm²;

Valore medio = 53,71 daN/cm².

3.3 - SUI SOLAI PER L'IDONEITA' STATICA

Gli orizzontamenti del padiglione D in muratura sono principalmente in latero-cemento tipo SAP di altezza 22,5 cm. con pignatte poste ad un interasse di 20-25 cm. collegati alle murature portanti mediante cordoli in c.a. a spessore intonacati esternamente.

Dai sondaggi eseguiti dalla Ditta Controls SRL risulta confermato l'elaborato storico presente in archivio dell'Ente relativo ai calcoli del solaio del padiglione di ingresso dell'ospedale redatti dall'Ing. Scagnetti Luigi di Pesaro il 09.12.1949. Tali calcoli si riferivano alla verifica di un solaio di luce 6,10 m. in travetti di laterizio speciali PICA alti 20 cm. costituiti da pignatte di interasse 20 cm. costruiti fuori opera, con calcestruzzo, provvisti di una caldana superiore pure in calcestruzzo dello spessore di cm. 2,5.

I sondaggi eseguiti dalla Ditta Controls SRL hanno permesso di rilevare la presenza di solai costituiti da travetti prefabbricati in c.a. con tavelle poste all'intradosso e all'estradosso del travetto, che testimoniano l'avvenuta sostituzione in alcune zone del solaio originario.

La copertura è in parte piana a terrazza ricavata dalla demolizione di parte del tetto per l'alloggiamento degli impianti tecnici ed in parte a padiglione con struttura portante in legno costituita da capriate, travi, travicelli con soprastante tavolato, guaina e coppi.

Il tetto in legno risulta essere stato oggetto di interventi di manutenzione straordinaria in quanto oltre alle terzere in legno pieno sono presenti terzere in legno lamellare.

I solai non presentano alcun segno di degrado e deformazioni e possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano ai sensi del paragrafo 7.2.6. del D.M. 14.01.2008 ad eccezione del solaio di copertura in legno che viene considerato deformabile.

La stratigrafia dei solai viene riportata nell'analisi dei carichi del successivo capitolo 6.

3.4 - SUL MANTENIMENTO DELLA FUNZIONALITA' DEGLI IMPIANTI

Il paragrafo 8.3 del D.M. 14.01.2008 dispone che la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli S.L.U.; nel caso in cui si effettui la verifica anche nei confronti degli stati limite di esercizio i relativi livelli di prestazione possono essere stabiliti dal progettista di concerto con il committente.

Le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC).

In base all'articolo 2 del contratto di incarico si è stabilito per le verifiche sismiche di fare riferimento esclusivamente agli stati limite ultimi.

3.5 - VALUTAZIONE CRITICA DEI RISULTATI DELLE INDAGINI

Il padiglione D è stato realizzato senza alcun giunto strutturale attaccato al padiglione E in muratura preesistente.

Tale situazione strutturale può comportare il martellamento, cioè le due strutture soggette ad azioni sismiche, oscillando possono urtare l'una contro l'altra lesionandosi a vicenda.

Per evitare questo pericoloso fenomeno, il D.M. 14 gennaio 2008 prevede che la distanza tra due costruzioni contigue d , non sia inferiore alla somma degli spostamenti massimi orizzontali calcolati per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e, in ogni caso, non inferiori a:

$$d = \frac{\alpha h}{100}$$

dove:

h = è la quota in cm. dei punti affacciati misurata dal piano di fondazione;

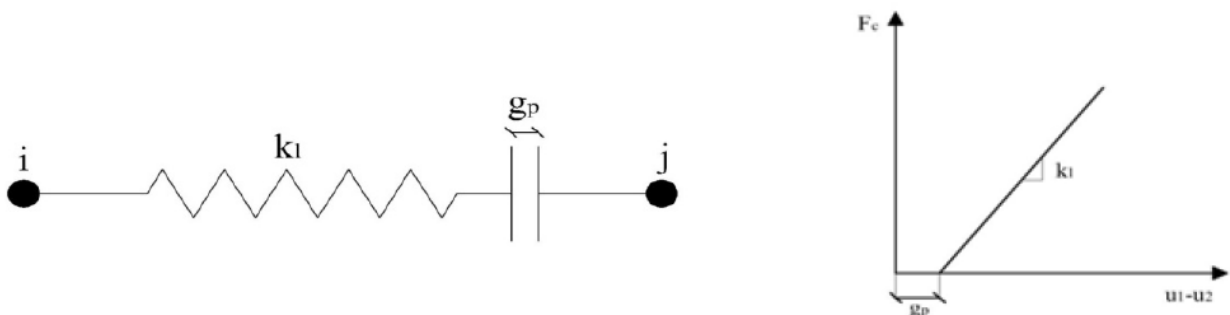
α = è un coefficiente di rischio sismico uguale o inferiore a 1, e calcolato con: $a_g \cdot S / (0,5 \cdot g)$.

Nella formula del coefficiente, a_g è l'accelerazione orizzontale massima al suolo indotta dal sisma, S è un coefficiente di amplificazione sismica che tiene conto delle caratteristiche topografiche e stratigrafiche del terreno, mentre g è l'accelerazione di gravità.

La distribuzione delle forze di taglio di piano, previste in fase sismica, modificano il loro andamento se gli edifici considerati sono soggetti al martellamento.

In questo caso, infatti, si generano delle forze di taglio supplementari chiamate “forze di contatto (F_c)” che possono portare anche al collasso di qualche elemento strutturale.

L'azione di martellamento può essere stimata in maniera semplificata considerando l'interposizione di una molla tra le forze impattanti che assicura il trasferimento delle forze di contatto (F_c) secondo il legame costitutivo riportato in figura:



La forza di contatto sarà massima per una distanza (gap) nulla tra i fabbricati e sarà nulla per una distanza (gap) tra i fabbricati pari alla somma delle oscillazioni massime di ciascuno dei due.

Il valore della forza di contatto può essere quindi determinato considerando che la stessa assuma valori proporzionali alla distanza tra i due fabbricati.

La presenza del padiglione E viene quindi schematizzata con un vincolo unilatero, in grado di reagire solo su uno dei due versi di ciascun spostamento, di appropriata rigidezza estensionale.

Per definire il vincolo è necessario definire il valore della rigidezza K (costante elastica della molla) pari a quella delle strutture collidenti.

Nel caso di esecuzione di analisi dinamica sperimentale, i valori della rigidezza K dei vincoli unilateri possono essere determinati con buona approssimazione rendendo congruenti i periodi ottenuti dalla sperimentazioni con i periodi del modello matematico.

Nel presente caso comparando i risultati dell'analisi dinamica sperimentale con quella analitica si sono ottenuti valori K di rigidezza dei vincoli unilaterali trascurabili.

Tale risultato si giustifica oltre che dal posizionamento degli accelerometri nel blocco principale del padiglione D ad una certa distanza dal giunto, soprattutto con un non efficace ammorsamento dei setti del collegamento del padiglione D e il setto ortogonale del Padiglione E preesistente alla loro costruzione.

In situazione sismica gli effetti del martellamento saranno quindi localizzati nei punti di contatto dei setti di collegamento e non influenzeranno il comportamento globale del padiglione D.

CAPITOLO 4 – VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Lo scopo della presente valutazione della sicurezza del fabbricato è di determinare il grado di sicurezza del fabbricato nei confronti dell'azione sismica prevista per la tipologia di edificio.

Ai sensi del paragrafo 8.3 del D.M. 14.01.2008 la valutazione della sicurezza viene eseguita solo con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

CAPITOLO 5 - VITA NOMINALE – CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

La Vita Nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Applicando la definizione prevista dal D.M. 14.01.2008, è possibile considerare un Vita nominale di 50 anni per gli ospedali, seppure strategici, coerentemente con la durabilità dei materiali utilizzati e facendo coincidere la vita nominale con la vita programmata.

Infatti, la rapida trasformazione dei modelli operativi di assistenza e la durabilità dei materiali utilizzati per la realizzazione di tali opere, determinano che, da un punto di vista funzionale, la vita media di un ospedale non può superare i 50 anni, trascorsi i quali l'edificio necessita di significative trasformazioni funzionali per le quali il valore d'investimento tende a coincidere con il valore di ricostruzione.

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso.

Nel presente caso tenendo conto del Decreto del Capo del dipartimento della Protezione Civile n. 3865 del 21.10.2003 e della D.G.R. n. 1520 del 11.11.2003, si considera la classe d'uso IV:

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per la classe IV il coefficiente d'uso $C_u = 2$.

Nel presente caso quindi il periodo di riferimento è: $V_R = V_N \cdot C_u = 50 \cdot 2,0 = 100$ anni

CAPITOLO 6 – AZIONI SULLA COSTRUZIONE

Le azioni prese in esame per l'analisi e le verifiche della costruzione in progetto sono classificate secondo la variazione della loro intensità nel tempo in:

a) *permanenti* (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G_1);
- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);

b) *variabili* (Q): azioni che agiscono sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

c) *eccezionali* (A): incendi, esplosioni, urti e impatti

d) *sismiche* (E): azioni derivanti dal terremoto.

Ai fini della definizione della vulnerabilità non è necessario considerare gli effetti della variabilità spaziale del moto prevista dal paragrafo 3.2.5. del D.M. 14.01.2008.

6.1. - COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

– Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

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

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

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

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d :

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

dove:

G_1 = peso proprio degli elementi strutturali;

G_2 = peso proprio degli elementi non strutturali;

P = precompressione;

Q_{k1} = azione variabile dominante rappresentata dal valore caratteristico dell'azione variabile;

Q_{k2}, Q_{k3} = azioni variabili che possono agire contemporaneamente alla dominante;

$\psi_{0i}, \psi_{1i}, \psi_{2i}$ = rappresentano i coefficienti di combinazione, da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche, per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici i cui valori sono forniti dalla seguente tabella:

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

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

γ_p = coefficienti parziale precompressione = 1;

γ_{G1} , γ_{G2} , γ_{G2} , γ_{Q1} = rappresentano i coefficienti parziali forniti dalla tabella seguente:

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		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.

Si fa riferimento a tre diversi stati limite ultimi (EQU, STR, e GEO) che tengono conto rispettivamente dell'equilibrio come corpo rigido, della resistenza strutturale anche in fondazione e dello stato limite di resistenza del terreno. Per quello che riguarda la combinazione per gli stati limite ultimi STR e GEO, il DM08 propone due approcci (A1, A2), il primo approccio prevede due diverse combinazioni, la prima delle quali, condizionante il dimensionamento strutturale, prevede l'utilizzo dei coefficienti presenti in colonna A1 per tutte le azioni, la seconda combinazione condizionante il dimensionamento geotecnico, prevede l'impiego dei coefficienti presenti in colonna A2. Il secondo approccio prevede un'unica combinazione con l'impiego dei coefficienti presente in colonna A1 per le azioni.

Nel caso della verifica di vulnerabilità di un edificio esistente la **combinazione statica di riferimento per la valutazione della vulnerabilità sismica** è quella che prevede i carichi gravitazionali combinati come nel caso sismico.

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

Se questa combinazione di carico comporta la presenza di elementi non verificati, l'analisi di vulnerabilità sismica può essere bloccata e potrà essere eseguita solo dopo aver eliminato le carenze statiche degli elementi critici attraverso opportuni interventi di adeguamento.

Il paragrafo C.8.3 della Circolare n. 617/2009 impone la necessità e l'improcrastinabilità di interventi di adeguamento nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo.

La combinazione statica generale (il cui soddisfacimento o meno, non comporta il blocco della valutazione della vulnerabilità sismica del fabbricato) è quella indicata per le costruzioni esistenti al paragrafo 8.5.5 del D.M. 14.01.2008 in cui γ_G può essere preso unitario e $\gamma_Q = 1,5$:

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

Tale combinazione viene comunque raffrontata con una combinazione statica in cui sia γ_G che γ_Q sono presi con il valore unitario per valutare più criticamente la gravità del mancato adeguamento statico:

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

6.2 - ANALISI DEI CARICHI

ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL SOLAIO DEI REPARTI CON TRAMEZZI (TIPOLOGIA 1)

PESO PROPRIO 243 daN/mq

Pignatte con travetti gettati in opera $i = 40/42$ cm

9 daN/mq per ogni cm. di altezza: $20 \cdot 9 = 180$ daN/mq

Soletta collaborante: $2500 \cdot 0,025 = 63$ daN/mq

SOVRACCARICO PERMANENTE 301 daN/mq

Controsoffitto: 12 daN/mq

Intonaco: $1200 \cdot 0,01 = 12$ daN/mq

Sottofondo e pavimento: $1800 \cdot 0,065 = 117$ daN/mq

Tramezzi $(52+24) \cdot 4,00 = 304$ daN/m per cui $g_2 = 160$ daN/mq

SOVRACCARICO VARIABILE

Categoria C1 300 daN/mq

ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL SOLAIO DEL CORRIDOIO SENZA TRAMEZZI (TIPOLOGIA 2)

PESO PROPRIO 243 daN/mq

Pignatte con travetti gettati in opera $i = 40/42$ cm

9 daN/mq per ogni cm. di altezza: $20 \cdot 9 = 180$ daN/mq

Soletta collaborante: $2500 \cdot 0,025 = 63$ daN/mq

SOVRACCARICO PERMANENTE 141 daN/mq

Controsoffitto: 12 daN/mq

Intonaco: $1200 \cdot 0,01 = 12$ daN/mq

Sottofondo e pavimento: $1800 \cdot 0,065 = 117$ daN/mq

SOVRACCARICO VARIABILE

Categoria C1 300 daN/mq

ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL SOLAIO GRIGLIATO IN FERRO (TIPOLOGIA 3)

PESO PROPRIO	100 daN/mq
SOVRACCARICO PERMANENTE	0 daN/mq
SOVRACCARICO VARIABILE Categoria C1	300 daN/mq

ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULLA SCALA (TIPOLOGIA 4)

PESO PROPRIO Soletta $s = 20 \text{ cm} = 500 \text{ daN/mq}$	500 daN/mq
SOVRACCARICO PERMANENTE Alzata e pedata e intonaco = 250 daN/mq	250 daN/mq
SOVRACCARICO VARIABILE Categoria C1	400 daN/mq

ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL SOLAIO DEL SOTTOTETTO (TIPOLOGIA 5)

PESO PROPRIO Pignatte con travetti gettati in opera $i = 40/42 \text{ cm}$ 9 daN/mq per ogni cm. di altezza: $20 \cdot 9 = 180 \text{ daN/mq}$ Soletta collaborante: $2500 \cdot 0,025 = 63 \text{ daN/mq}$	243 daN/mq
SOVRACCARICO PERMANENTE Controsoffitto: 12 daN/mq Intonaco: $1200 \cdot 0,01 = 12 \text{ daN/mq}$ Sottofondo e pavimento: $1800 \cdot 0,065 = 117 \text{ daN/mq}$	141 daN/mq
SOVRACCARICO VARIABILE Categoria H1	50 daN/mq

ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL SOLAIO COPERTURA PIANA (TIPOLOGIA 6)

PESO PROPRIO Pignatte con travetti gettati in opera $i = 40/42 \text{ cm}$ 9 daN/mq per ogni cm. di altezza: $20 \cdot 9 = 180 \text{ daN/mq}$ Soletta collaborante: $2500 \cdot 0,025 = 63 \text{ daN/mq}$	243 daN/mq
SOVRACCARICO PERMANENTE Controsoffitto: 12 daN/mq Intonaco: $1200 \cdot 0,01 = 12 \text{ daN/mq}$ Sottofondo e guiana: $1800 \cdot 0,05 = 90 \text{ daN/mq}$ Macchinari = 120 daN/mq	234 daN/mq
SOVRACCARICO VARIABILE Categoria H1 Neve	50 daN/mq 120 daN/mq

Il carico della neve sulla copertura è stato valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i * q_{sk} * C_e * C_t$$

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura che in questo caso è pari a 0,8;

q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo;

C_e è il coefficiente di esposizione assunto in questo caso pari a 1;

C_t è il coefficiente termico assunto in questo caso pari a 1.

L'opera in oggetto è localizzata nella zona I Mediterranea (Pesaro-Urbino) a circa 10 m. dal livello del mare, alla quale corrisponde un carico $q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$.

$$q_s = 1 * 0,8 * 1,5 = 1,20 \text{ kN/mq}$$

ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL SOLAIO DI COPERTURA IN LEGNO (TIPOLOGIA 7)

PESO PROPRIO 31 daN/mq

Travi in legno: $0,16 * 0,19 * 500 = 15,2 \text{ daN/mq}$

Travicelli in legno $0,08 * 0,04 * 500 * 2 = 3,2 \text{ daN/mq}$

Tavolato: $0,025 * 500 = 12,5 \text{ daN/mq}$

SOVRACCARICO PERMANENTE 70 daN/mq

Guaina: 10 daN/mq

Coppi: 60 daN/mq

SOVRACCARICO VARIABILE

Categoria H1 50 daN/mq

Neve 120 daN/mq

ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL CORNICIONE (TIPOLOGIA 8)

PESO PROPRIO 300 daN/mq

Peso cornice in mattoni = 300 daN/mq.

SOVRACCARICO PERMANENTE 70 daN/mq

Manto impermeabilizzante = 10 daN/mq

Coppi: 60 daN/mq

SOVRACCARICO VARIABILE

Categoria H1 50 daN/mq

Neve 120 daN/mq

CARICHI ESPlicitI IN COPERTURA

Falde sopra ascensore

Area di influenza = 30 mq

Tale area viene distribuita dallo schema statico in parti uguali sui setti 23-24; 23-7; 24-8

Per la combinazione sismica il carico esplicito su ciascun setto considerato è:

31 (peso proprio) + 70 (carico permanente) = 101 daN/mq.

Carico su setti laterali: $10 * 101 / 6 = 168 \text{ daN/mq}$

Carico su setto verso corridoio: $10 * 101 / 5 = 202 \text{ daN/mq}$

Per la combinazione fondamentale il carico esplicito considerato è:
 $31 \text{ (peso proprio)} + 70 \text{ (carico permanente)} + 120 \text{ (neve)} = 221 \text{ daN/mq.}$
Carico su setti laterali: $10 \cdot 221/6 = 368 \text{ daN/mq}$
Carico su setto verso corridoio: $10 \cdot 221/5 = 442 \text{ daN/mq}$

Falde in corrispondenza del diagonale

Area di influenza = 26 mq
Per la combinazione sismica il carico esplicito su ciascun setto considerato è:
 $31 \text{ (peso proprio)} + 70 \text{ (carico permanente)} = 101 \text{ daN/mq.}$

Carico sui setti lunghi : $(26/4) \cdot 101/6 = 109 \text{ daN/mq}$
Carico sui setti corti: $(26/4) \cdot 101/4,4 = 149 \text{ daN/mq}$

Per la combinazione fondamentale il carico esplicito considerato è:
 $31 \text{ (peso proprio)} + 70 \text{ (carico permanente)} + 120 \text{ (neve)} = 221 \text{ daN/mq.}$
Carico sui setti lunghi : $(26/4) \cdot 221/6 = 239 \text{ daN/mq}$
Carico sui setti corti: $(26/4) \cdot 221/4,4 = 326 \text{ daN/mq}$

6.3 - DETERMINAZIONE DELL'AZIONE 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 che è descritta dalla probabilità che in un fissato intervallo di tempo si verifichi un evento sismico di entità almeno pari al valore prefissato.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale di categoria di sottosuolo **A** ($V_{s30} > 800 \text{ m/s}$), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di superamento P_{VR} come definite nel periodo di riferimento V_R .

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito;
 F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
 T^*_c = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In allegato al DM. 14.01.2008, sono forniti i valori dei tre parametri sopra citati, per tutti i siti considerati in base ad un reticolo di riferimento basato su periodi di ritorno compresi nell'intervallo 30 anni/ 2.475 anni.

La norma individua quattro stati limite nei confronti delle azioni sismiche:
stati limite di esercizio:

- 1) Stato limite di operatività (SLO);
- 2) Stato limite di Danno (SLD).

stati limite ultimi:

- 3) Stato limite di salvaguardia della vita (SLV);
- 4) Stato limite di prevenzione del collasso (SLC)

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione

sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva Tab. 3.2.I.

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_k} al variare dello stato limite considerato

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

L'allegato A al DM 14.01.2008 suggerisce la seguente relazione per calcolare il tempo di ritorno:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_r})}$$

Qualora il tempo di ritorno richiesto sia differente da uno dei 9 tempi di ritorno forniti in tabella, sarà possibile ricavare il valore del parametro di interesse mediante interpolazione tra i valori dei parametri corrispondenti ai due tempi di ritorno (dei nove forniti per ognuno dei nodi del reticolo di riferimento) che comprendono il tempo di ritorno necessario, mediante la formula:

$$\log(P) = \log(P_1) + \log\left(\frac{P_2}{P_1}\right) \times \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \times \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

in cui:

p = valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato;

T_R = periodo di ritorno desiderato, corrispondente alla vita di riferimento (V_R) ed alla probabilità di superamento nella vita di riferimento (P_{V_R}) per lo stato limite considerato;

T_{R1} , T_{R2} = periodi di ritorno più prossimi a T_R per i quali si dispone dei valori p_1 e p_2 del generico parametro p .

I valori dei parametri a_g , F_0 e T^*c determinati sono relativi a situazioni geologiche corrispondenti ad un sito con assenza di effetti locali dei terreni, ovvero con presenza di substrato sismico ($V_{s30} > 800 \text{ m/s}$) affiorante o subaffiorante ed in condizioni morfologiche pianeggianti.

Qualora il sito di progetto non presenti le suddette condizioni sarà necessario, compiere specifiche analisi di valutazione della risposta sismica locale, o in alternativa, verificare:

a) la categoria di suolo di fondazione mediante la stima del parametro V_{s30} (tabella 3.2.II nel Cap 3.2 de D.M. 14.01.2008) e di conseguenza valutare l'incremento sull'azione sismica (tabella 3.2.V nel Cap 3.2 del D.M. 14.01.2008). La caratterizzazione geotecnica dei terreni si effettua in base ai valori della velocità equivalente V_{s30} di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m. di profondità. Nei casi in cui tale determinazione non sia possibile, la classificazione può essere effettuata in base ai valori del numero equivalente di colpi della prova penetrometrica dinamica N_{spt30} nei terreni a prevalente grana grossa ed in alternativa della resistenza non drenata Cu_{30} nei terreni a prevalente grana fine.

b) il coefficiente di amplificazione topografica in funzione della categoria topografica (tabelle 3.2.IV e tabelle 3.2. VI nel Cap 3.2 della Norma).

Nel presente caso si ha:

Categoria di sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Pertanto, valutati i parametri spettrali a_g , F_0 e T^*c per il sito di progetto (approccio “sito-dipendente”) eventualmente corretti per il calcolo del periodo di ritorno necessario, incrementati eventualmente per l’amplificazione stratigrafica e topografica e sulla base della classe d’uso della costruzione, sarà possibile definire gli spettri orizzontali e verticali, necessari per la stima dell’azione sismica di progetto.

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico sul piano di fondazione è definito dallo spettro di risposta elastico. Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Il moto può decomporsi in tre componenti ortogonali di cui una verticale. In via semplificata gli spettri delle due componenti orizzontali possono considerarsi eguali ed indipendenti. La componente verticale viene considerata solo nei casi previsti dal paragrafo 7.2.1 delle NTC 2008. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l’azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi. Analogamente si opera in presenza di sottosuoli di categoria **S1** o **S2**.

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{array}{ll} 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\ T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{array}$$

nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale. Inoltre:

S = è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente: $S = S_s \cdot S_T$, essendo S_s il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.V) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.VI);

η = fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55,$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione (la formula sopra riportata va applicata per smorzamenti convenzionali diversi dal 5% poiché per $\xi = 5\%$ (smorzamento convenzionale) il parametro vale 1)

F_0 = fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_C = periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da $T_C = C_C \cdot T^*_C$, dove C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.V);

T_B = periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, $T_B = T_C/3$,

T_D = periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6.$$

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_B e di C_C

Categoria sottosuolo	S_B	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali T e S_{ve} sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale verticale e F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

I valori di a_g , F_0 , S , η sono stati in precedenza definiti per le componenti orizzontali; i valori di S_s , T_B , T_C e T_D , salvo più accurate determinazioni, sono quelli riportati nella Tab. 3.2.VII.

Tabella 3.2.VII – Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

Categoria di sottosuolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Per tener conto delle condizioni topografiche, in assenza di specifiche analisi si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati in Tab. 3.2.VI.

Le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso un fattore riduttivo delle forze elastiche, denominato fattore di struttura q che tiene conto della capacità dissipativa anelastica della struttura.

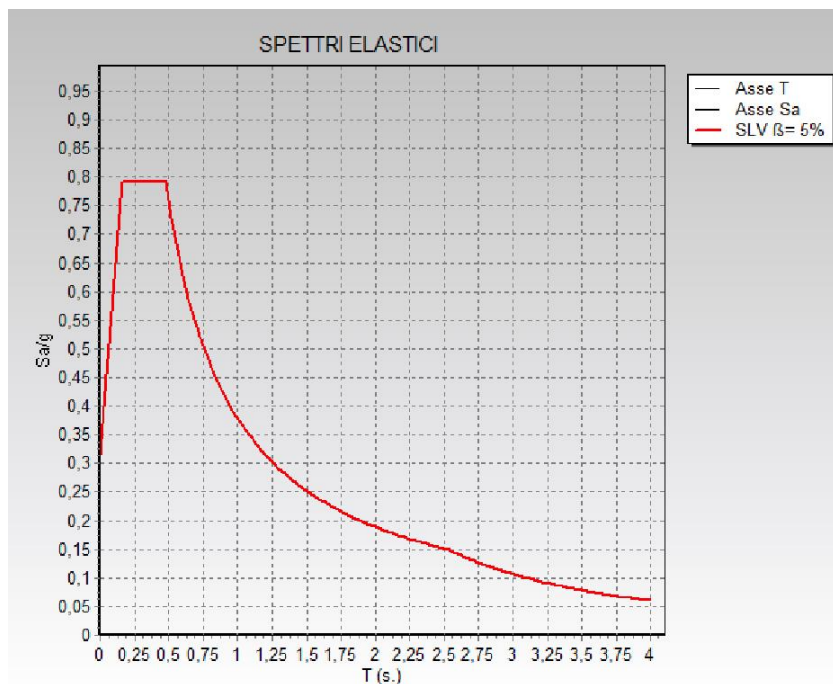
L'azione sismica di progetto $S_d(T)$ è in tal caso data dallo spettro di risposta elastico, con le ordinate ridotte utilizzando il fattore q .

I valori numerici del fattore q vanno definiti in funzione dei materiali, delle tipologie strutturali, del loro grado di iperstaticità, della duttilità attesa e della interazione terreno-struttura.

Non è stata considerata la componente dell'azione sismica verticale in quanto non sono presenti nel progetto gli elementi indicati nel paragrafo 7.2.1 delle NTC 2008.

Secondo quanto proposto all' allegato B del DM 14.01.2008 considerate le coordinate geografiche del sito (longitudine est **12,90903** – latitudine nord **43,90851**) nel sistema WGS84 (convertite in automatico dal programma di calcolo in coordinate nel sistema di riferimento ED50 previsto dalla NTC 2008) si ottengono i seguenti parametri sismici e il seguente grafico dello spettro di risposta elastico (diagramma che riporta in funzione del periodo proprio della costruzione l'accelerazione assoluta massima su una struttura elastica lineare ad un grado di libertà soggetta al sisma) della componente orizzontale relativo allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV):

$P_{vr} = 0,1$
 $T_r = 949$ anni
 $a_g/g = 0,234$
 $F_0 = 2,507855$
 $T^*_c = 0,3095085$ s
 $F_v = 1,639263$
 $T_B = 0,1595213$ s
 $T_c = 0,4785639$ s
 $T_D = 2,537745$ s
 $S_s = 1,347241$



6.4 - DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DEL VENTO

Tale azione non è prevista in combinazione con l'azione sismica, pertanto non viene esplicitata perché non ritenuta necessaria ai fini delle combinazioni statiche di riferimento.

Si precisa che tali azioni hanno valenza significativa in caso di strutture di elevata snellezza e con determinate caratteristiche tipologiche come per esempio le strutture in acciaio.

6.5 - DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DELLA NEVE

Tale azione non è prevista in combinazione con l'azione sismica, per cui viene esplicitata ai fini delle combinazioni statiche di riferimento.

I carichi relativi all'azione della neve sono stati riportati nelle analisi di carico precedenti.

6.6 - DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DELLA TEMPERATURA

Tale azione non è prevista in combinazione con l'azione sismica, pertanto non viene esplicitata perché non ritenuta necessaria ai fini delle combinazioni statiche di riferimento.

Si precisa che tali azioni hanno valenza significativa in caso di strutture con determinate caratteristiche tipologiche come per esempio le strutture in acciaio.

6.7 - DETERMINAZIONE DELLE AZIONI ECCEZIONALI

Tale azione non è prevista in combinazione con l'azione sismica. Non sono comunque presenti

CAPITOLO 7 - CRITERI GENERALI DI VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' PER AZIONI SISMICHE

In questa sezione si riportano le informazioni preliminari per l'esecuzione del calcolo sismico, tali da poter fornire una descrizione delle ipotesi basilari di verifica.

7.1 - ANALISI DI REGOLARITA'

Una costruzione è regolare in pianta e in altezza quando il suo comportamento è governato principalmente da modi di vibrare sostanzialmente traslazionali lungo due direzioni ortogonali e quando tali modi siano caratterizzati da spostamenti crescenti in maniera approssimativamente lineare con l'altezza.

Il paragrafo 7.2.2 del D.M. 14.01.2008 fornisce i criteri di regolarità in pianta ed in altezza. Tali criteri sono da intendersi come condizioni necessarie ma non sufficienti ai fini di controllare la regolarità.

Una edificio è regolare in pianta se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- a) la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze;
- b) il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4;
- c) nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;
- d) gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

Nel presente caso **l'edificio non è regolare in pianta** in quanto non risulta rispettata la precedente condizione c).

Sempre riferendosi agli edifici, una costruzione è regolare in altezza se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- e) tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;
- f) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- g) nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire

più del 20% dall'analogo rapporto determinato per "l'orizzontamento adiacente"); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;

h) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

Il fabbricato analizzato **risulta non regolare in altezza** in quanto non risulta rispettata la condizione per la presenza di murature in falso. Per gli edifici in muratura la condizione g) non viene presa in considerazione.

7.2 - CLASSIFICAZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le pareti murarie sono state classificate come sismoresistenti. In base al paragrafo 7.8.1.7 per le strutture in muratura ordinaria non si applica il principio della gerarchia delle resistenze. Gli elementi in c.a. o acciaio hanno esclusivamente la funzione di sostegno per i carichi verticali.

7.3 - VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' STATICA FINALIZZATA ALL'ANALISI SIMICA

Prima di eseguire l'analisi sismica di un fabbricato è necessario valutare la situazione statica di partenza intendendo con questo la valutazione dello stato di sollecitazione degli elementi soggetti alla combinazione dei carichi gravitazionali in condizioni sismiche.

Nel caso della verifica di vulnerabilità di un edificio esistente la combinazione statica di riferimento è quella che prevede i carichi gravitazionali combinati come nel caso sismico:

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

L'obiettivo è quello di controllare che tutti gli elementi strutturali verifichino in termini di resistenza nella situazione di carico preliminare all'ingresso delle forze sismiche laterali.

Si esegue inoltre una verifica per la combinazione statica generale, in cui in base al paragrafo 8.5.5 del D.M. 14.01.2008 γ_G può essere preso unitario e $\gamma_Q = 1,5$:

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

Tale combinazione viene comunque raffrontata, in caso che la combinazione generale non venisse verificata, con una combinazione statica in cui sia γ_G che γ_Q sono presi con il valore unitario per valutare più criticamente la gravità del mancato adeguamento sismico.

Per la valutazione della vulnerabilità statica e per le verifiche sismiche successive è stato utilizzato il modello di calcolo tridimensionale riportato nel capitolo 9 della presente relazione.

I risultati della valutazione di vulnerabilità statica del fabbricato sono stati riportati nella relazione di calcolo allegata.

Dai risultati si evidenzia che il fabbricato risulta verificato sia con la combinazione statica di riferimento sia con la combinazione statica generale pertanto non viene eseguita la verifica con la combinazione statica in cui sia γ_G che γ_Q sono presi con il valore unitario.

7.4 - VALUTAZIONE DELL'IDONEITA' STATICA DEI SOLAI

Dai rilievi visivi si è constatata l'idoneità statica dei solai in quanto non sono evidenti segni di degrado o quadri fessurativi che possano giustificare indagini specifiche sulla loro stabilità.

7.5 - IDENTIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI URGENTI

Visti i risultati della valutazione della vulnerabilità statica non si prevedono interventi urgenti.

CAPITOLO 8 – ASPETTI ULTERIORI PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA DEL FABBRICATO

8.1 – PRESENZA DI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI

Non sono stati considerati elementi strutturali secondari definiti dal paragrafo 7.2.3 del D.M. 14.01.2008.

Il tipo di elemento indicato nei dati del programma di calcolo come “secondario” non deve confondersi con l'analogo di cui al paragrafo 7.2.3 del D.M. 14.01.2008, ma significa solo che quell'elemento verrà considerato sismo-resistente senza che per esso vengano controllati i parametri legati al rispetto della gerarchia delle resistenze.

8.2 – PRESENZA DI ELEMENTI COSTRUTTIVI SENZA FUNZIONE STRUTTURALE SISMICAMENTE RILEVANTI

Ai sensi del paragrafo 8.3 del D.M. 14.01.2008 la valutazione della sicurezza è stata eseguita con riferimento al solo SLU nella condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) pertanto non vengono presi in considerazione gli elementi costruttivi senza funzione strutturale sismicamente rilevanti.

8.3 - MODELLAZIONE DI TAMPONATURE IN GRADO DI INFLUENZARE LA RISPOSTA SISMICA DI UN EDIFICIO IN C.A.

L'edificio ha una struttura portante in muratura.

CAPITOLO 9 – MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

I risultati di una verifica di vulnerabilità sismica dipendono dal comportamento dinamico della costruzione.

La conoscenza di tale comportamento è perseguibile mediante due diversi approcci: analitico e sperimentale.

L'approccio analitico, partendo dalla conoscenza della geometria della struttura, delle condizioni al contorno, delle caratteristiche dei materiali, dalla distribuzione delle masse, rigidità e

smorzamento (mediante rappresentazione matriciale) fornisce, risolvendo un problema agli autovalori, i parametri modali del sistema (frequenze naturali, fattori di smorzamento e forme modali).

Le tecniche di analisi modale trovano oggi sempre maggiore applicazione attraverso software dedicati agli elementi finiti, che consentono la realizzazione di modelli virtuali anche molto complessi per analizzare le proprietà statiche e dinamiche delle strutture.

Accade spesso però che le proprietà dinamiche calcolate con gli elementi finiti differiscano dalle proprietà reali della struttura.

Tale differenza è da imputarsi alle seguenti cause principali:

- 1) Le masse e le rigidità sono facilmente valutabili in base alla geometria e alle proprietà dei materiali mentre lo smorzamento della struttura è estremamente variabile all'interno della stessa e difficilmente riproponibile virtualmente nel modello;
- 2) Nella realizzazione dei modelli si fanno delle approssimazioni relative alle interazioni tra la struttura e gli elementi non strutturali (tamponamenti, tramezzi, massetti ecc.);
- 3) La discretizzazione della realtà alla base della teoria agli elementi finiti comporta un'approssimazione dei campi di spostamento a funzioni forma predefinite all'interno di ciascun elemento.

Per colmare la differenza tra struttura reale e modello è necessario ricorrere a tecniche sperimentali al fine di confrontare i risultati del modello virtuale con i dati acquisiti sperimentalmente mediante tecniche di monitoraggio dinamico. Tale passaggio fondamentale permette di perfezionare il modello virtuale in modo da renderlo più aderente alla realtà.

L'approccio sperimentale, partendo dalla misura dell'input dinamico sulla struttura e della acquisizione della risposta strutturale in termini cinematici, valuta le funzioni di risposta in frequenza e stima a partire da esse, i parametri dinamici della struttura.

Il principale motivo di interesse nei riguardi dell'analisi modale sperimentale è legato alla considerazione che il comportamento dinamico di una struttura è una sorta di "impronta digitale" in quanto esso dipende solo dalle sue caratteristiche intrinseche (masse, rigidità ecc...) e non dal tipo e dalla entità del carico applicato: quindi, se non insorgono danni strutturali (modifiche interne al manufatto) il comportamento della struttura rimane inalterato. In caso contrario si avranno delle variazioni di frequenze e dei modi di vibrare.

La stima sperimentale delle frequenze e delle forme modali consente di correggere i modelli FEM agendo sui parametri di input che hanno una posizione di incertezza quali i moduli elastici dei materiali e le rigidità dei vincoli unilateri.

Il modello FEM è ritenuto accettabile quando la stima delle frequenze proprie ricade entro il limite del 20% dei valori stimati sperimentalmente.

Nel presente caso la caratterizzazione dinamica sperimentale è stata eseguita dalla Ditta Control S.R.L. con sede in Cesena (FO), laboratorio Ufficiale autorizzato con D.M. n. 1681 del 25.02.2013 dal Ministero delle Infrastrutture e Dei Trasporti.

L'analisi strutturale e le relative verifiche sono state condotte con l'ausilio del programma di calcolo strutturale CDSWIN2015 della S.T.S. s.r.l. di Catania (licenza d'uso n. 32632) che permette di effettuare, con schematizzazione totalmente tridimensionale, l'analisi di una qualsiasi struttura.

I solai sono stati considerati infinitamente rigidi ad eccezione del solaio di copertura in legno e dei solai aventi funzione di controsoffitto.

Il programma di calcolo consente di modellare anche piani parzialmente rigidi individuando mediante apposito comando la parte deformabile.

Sono state eseguite i seguenti tipi di analisi:

- analisi elastica lineare per il calcolo delle sollecitazioni derivanti da carichi statici;
- analisi dinamica modale per la determinazione della percentuale di massa per ogni singolo modo e dei periodi di ogni singolo modo;
- analisi statica non lineare (push Over) per la verifica di vulnerabilità sismica.

Per ciascuna direzione di ingresso del sisma si sono valutate le forze applicate spazialmente agli impalcati di ogni piano (forza in X, forza in Y e momento).

Per la verifica sismica si è utilizzata l'analisi non lineare statica (7.3.4.1, DM 14/01/08 PushOver).

Per la modellazione si è utilizzato il metodo SAM (Simplified Analysis Method) che prevede la struttura costituita da elementi semplici di tipo ad asta (beam anelastici) monodimensionali assemblati per formare un telaio equivalente costituito da elementi ad asse verticale (maschio murario) ed elementi ad asse orizzontale (fascia muraria o trave di accoppiamento).

La schematizzazione ad aste equivalenti è completata con l'introduzione di connettori infinitamente rigidi (rigid offsets) alle estremità di elementi maschio e fascia di piano.

Ogni elemento del telaio equivalente, ad eccezione dei connettori rigidi è caratterizzato da un comportamento anelastico di tipo elasto-plastico-fragile.

Le aste sottoposte ad una analisi di tipo non lineare saranno interessate pertanto dal fenomeno della realizzazione delle cerniere plastiche e del conseguente possibile collasso.

L'analisi push-over non prevede la plasticizzazione degli elementi bidimensionali in c.a. ma solo di quelli monodimensionali cioè prevede che il comportamento delle pareti armate presenti nella struttura sia, per tutta la procedura di incremento del tagliante orizzontale, indefinitamente elastico.

Questa ipotesi in alcuni casi può non essere corrispondente alla realtà cioè può capitare che in occasione di eventi sismici rilevanti possono andare in crisi proprio le pareti in c.a.

Per ovviare a tale situazione la parete si può schematizzare in un sistema equivalente di aste travi e pilastri fra di loro collegate da connettori (link) rigidi cioè elementi ad asta virtuali aventi rigidezza infinita.

Nel presente caso le pareti dell'ascensore sono state considerate indefinitamente elastiche e non sono state trasformate in un sistema equivalente di aste.

Si è giunti a tale ipotesi in quanto se si esclude il vano ascensore dal modello di calcolo i risultati

dell'analisi non lineare non variano sostanzialmente.

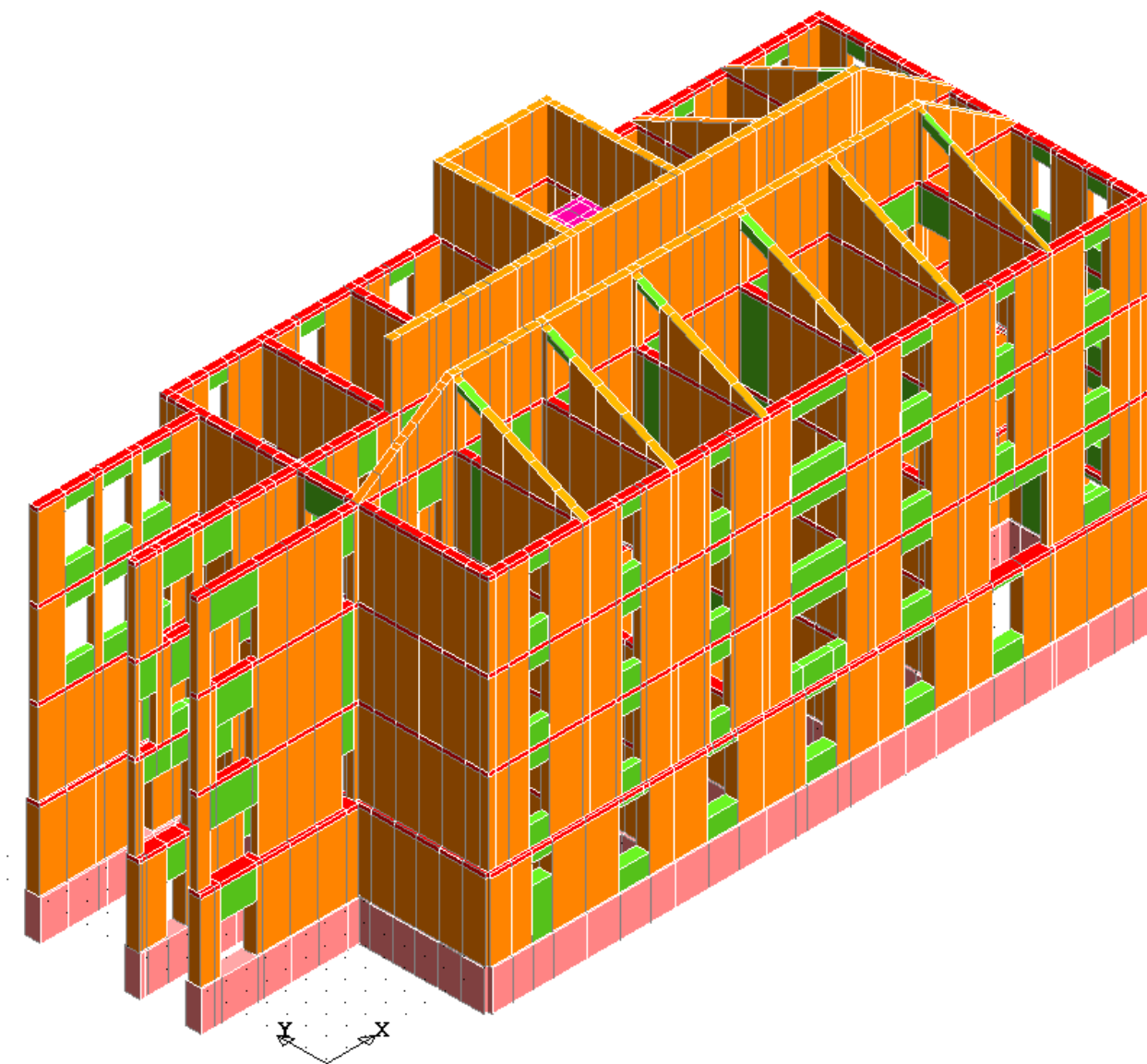
La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali.

Il software utilizzato è dotato di propri filtri e controlli di autodiagnostica che intervengono sia durante la fase di definizione del modello sia durante la fase di calcolo vero e proprio.

Rappresentazioni grafiche di post-processo consentono inoltre di evidenziare eventuali anomalie sfuggite all' autodiagnostica automatica.

Le planimetrie con l'indicazione dei fili fissi vengono allegate alla presente relazione.

Dal punto di vista grafico il modello tridimensionale di calcolo è rappresentato dalla seguente figura:



CAPITOLO 10- INPUT DI CALCOLO

I risultati dell'indagine sperimentale dinamica riportati nel rapporto di prova fornito dal Laboratorio Tecnico Control SRL sono stati:

MODO DI VIBRARE	FREQUENZA
I	1,15 Hz
II	1,75 Hz
III	2,30 Hz
IV	3,20 Hz
V	3,40 Hz
VI	3,70 Hz
VII	4,51 Hz
VIII	5,09 Hz
IX	5,71 Hz

Nella conclusione della relazione sulle prove dinamiche viene riportato: “ Tutti i risultati risentono delle particolari condizioni al contorno (particolare struttura con giunti molto vicini, presenza di sorgenti vibrazionali) ma tutto sommato rappresentano con buona approssimazione i primi modi di vibrare della struttura”.

I dati di calcolo sono stati allegati alle varie relazioni di calcolo. I dati di natura geometrica e strutturale sono stati riportati nelle tavole allegate di rilievo architettonico e strutturale.

CAPITOLO 11 – METODI DI ANALISI E CRITERI DI AMMISSIBILITA’

Il metodo di analisi utilizzato per la verifica di vulnerabilità sismica del fabbricato è l’analisi statica non lineare (pushover) in quanto si ritiene raggiunto un livello di conoscenza LC2.

Questo tipo di analisi è in pratica la via obbligata nel caso di verifiche di edifici esistenti progettati solo per i carichi verticali, in questo caso una verifica elastica risulta troppo penalizzante e di scarso interesse tecnico, solo un’analisi non lineare è in grado di valutare in maniera realistica il grado di sicurezza della struttura nei confronti del sisma.

In base al Paragrafo 7.3.4.1 delle N.T.C. 2008 l’analisi non lineare statica può essere utilizzata solo se ricorrono le condizioni di applicabilità per le distribuzioni principali (GRUPPO1):

Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

- distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare come seconda distribuzione la 2 a);
- distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;
- distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un’analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a T_c .

Per quanto riguarda le strutture in muratura l'analisi statica non lineare è applicabile anche nei casi in cui la massa partecipante del modo principale di vibrare cioè quella che eccita la quantità maggiore di massa globale della struttura sia superiore al 60% della massa totale.

In particolare, come specificato al punto C8.7.1.4 “Metodi di analisi globale e criteri di verifica” della Circolare n. 617/2009, per le costruzioni esistenti in muratura l'analisi statica non lineare può essere sempre applicata utilizzando un sistema di forze proporzionale alla distribuzione impiegata per l'analisi sismica statica e precisamente la prima distribuzione del gruppo I e la prima del gruppo 2 indipendentemente dalla percentuale di massa partecipante sul primo modo (modo di vibrare fondamentale).

Dai risultati ottenuti dall'analisi dinamica analitica si è potuto accertare che i modi di vibrare fondamentali cioè quelli che eccitano la quantità maggiore di massa strutturale risultano essere il n.1 e n. 2 e che ciascuno di essi è in grado di coinvolgere una massa superiore al 75% di quella globale.

Poiché il tipo di distribuzione del sistema di forze (Gruppo I) è proporzionale alla forma modale principale della struttura (massa eccitata > 75% massa totale) nel confronto tra l'analisi dinamica sperimentale con quella analitica si considerano solo i periodi dei modi di vibrare fondamentali.

Con il valore del modulo elastico normale ($E = 22.500 \text{ daN/cm}^2$) e del modulo di elasticità tangenziale ($G = 7.500 \text{ daN/cm}^2$) determinati nel precedente paragrafo 3.2.1 in base alle indicazioni di normativa i periodi dei modi di vibrazione fondamentali ricavati analiticamente risultano più bassi di quelli ricavati sperimentalmente, quindi il modello strutturale risulta più rigido di quanto risulti il fabbricato in realtà.

Le prove sperimentali con martinetti piatti confermano tale circostanza.

I valori del modulo elastico verticale determinati considerando il valore massimo di pressione del primo ciclo di carico risultano:

MPD1: $18,60/0,00913 = 7.018 \text{ daN/cm}^2$;

MPD2: $18,60/0,00047 = 39.574 \text{ daN/cm}^2$;

Valore medio = 19.787 daN/cm^2 .

Pertanto per diminuire la rigidezza del fabbricato e rendere compatibili l'analisi dinamica analitica con quella sperimentale nel modello di calcolo si sono considerati i seguenti valori dei moduli elastici normale e tangenziale:

$E = 15.000 \text{ daN/cm}^2$;

$G = 5.000 \text{ daN/cm}^2$.

Tali valori sono stati ricavati considerando i valori medi della tabella C8A.2.1 della Circolare del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n. 617 del 02.02.2009.

In base a tali valori sono stati ricavati i seguenti periodi dei modi di vibrare fondamentali e confrontati con quelli ricavati sperimentalmente:

MODO DI VIBRARE	PERIODO SPERIMENTALE	PERIODO ANALITICO	DIFFERENZA PERCENTUALE
I	0,87 s	0,75 s	14%
II	0,57 s	0,57 s	0%

L'approccio analitico è ritenuto accettabile in quanto i periodi di ciascun modo di vibrare del modello analitico ricadono entro il limite del 20%.

L'analisi statica non lineare consiste nell'applicare all'edificio i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali che, mantenendo invariati i rapporti relativi tra le forze stesse, vengono tutte scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo fino al raggiungimento delle condizioni ultime.

Il risultato dell'analisi consiste in un diagramma (curva di capacità) riportante in ascissa lo spostamento orizzontale del punto di controllo (coincidente con il baricentro dell'ultimo piano rigido, escluso i torrini), in ordinata il taglio alla base ovvero la risultante delle forze orizzontali applicate.

L'analisi pushover porta sempre l'edificio al collasso. Il sistema di forze applicate viene quindi fatto crescere fino al raggiungimento della crisi strutturale.

Alla struttura vengono applicati due sistemi di forze, il primo proporzionale al prodotto delle masse per la deformata corrispondente alla forma modale più significativa per la direzione considerata di ingresso del sisma (distribuzione triangolare), il secondo proporzionale alla sola massa (distribuzione rettangolare).

Per studiare il comportamento di un fabbricato bisogna quindi applicare 16 sistemi di forze differenti. Ogni sistema di forze deve essere applicato nelle due direzioni principali in pianta (X,Y) e nei due versi (+ e -). Nella valutazione dell'azione sismica la norma prevede sempre di considerare l'eccentricità accidentale fra il baricentro delle masse e quello delle rigidezze (correzione torsionale) che si traduce nel raddoppio delle condizioni di carico sismico.

Si utilizzerà un modello a PLASTICITA' CONCENTRATA particolarmente adatto per modellare il comportamento di strutture esistenti. In questo modello tutti gli elementi che costituiscono la struttura rimangono in campo elastico, e laddove si prevede la formazione di una cerniera plastica, vengono introdotti elementi cerniera con comportamento anelastico. La non linearità della struttura rimane quindi concentrata in pochi elementi, appunto le cerniere plastiche, il cui legame costitutivo dipende dalla loro posizione all'interno della struttura e dal comportamento del singolo elemento strutturale, oltre che da quello globale del fabbricato.

Questa schematizzazione permette di descrivere fenomeni differenti, quali il comportamento flessionale, la deformabilità a taglio, lo scorrimento dell'armatura e la flessibilità del nodo trave-colonna.

Poiché la risposta della struttura è dominata da un unico modo di vibrare si trasforma il modello strutturale complesso (MDOF) in un sistema elementare equivalente ad un solo grado di libertà (SDOF).

Dalle curve di capacità del sistema complesso si determina quella dell'oscillatore elementare equivalente che rappresenta lo spettro A.D.S.R. (Attack Decay Sustain Release) che viene approssimata con una bilatera.

La verifica si ottiene confrontando la capacità di spostamento (u_{max}) con lo spostamento richiesto (d_{max}) della struttura.

CAPITOLO 12 - OUTPUT DI CALCOLO

I risultati di calcolo sono stati riportati nelle relazioni di calcolo allegate.

CAPITOLO 13- VERIFICHE DI VULNERABILITA'

Nel caso di analisi statica non lineare le verifiche andranno condotte attraverso il confronto tra la curva di capacità globale in formato ADRS (Attack Decay Sustain Release) del fabbricato con opportuni spettri di risposta elastica.

La verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento della costruzione d_u^* e la domanda di spostamento d_{max}^* per lo stato limite esaminato.

Nel caso in cui $d_{max}^* > d_u^*$ la verifica è automaticamente non soddisfatta pertanto deve essere calcolato il rapporto tra questi due parametri.

Per gli edifici in muratura nel caso che q^* (rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente) risulti superiore a 3 la verifica è automaticamente non soddisfatta. Tale limitazione non si applica per le altre tipologie di strutture ad esempio per gli edifici in c.a.

In sostanza questo controllo ha lo scopo di porre un limite alla capacità duttile della struttura in muratura. Un valore di q^* superiore a 3 per le strutture in muratura non indica che la singola pushover non sia verificata ma che non è valida.

Le verifiche di sicurezza verranno condotte sia nei confronti dei meccanismi globali di piano (taglio e pressoflessione) che per i meccanismi fuori del piano (pressoflessione). Verranno inoltre eseguite le verifiche per i meccanismi locali.

I meccanismi globali sono quelli che interessano l'intera costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano.

Viene inoltre, svolta la verifica per ciascun muro anche per le azioni generate dalla componente dell'azione sismica ortogonale al piano del muro. In conseguenza di ciò si generano una pressione distribuita lungo tutta la superficie del muro, dovuta al suo peso proprio, e delle eventuali azioni concentrate dovute a masse che gravano sul muro nei punti ove esso non risulti efficacemente vincolato a un impalcato rigido.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni verranno ricavate in base all'analisi complessiva della struttura, tenendo quindi conto della posizione mutua tra i muri, della disposizione degli impalcati rigidi e della eventuale presenza di cordoli e tiranti.

Il calcolo della pressione e delle forze orizzontali è svolto in ottemperanza ai punti 7.2.3 e 7.8.2.2.3 del D.M. 2008.

La distribuzione delle sollecitazioni è calcolata seguendo un andamento proporzionale alla situazione di collasso cinematico in cui si formano tre cerniere allineate in verticale sul singolo paramento.

La verifica è svolta confrontando la coppia di sollecitazioni M e N di calcolo con quelle che garantiscono l'equilibrio nella situazione limite a rottura, con sezione parzializzata e sigma di compressione uniforme nel tratto reagente pari a $0,85 \cdot F_d$.

La verifica a taglio è svolta invece confrontando la tensione tangenziale media della sezione con quella limite del materiale incrementata per un valore pari a $0,4 \cdot N$.

Per l'analisi sismica dei meccanismi locali si può far ricorso ai metodi dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, tenendo conto, anche se in forma approssimata, della resistenza a compressione, della tessitura muraria, della qualità della connessione tra le pareti murarie, della presenza di catene e tiranti.

Poiché la muratura è un materiale con un comportamento di tipo fragile, ovvero caratterizzato da un elevato softening post elastico, il collasso della struttura non può essere identificato con il collasso del primo elemento strutturale ma più correttamente con una perdita di resistenza rispetto al picco per effetto del danneggiamento progressivo subito.

Per i fabbricati in muratura la normativa autorizza a svolgere una analisi globale multicollasso. In particolare la norma stabilisce che lo stato limite SLV si raggiunge quando si ha una perdita di resistenza (softening) del 20% rispetto al picco.

L'analisi push-over per le strutture in muratura si blocca quindi o al raggiungimento del softening pari al 20% o quando la struttura o parte di essa è diventata labile.

Pertanto nel presente caso si sono ricavate le varie curve di capacità imponendo per limiti di calcolo un numero massimo di collassi.

Per studiare in maniera completa tramite l'analisi push-over il comportamento di un fabbricato, bisogna applicare allo stesso i seguenti 16 sistemi di forze differenti:

- 1: Sistema di forze proporzionale alla forma modale principale, in direzione $+X$, + eccentricità accidentale;
- 2: Sistema di forze proporzionale alla forma modale principale, in direzione $+X$, - eccentricità accidentale;
- 3: Sistema di forze proporzionale alla forma modale principale, in direzione $-X$, + eccentricità accidentale;
- 4: Sistema di forze proporzionale alla forma modale principale, in direzione $-X$, - eccentricità accidentale;
- 5: Sistema di forze proporzionale alla forma modale principale, in direzione $+Y$, + eccentricità accidentale;
- 6: Sistema di forze proporzionale alla forma modale principale, in direzione $+Y$, - eccentricità accidentale;
- 7: Sistema di forze proporzionale alla forma modale principale, in direzione $+Y$, + eccentricità accidentale;
- 8: Sistema di forze proporzionale alla forma modale principale, in direzione $+Y$, - eccentricità accidentale;

- 9: Sistema di forze proporzionale alla massa, in direzione +X, + eccentricità accidentale;
- 10: Sistema di forze proporzionale alla massa, in direzione +X, - eccentricità accidentale;
- 11: Sistema di forze proporzionale alla massa, in direzione -X, + eccentricità accidentale;
- 12: Sistema di forze proporzionale alla massa, in direzione -X, - eccentricità accidentale;
- 13: Sistema di forze proporzionale alla massa, in direzione +Y, + eccentricità accidentale;
- 14: Sistema di forze proporzionale alla massa, in direzione +Y, - eccentricità accidentale;
- 15: Sistema di forze proporzionale alla massa, in direzione -Y, + eccentricità accidentale;
- 16: Sistema di forze proporzionale alla massa, in direzione -Y, - eccentricità accidentale.

Per ciascuna push-over di seguito sono stati riportati i risultati generali ricavati in base ad un numero di collassi limite stabilito dal sottoscritto, la curva di capacità, lo spettro ADSR, l'indicatore di rischio, il periodo di ritorno corrispondente che provoca il raggiungimento della capacità per lo stato limite considerato.

Le cadute di resistenza dovute ai collassi degli elementi strutturali sono evidenziati con tratti verticali nelle curve ADSR a cui corrisponde sull'asse delle ascisse una capacità di spostamento.

Il rapporto tra la capacità di spostamento con la domanda di spostamento costituisce già un indicatore di rischio anche se la normativa vigente considera indicatori di rischio basati sul rapporto tra i periodi di ritorno del sisma di capacità e di quello di domanda oppure dal rapporto tra la PGA del sisma di capacità con quella del sisma di domanda.

L'individuazione degli elementi che subiscono i collassi e le modalità di collasso sono state ricavate sfruttando le potenzialità del software utilizzato (CDS 2015) che consente di visualizzare, trattandosi di analisi di tipo incrementale, ad ogni singolo passo della curva di capacità la successione della generazione delle cerniere plastiche sulla struttura evidenziando con una differente colorazione il diverso livello di danno.

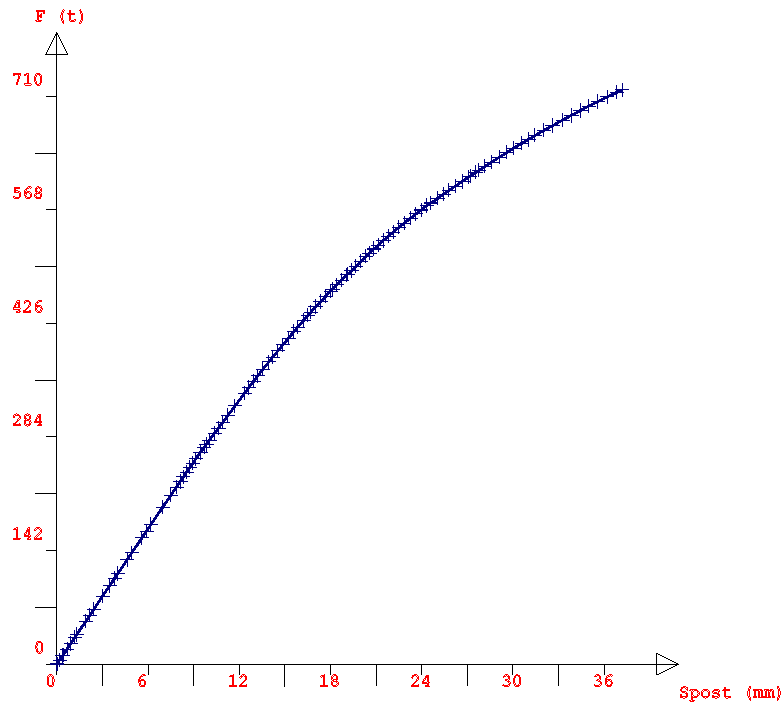
La cerniera verde indica un danno leggero che corrisponde alla rotazione al limite di snervamento, la cerniera rossa indica un danno superiore al 50% della rotazione ultima, mentre la cerniera gialla indica un danno severo corrispondente a $\frac{3}{4}$ della rotazione ultima e la cerniera blu indica l'avvenuto collasso.

Il software utilizzato consente inoltre di individuare per ogni elemento con diverse colorazioni le modalità di collasso.

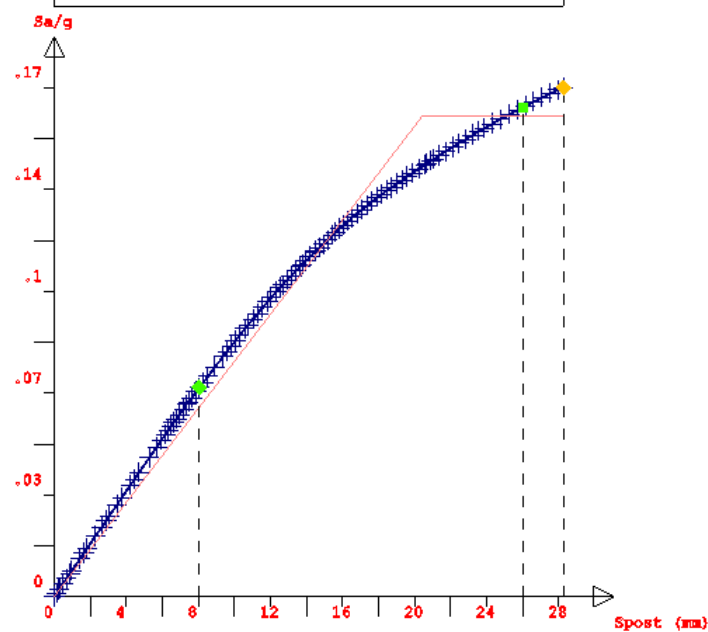
PUSHOVER N.1 - Fx (+) Prop. Modo + Ecc. 5%

La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 20. In corrispondenza del collasso n. 6 la struttura diventa labile. L'indice di rischio è pari a 0,423 corrispondente ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 117 anni.

Push-Over Nro: 1



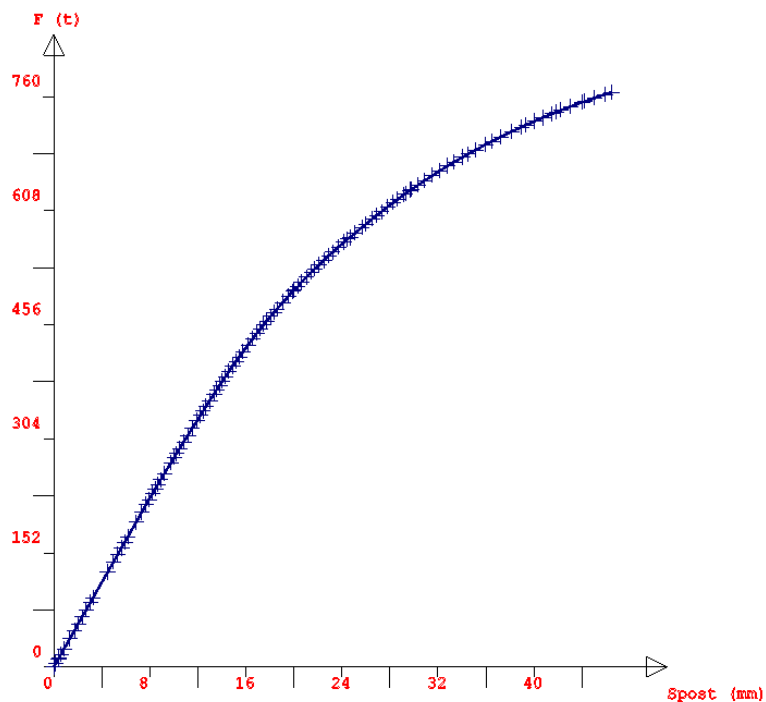
S.L.D.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 26.01 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 8.06 mm
 PgaSLD : .047 Ag/g
 S.L.V.: NON VERIFICATO $q^* > 3$
 ■ Domanda di spostamento : 65.39 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 28.25 mm
 PgaSLV : .099 Ag/g



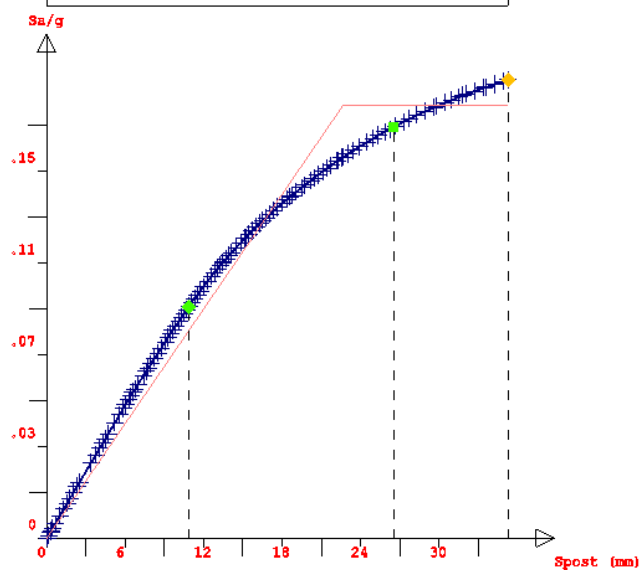
PUSHOVER N.2 - Fx (-) Prop. Modo + Ecc. 5%

La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 20. In corrispondenza del collasso n. 6 la struttura diventa labile. L'indice di rischio è pari a 0,500 corrispondente ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 176 anni.

Push-Over Nro: 2



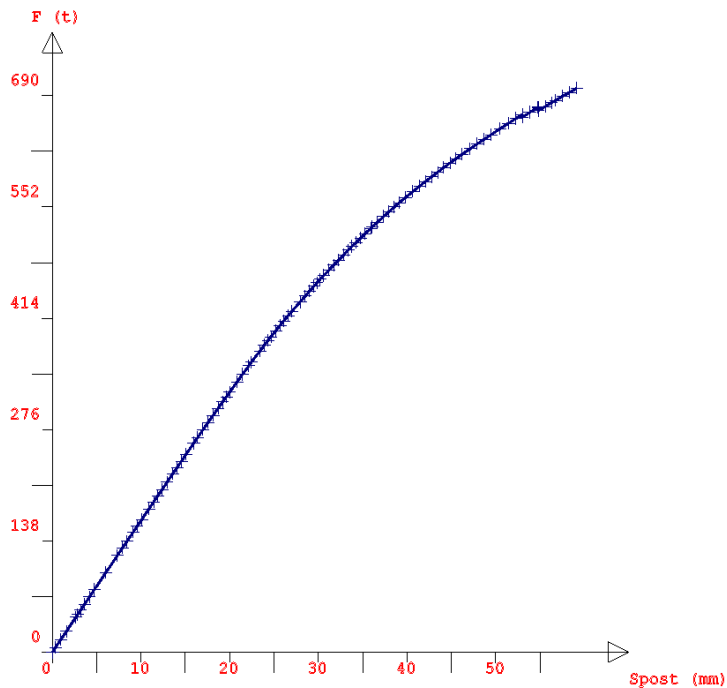
S.L.D.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 26.52 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 10.83 mm
 PgaSLD : .047 Ag/g
 S.L.V.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 66.66 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 35.28 mm
 PgaSLV : .12 Ag/g



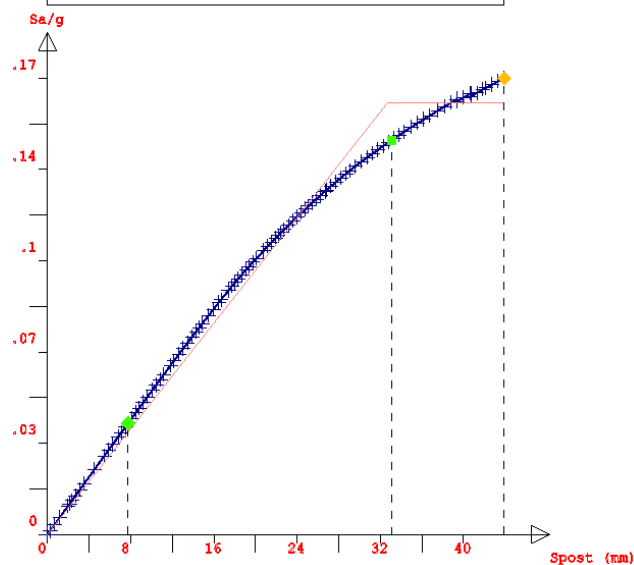
PUSHOVER N.3 - F_y (+) Prop. Modo + Ecc. 5%

La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 20. In corrispondenza del collasso n. 7 la struttura diventa labile. L'indice di rischio è pari a 0,499 corrispondente ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 175 anni.

Push-Over Nro: 3



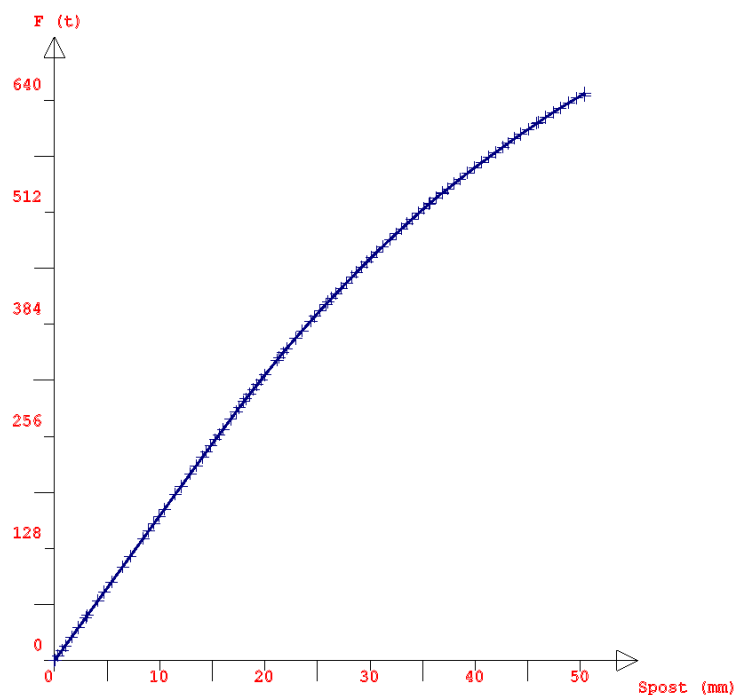
S.L.D.: NON VERIFICATO
■ Domanda di spostamento : 33.08 mm
◆ Capacita' di spostamento : 7.76 mm
PgaSLD : .047 Ag/g
S.L.V.: NON VERIFICATO
■ Domanda di spostamento : 83.14 mm
◆ Capacita' di spostamento : 43.9 mm
PgaSLV : .12 Ag/g



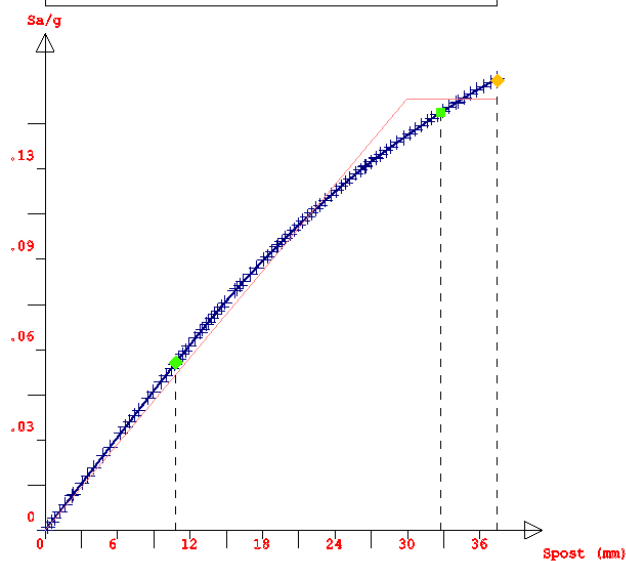
PUSHOVER N.4 - Fy (-) Prop. Modo + Ecc. 5%

La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 20. In corrispondenza del collasso n. 4 la struttura diventa labile. L'indice di rischio è pari a 0,441 corrispondente ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 130 anni.

Push-Over Nro: 4



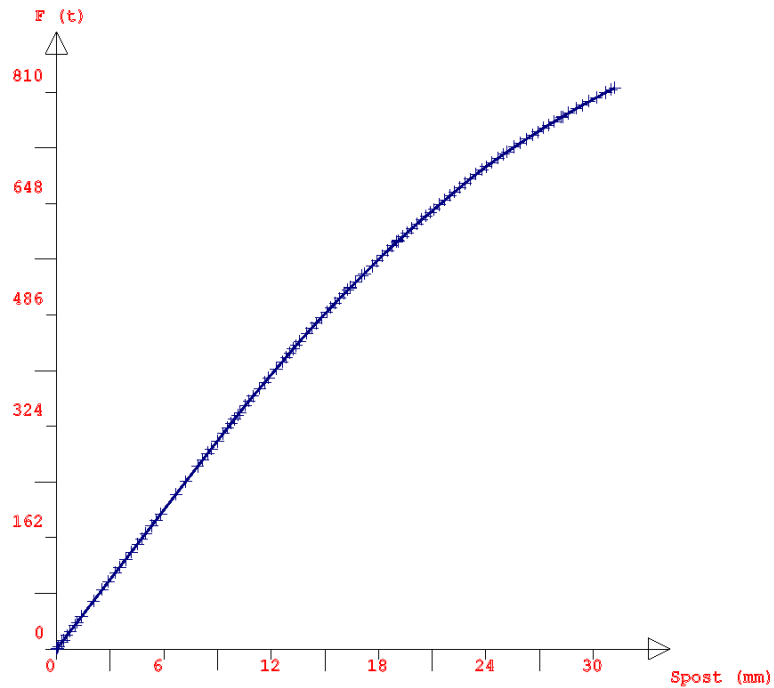
S.L.D.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 32.73 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 10.81 mm
 PgaSLD : .047 Ag/g
 S.L.V.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 82.28 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 37.44 mm
 PgaSLV : .104 Ag/g



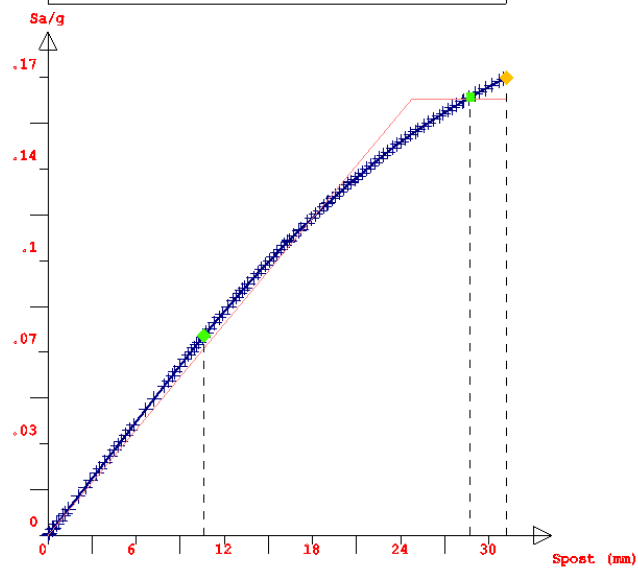
PUSHOVER N.5 - Fx (+) Prop. Massa + Ecc. 5%

La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 20. In corrispondenza del collasso n. 6 la struttura diventa labile. L'indice di rischio è pari a 0,423 corrispondente ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 117 anni.

Push-Over Nro: 5



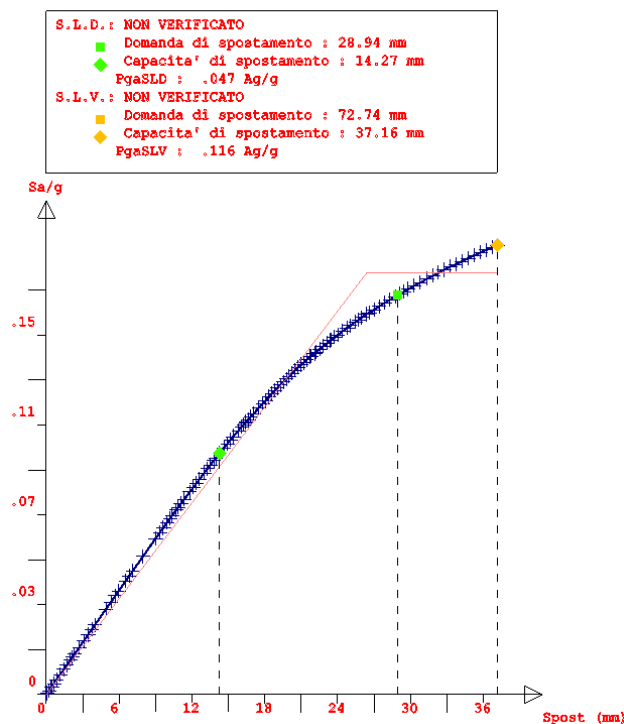
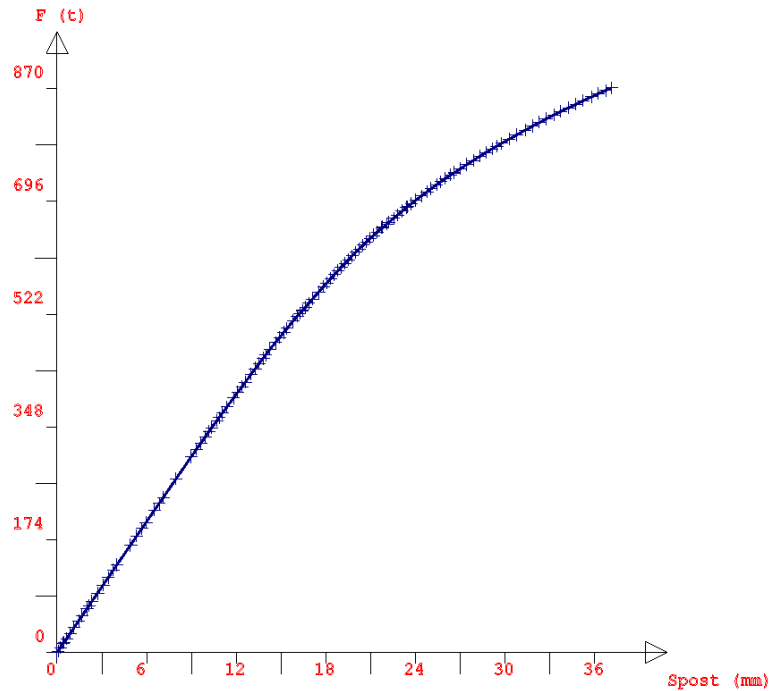
S.L.D.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 28.74 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 10.61 mm
 PgaSLD : .047 Ag/g
 S.L.V.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 72.24 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 31.17 mm
 PgaSLV : .099 Ag/g



PUSHOVER N.6 - Fx (-) Prop. Massa + Ecc. 5%

La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 20. In corrispondenza del collasso n. 6 la struttura diventa labile. L'indice di rischio è pari a 0,486 corrispondente ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 164 anni.

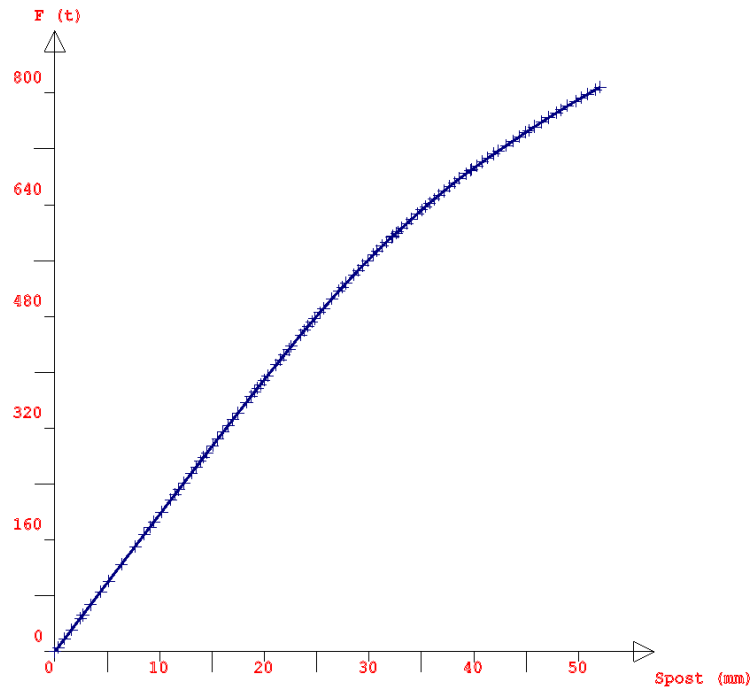
Push-Over Nro: 6



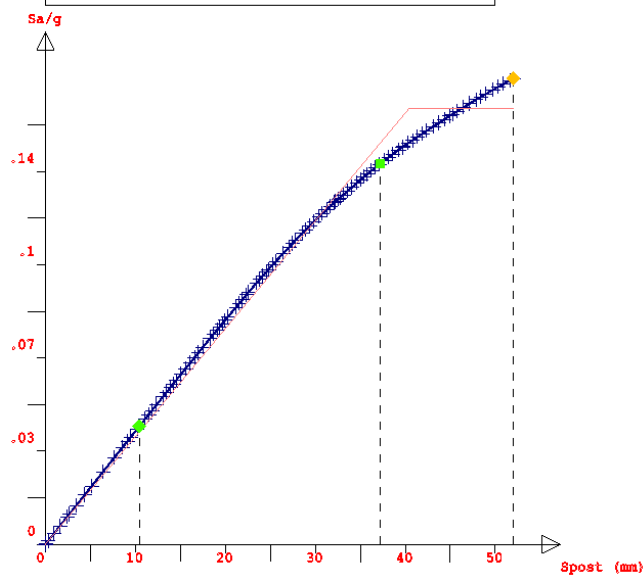
PUSHOVER N.7 - $F_y (+)$ Prop. Massa + Ecc. 5%

La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 20. In corrispondenza del collasso n. 3 la struttura diventa labile. L'indice di rischio è pari a 0,520 corrispondente ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 194 anni.

Push-Over Nro: 7



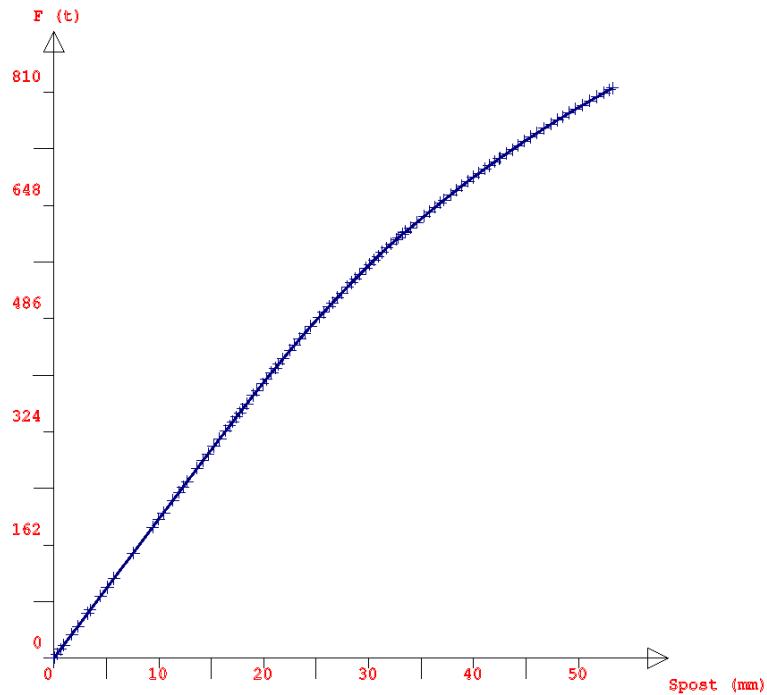
S.L.D.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 37.24 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 10.44 mm
 PgaSLD : .047 Ag/g
 S.L.V.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 93.61 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 52.03 mm
 PgaSLV : .126 Ag/g



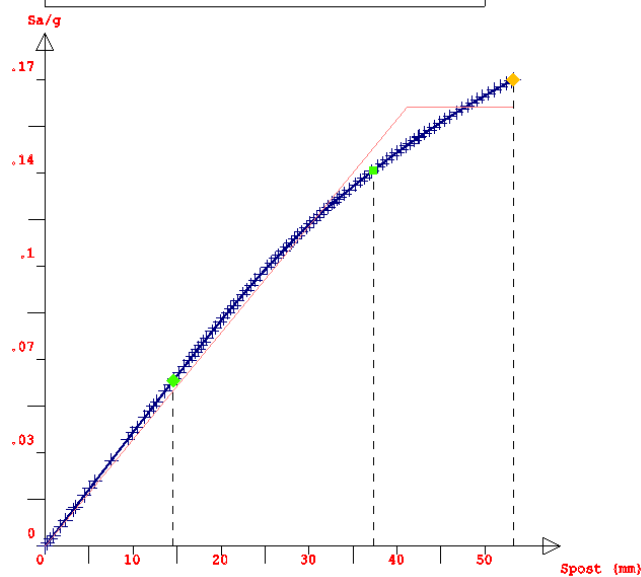
PUSHOVER N.8 - Fy (-) Prop. Massa + Ecc. 5%

La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 20. In corrispondenza del collasso n. 4 la struttura diventa labile. L'indice di rischio è pari a 0,530 corrispondente ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 203 anni.

Push-Over Nro: 8



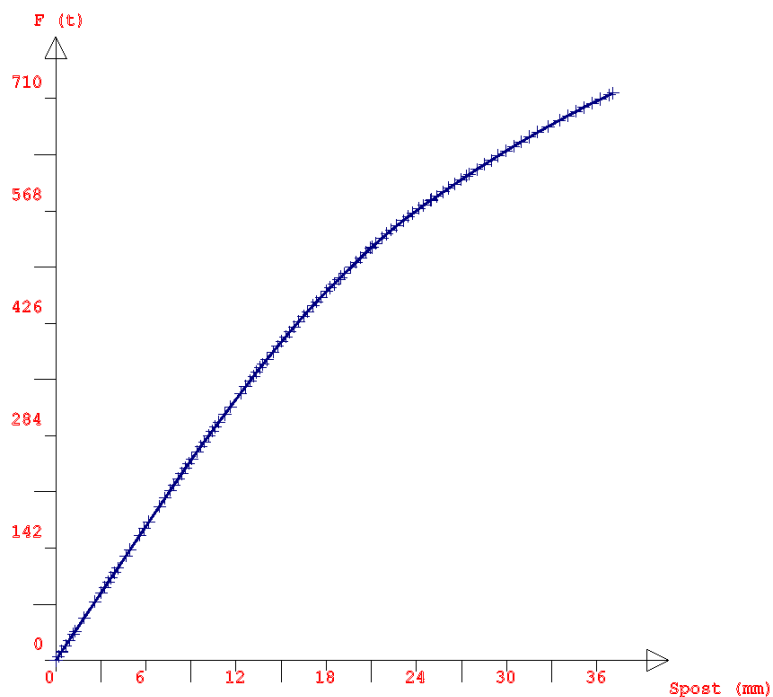
S.L.D.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 37.29 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 14.56 mm
 PgaSLD : .047 Ag/g
 S.L.V.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 93.74 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 53.23 mm
 PgaSLV : .129 Ag/g



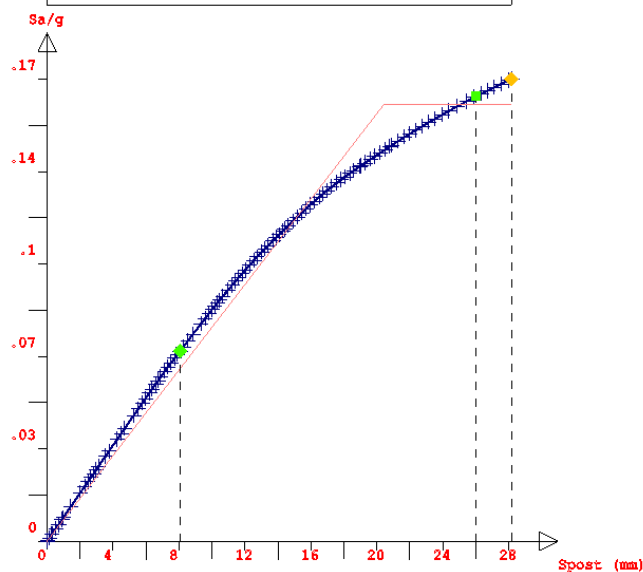
PUSHOVER N.9 - Fx (+) Prop. Modo - Ecc. 5%

La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 20. In corrispondenza del collasso n. 6 la struttura diventa labile. L'indice di rischio è pari a 0,423 corrispondente ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 117 anni.

Push-Over Nro: 9



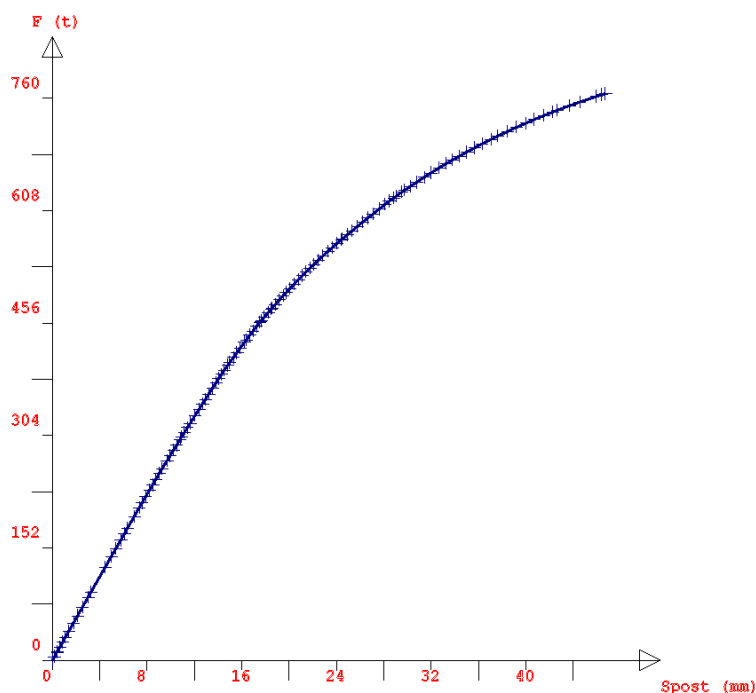
S.L.D.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 26.01 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 8.06 mm
 PgaSLD : .047 Ag/g
 S.L.V.: NON VERIFICATO $q > 3$
 ■ Domanda di spostamento : 65.38 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 28.17 mm
 PgaSLV : .099 Ag/g



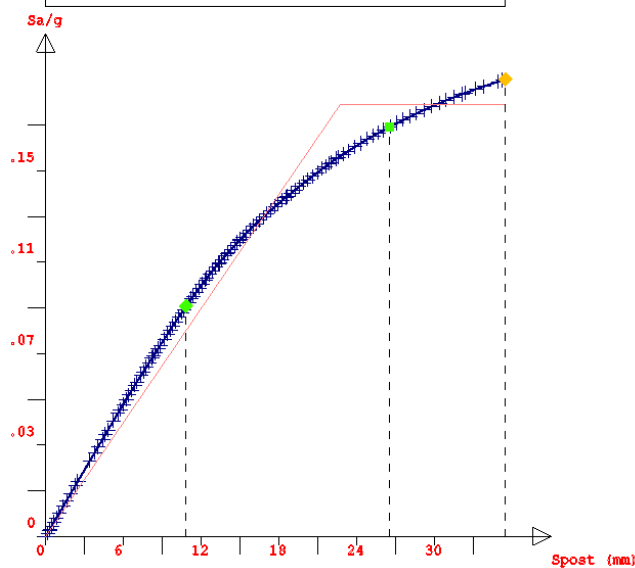
PUSHOVER N.10 - Fx (-) Prop. Modo - Ecc. 5%

La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 20. In corrispondenza del collasso n. 6 la struttura diventa labile. L'indice di rischio è pari a 0,502 corrispondente ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 178 anni.

Push-Over Nro: 10



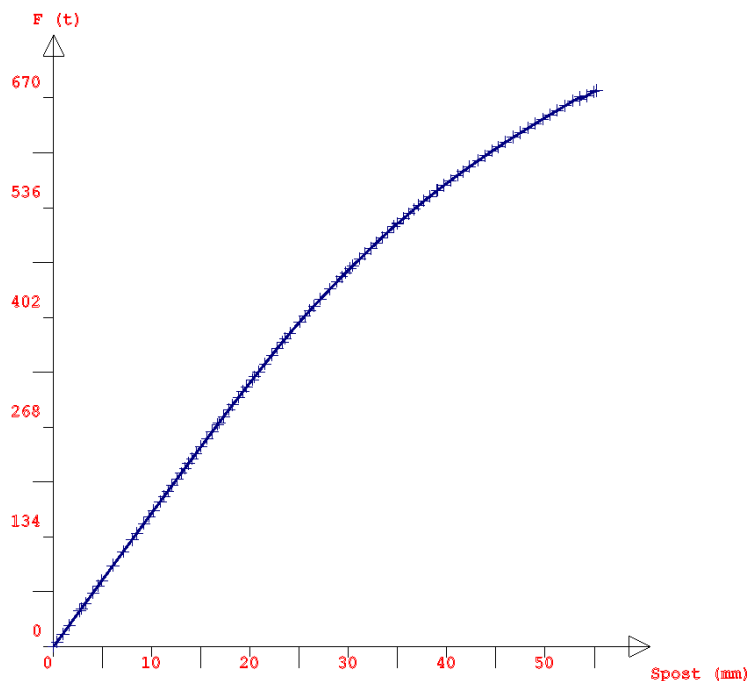
S.L.D.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 26.54 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 10.84 mm
 PgaSLD : .047 Ag/g
 S.L.V.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 66.72 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 35.48 mm
 PgaSLV : .121 Ag/g



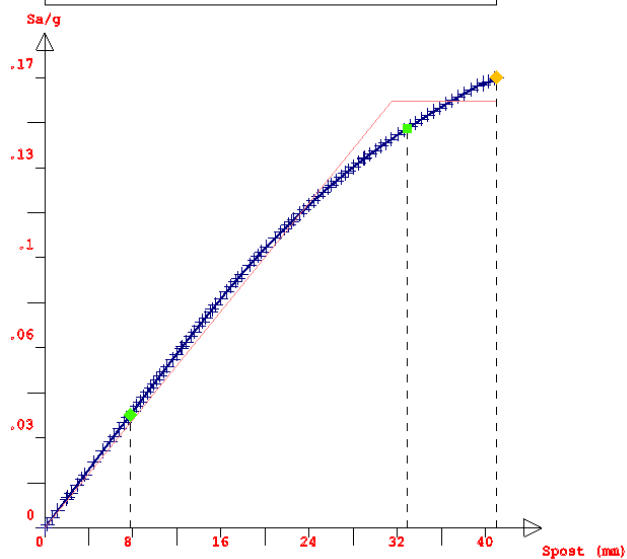
PUSHOVER N.11 - $F_y (+)$ Prop. Modo - Ecc. 5%

La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 20. In corrispondenza del collasso n. 4 la struttura diventa labile. L'indice di rischio è pari a 0,473 corrispondente ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 154 anni.

Push-Over Nro: 11



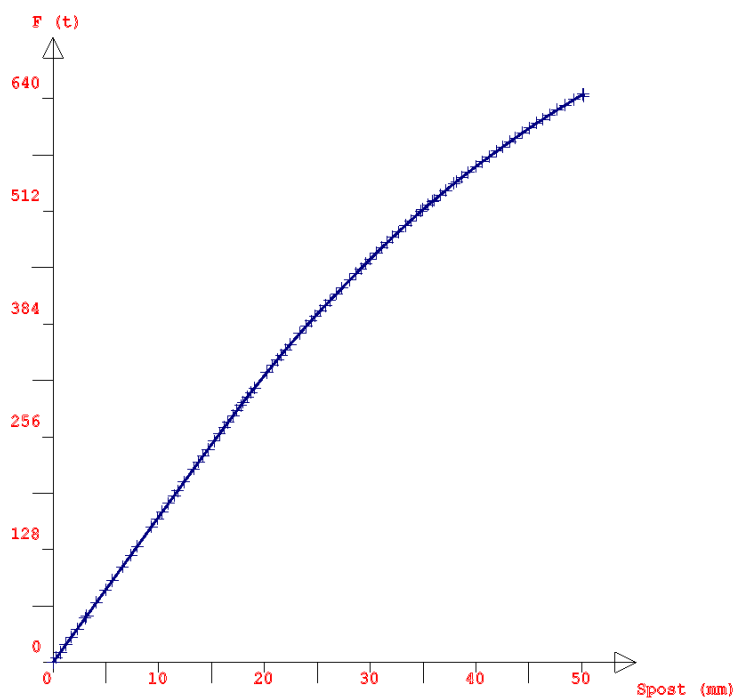
S.L.D.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 32.92 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 7.75 mm
 PgaSLD : .047 Ag/g
 S.L.V.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 82.73 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 40.99 mm
 PgaSLV : .113 Ag/g



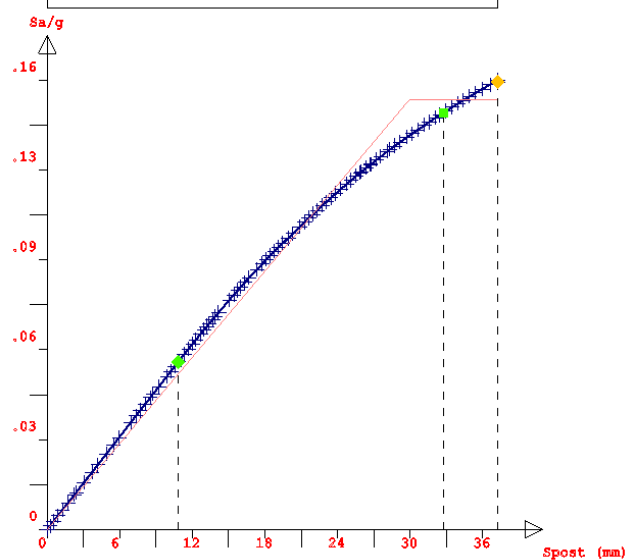
PUSHOVER N.12 - Fy (-) Prop. Modo - Ecc. 5%

La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 20. In corrispondenza del collasso n. 4 la struttura diventa labile. L'indice di rischio è pari a 0,438 corrispondente ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 128 anni.

Push-Over Nro: 12



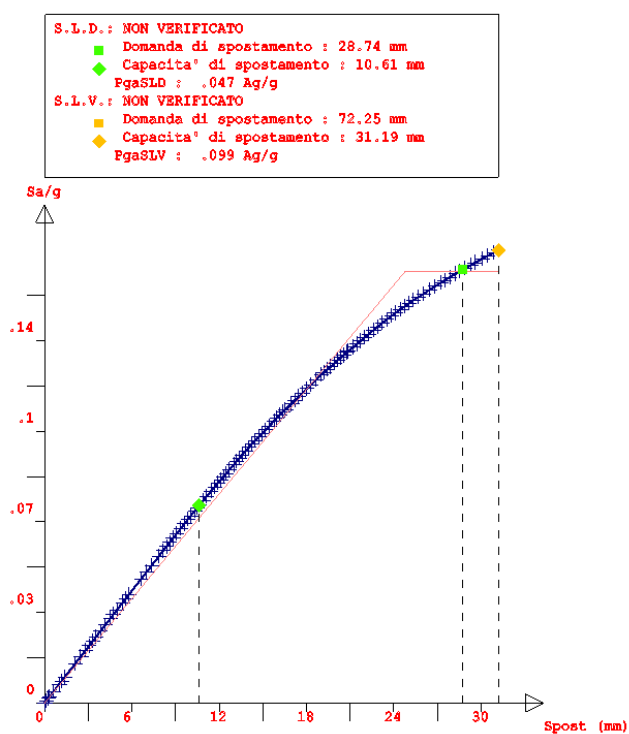
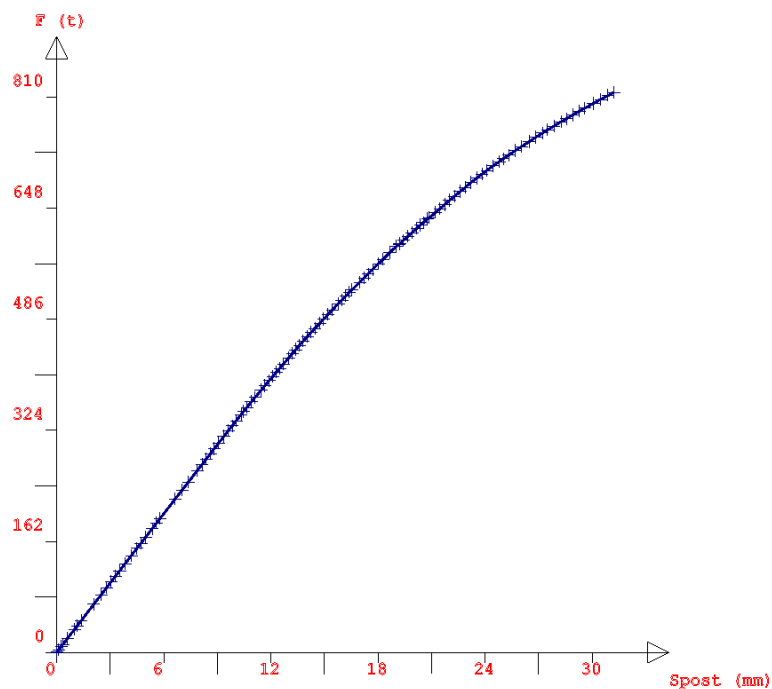
S.L.D.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 32.77 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 10.82 mm
 PgaSLD : .047 Ag/g
 S.L.V.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 82.37 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 37.25 mm
 PgaSLV : .103 Ag/g



PUSHOVER N.13 - Fx (+) Prop. Massa - Ecc. 5%

La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 20. In corrispondenza del collasso n. 6 la struttura diventa labile. L'indice di rischio è pari a 0,423 corrispondente ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 117 anni.

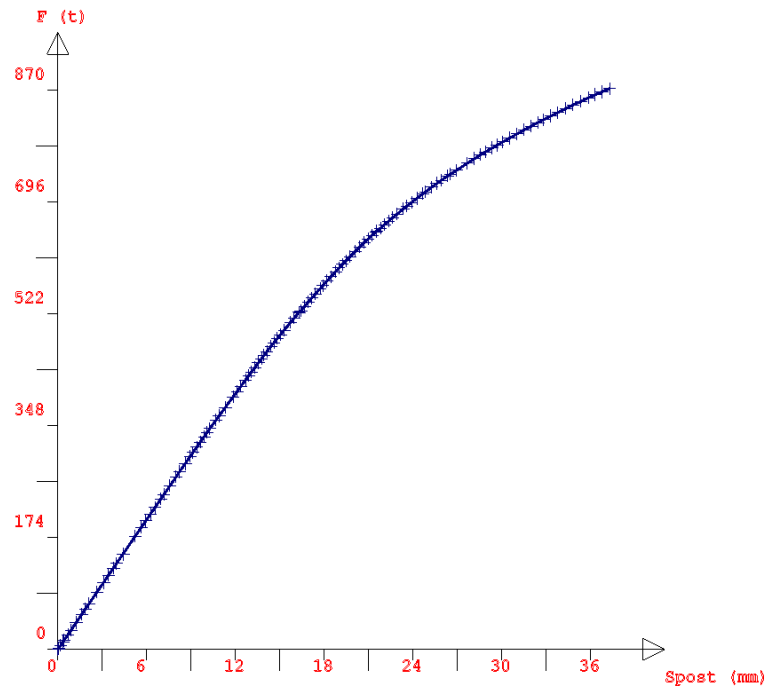
Push-Over Nro: 13



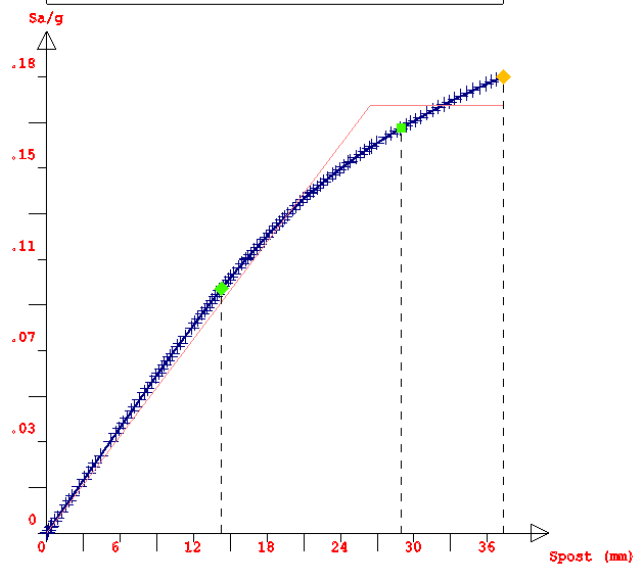
PUSHOVER N.14 - Fx (-) Prop. Massa - Ecc. 5%

La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 20. In corrispondenza del collasso n. 6 la struttura diventa labile. L'indice di rischio è pari a 0,487 corrispondente ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 165 anni.

Push-Over Nro: 14

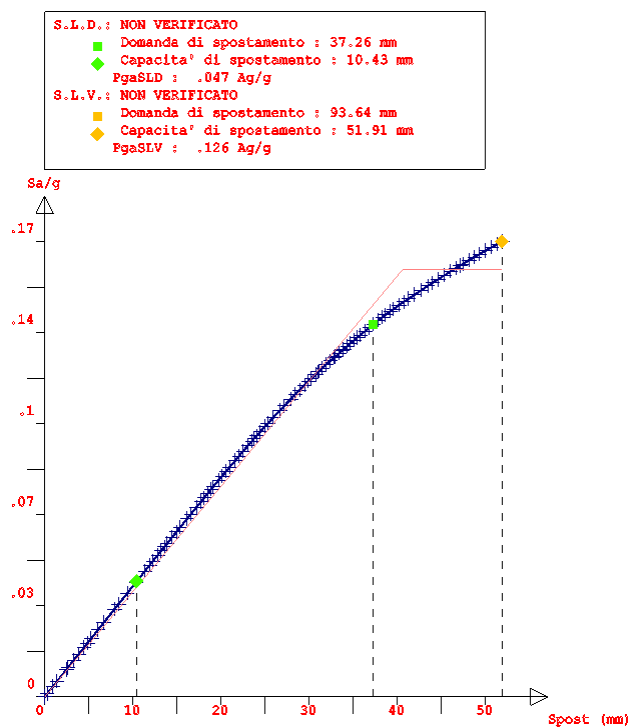
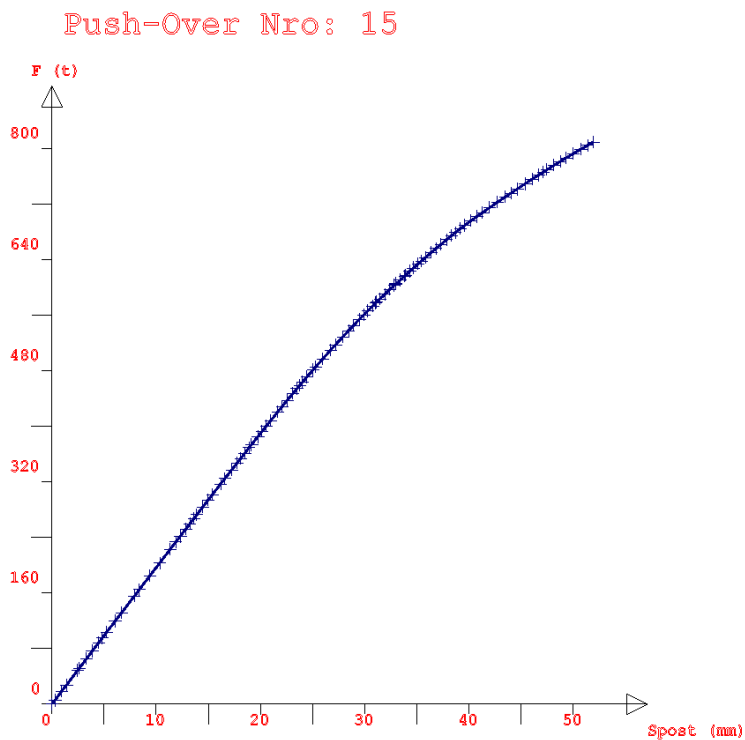


S.L.D.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 28.95 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 14.27 mm
 PgaSLD : .047 Ag/g
 S.L.V.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 72.76 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 37.3 mm
 PgaSLV : .117 Ag/g



PUSHOVER N.15 - Fy (+) Prop. Massa - Ecc. 5%

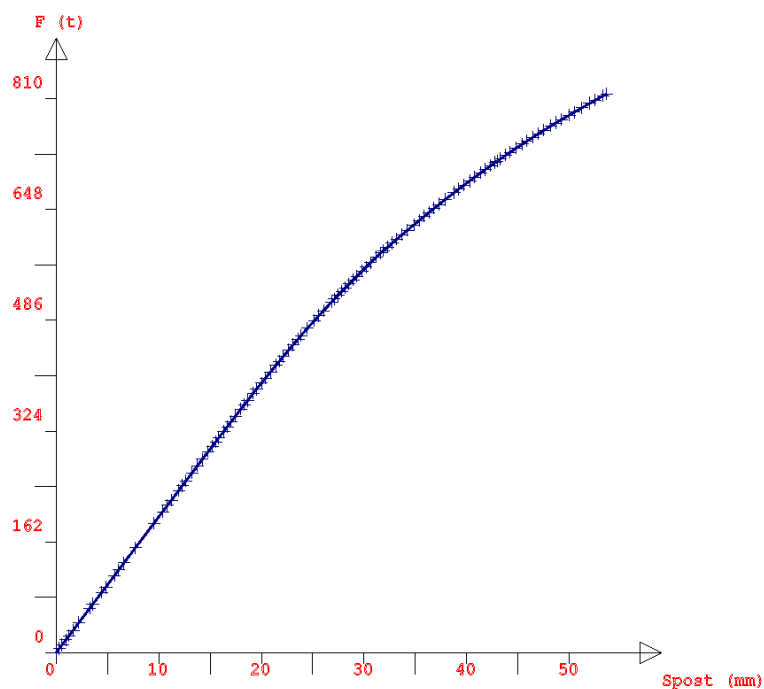
La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 20. In corrispondenza del collasso n. 3 la struttura diventa labile. L'indice di rischio è pari a 0,519 corrispondente ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 193 anni.



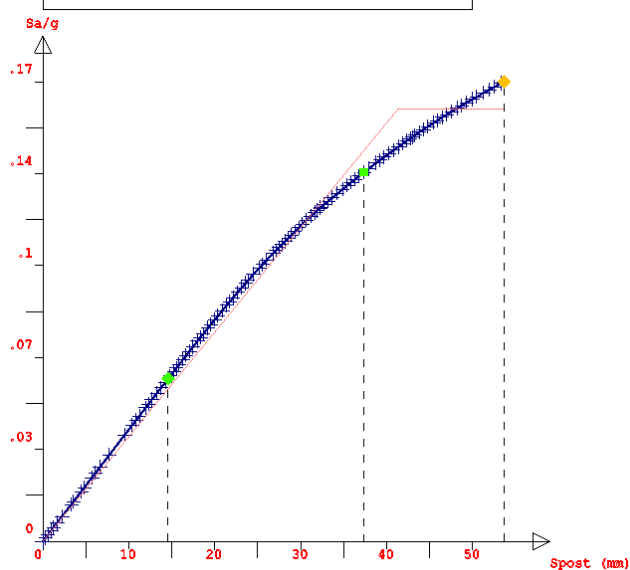
PUSHOVER N.16 - Fy (-) Prop. Massa - Ecc. 5%

La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 20. In corrispondenza del collasso n. 4 la struttura diventa labile. L'indice di rischio è pari a 0,534 corrispondente ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 207 anni.

Push-Over Nro: 16



S.L.D.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 37.35 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 14.57 mm
 PgasLD : .047 Ag/g
 S.L.V.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 93.87 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 53.63 mm
 PgasLV : .13 Ag/g



CAPITOLO 14 – DETERMINAZIONE DELL'INDICATORE DI RISCHIO (IR)

Con l'utilizzo delle vecchie norme (OPCM 3431 e DM05), un obiettivo da perseguire nell'affrontare la valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio esistente era la definizione dei livelli di accelerazione al suolo, corrispondenti agli stati limite sottoposti a verifica definiti dalle norme tecniche, e dei loro rapporti con accelerazioni attese.

Si deve tener presente però che con il DM08 è sostanzialmente cambiata la definizione dell'input sismico, per cui tali indicatori non sono più sufficienti a descrivere compiutamente il rapporto fra le azioni sismiche.

Tuttavia esso continua a rappresentare una “scala di percezione” del rischio, nei confronti della quale si è maturata una certa affinità.

Per questo motivo è necessario determinare gli indici di rischio in funzione del rapporto tra i periodi di ritorno tra capacità e domanda:

$$IR = (Trc/Trd)^a$$

IR = indice di rischio;

Trc = capacità espressa in termini di periodo di ritorno corrispondente allo SLV secondo le NTC2008;

Trd = domanda espressa in termini di periodo di ritorno = $-V_r/\ln(1-0,1)$;

V_r = periodo di riferimento per l'azione sismica;

$a = (1/2,43) = 0,41$ = coefficiente esponenziale.

Un valore di indice di rischio pari o superiore ad uno rileva la conformità della struttura alla normativa sismica.

Per la procedura di determinazione di IR mediante pushover sulla curva generalizzata forza spostamento dovranno essere identificati i punti corrispondenti al raggiungimento dello spostamento ultimo per lo Stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

La curva di capacità dovrà essere confrontata con opportuni spettri di risposta elastica eventualmente corretti con un valore appropriato del fattore η , in funzione delle capacità dissipative corrispondenti a ciascun stato limite.

L'intersezione della curva di capacità con gli spettri consentirà di calcolare il valore dell'accelerazione al suolo corrispondente agli stati limite esaminati (PGASL).

Si calcolerà l'indicatore di rischio facendo il rapporto tra la PGASL minore e il corrispondente valore dell'accelerazione di aggancio allo spettro per lo stato limite esaminato.

Per ogni stato limite esaminato, il rapporto tra lo spostamento ultimo della bilineare equivalente e lo spostamento di domanda consente di ricavare un indicatore di rischio relativo al comportamento globale della struttura non vincolato alla crisi di un solo elemento.

Per la verifica al sisma ortogonale a pressoflessione fuori del piano delle pareti si procede alla determinazione dell'indice di rischio mediante analisi lineare con spettro ridotto del fattore di struttura q .

Nel caso di verifica per meccanismi locali l'indicatore di rischio è dato dal rapporto tra l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo e l'accelerazione di picco della domanda sismica.

Nel caso di analisi cinematica lineare se la verifica riguarda un elemento isolato, l'accelerazione di picco corrisponde a quella definita dal DM08 divisa per q , preso uguale a 2.

Se il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si deve tenere conto delle amplificazioni che modificano l'accelerazione al suolo.

Nel caso di meccanismi locali l'indice di rischio è dato dal rapporto tra l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo e l'accelerazione di picco della domanda sismica.

Dai risultati di calcolo si sono determinati i seguenti indici di rischio:

Verifica per meccanismi locali: $IR = 0,498$

Verifica per sisma ortogonale: $IR = 0,850$

Verifica sismica globale mediante analisi statica non lineare: $IR = 0,423$

CAPITOLO 15 – VALUTAZIONE CRITICA DELL'INDICATORE DI RISCHIO

La Circolare n. 617/2009 stabilisce che sono necessari ed improcrastinabili gli interventi nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo ossia quelle dovute ai carichi permanenti e ai sovraccarichi di servizio.

Dall'obbligatorietà della verifica è normalmente esclusa la situazione determinata da una variazione delle azioni che interviene a seguito di una revisione della normativa, per la parte che definisce l'entità delle azioni.

La normativa vigente oltre ad avere incrementato i sovraccarichi (ad esempio la neve) prevede una amplificazione degli stessi del fattore $\gamma_Q = 1,5$ in base al paragrafo 8.5.5 del D.M. 14.01.2008.

Dai risultati si evidenzia che il fabbricato risulta verificato sia per la combinazione statica di riferimento, sia per la combinazione statica generale con $\gamma_Q = 1,5$ e quindi non sono necessari interventi immediati.

La stessa Circolare n. 617/2009 prescrive che nel caso di non verifica rispetto alle azioni ambientali (SISMA) gli interventi non sono obbligatori ma i gestori l'immobile dovranno definire i provvedimenti più idonei commisurati alla vita nominale restante e alla classe d'uso.

Tale prescrizione è stata ribadita con la Circolare della Presidenza del Consiglio dei Ministri del dipartimento protezione civile Prot. n. DPC/SISM/0083283 del 04.11.2010.

Il valore di vita nominale restante ricavata dai tempi di ritorno in precedenza determinati non deve essere considerato come la durata della vita del fabbricato ma come periodo temporale entro il quale ha valore la verifica di sicurezza adottata.

Al termine della vita nominale restante una nuova verifica potrà essere eseguita e conseguentemente nuovi interventi potranno risultare necessari, ma a quel punto ci si potrà avvalere dei progressi conoscitivi e tecnologici in termini di conoscenza della pericolosità sismica.

In merito alla gravità dell'inadeguatezza riscontrata si può ipotizzare che la vita nominale restante sia il tempo entro il quale è necessario attivare l'intervento che pone rimedio alla specifica inadeguatezza.

Il tempo di intervento (T_{int}) inteso come periodo entro il quale attivare il rimedio ad una data inadeguatezza sismica può essere determinato con la seguente relazione:

$$T_{int} \cdot C_u / T_{slv} = -\ln(1-0,1) = 0,105$$

Essendo C_u il coefficiente d'uso e T_{slv} il periodo di ritorno dell'azione sismica corrispondente.

In base a quanto indicato dalla Circolare della Presidenza del Consiglio dei Ministri del dipartimento protezione civile Prot. n. DPC/SISM/0083283 del 04.11.2010 è ipotizzabile rinviare a tempi successivi, in occasione di interventi generali e comunque senza la necessità di una immediata programmazione gli interventi sugli edifici per i quali T_{int} risulti maggiore di 30 anni.

Sul fronte opposto nel caso in cui la valutazione della sicurezza evidenzi particolari elementi di rischio (meccanismi con un $T_{int} < 2$ anni) i provvedimenti necessari alla riduzione del rischio devono essere adottati nel minor tempo possibile.

Nel presente caso si è determinato un periodo di ritorno minimo di 117 anni (push n. 1, 5, 9, 13) per un indicatore di rischio $I_r = 0,423$ per cui il T_{int} risulta essere di 7 anni.

Pertanto pur non essendo presenti particolari elementi di rischio ($T_{int} > 2$) è necessario programmare interventi anche parziali e per stralci atti a migliorare/adequare la costruzione alla normativa sismica vigente per il ridurre il rischio stesso.

CAPITOLO 16 – VALUTAZIONE DELLA PROGRESSIONE DEL DANNO

La Circolare n. 617/2009 al paragrafo C8.3 prevede che “gli esiti delle verifiche dovranno permettere di stabilire quali provvedimenti adottare affinché l'uso della struttura possa essere conforme ai criteri di sicurezza delle NTC”.

“Le decisioni da adottare dovranno necessariamente essere calibrate sulle singole situazioni (in relazione alla gravità dell'inadeguatezza, alle conseguenze, alle disponibilità economiche e alle implicazioni in termini di pubblica incolumità). Saranno i proprietari o i gestori delle singole opere a definire il provvedimento più idoneo, eventualmente individuando uno o più livelli delle azioni, commisurati alla vita nominale restante e alla classe d'uso, rispetto ai quali si rende necessario effettuare l'intervento di incremento della sicurezza entro un tempo prestabilito”.

La Circolare della Presidenza del Consiglio dei Ministri del Dipartimento Protezione Civile Prot. n. DPC/SISM/0083283 del 04.11.2010 precisa inoltre che “gli interventi potranno essere anche parziali e/o temporanei, al fine di risolvere le vulnerabilità più importanti ed eseguire in momenti successivi gli interventi più corposi, atti a migliorare/adequare complessivamente la costruzione e/o parti di essa, nell’esplicitato spirito della gravità dell’inadeguatezza commisurata alla vita nominale restante”.

Le norme sismiche vigenti suggeriscono di valutare l’impatto degli interventi in termini di miglioramento sismico e non solo di adeguamento a fronte di ridotte disponibilità economiche per l’esecuzione del progetto di recupero.

L’adeguamento sismico è attualmente obbligatorio solo per i casi previsti dal paragrafo 8.4.1 del D.M. 14.01.2008.

Seguendo la stessa impostazione metodologica la bozza delle nuove norme tecniche approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici il 14.11.2014, ancora non in vigore, definisce il parametro ζ_e come “rapporto tra l’azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l’azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione” e stabilisce che nel caso di costruzioni di classe III a seguito di interventi di miglioramento tale parametro deve essere comunque non minore 0,4.

Nel paragrafo 8.3 della bozza sopra richiamata è stato inoltre introdotto un livello della sicurezza inferiore all’unità (pari all’80%) affinché un edificio si possa ritenere “adeguato” per le verifiche sotto azioni sismiche senza interventi cioè escludendo sopraelevazioni, ampliamenti e trasformazioni strutturali importanti in cui il parametro ζ_e deve essere comunque non inferiore a 1.

Gli indicatori di rischio (I_r) determinati nei paragrafi precedenti, vengono riportati nella seguente tabella insieme ai periodi di ritorno (T_{slv}) dell’azione sismica, alla vita nominale residua (VN_{res}) coincidente con il tempo di intervento (T_{int}).

VERIFICA GLOBALE			
PUSH	I_r	T_{slv}	$VN_{res}=T_{int}$
1	0,423	117	7
2	0,500	176	10
3	0,499	175	10
4	0,441	130	7
5	0,423	117	7
6	0,486	164	9
7	0,520	194	11
8	0,530	203	12
9	0,423	117	7
10	0,502	178	10
11	0,473	154	9
12	0,438	128	7
13	0,423	117	7
14	0,487	165	9
15	0,519	193	11
16	0,534	207	11
VERIFICA SISMA ORTOGONALE			
MURI PIANO 4	0,850	638	34
VERIFICHE LOCALI			
MURO PIANO 5	0,498	165	9

L'indice di rischio della verifica locale è stato calcolato come rapporto tra le accelerazioni. In termini di tempo di ritorno l'indice di rischio è pari a $I_r = 0,487$ che corrisponde ad un tempo di ritorno $T_{slv} = 165$ anni (vedi push 14).

Dai risultati sopra riportati è evidente che è necessario programmare interventi anche parziali e per stralci atti a migliorare/adequare la costruzione alla normativa sismica vigente per il ridurre il rischio.

In occasione del prossimo intervento programmato sarà inoltre necessario adeguare la larghezza del giunto tra le due parti di fabbricato per evitare i pericolosi fenomeni di martellamento che possono creare danni gravi alle strutture che vengono in contatto durante il sisma.

Per aumentare il valore dell'indice di rischio si suggeriscono qualitativamente i seguenti interventi:

- Esecuzione di un piano di indagini più approfondito che consenta di prevedere un livello di conoscenza più elevato (LC3) e di conseguenza un fattore di confidenza più contenuto;
- Incremento della rigidità delle murature del fabbricato mediante riduzione dei vuoti con chiusura delle porte e finestre e nicchie tamponate attualmente in laterizio o cartongesso e cerchiatura con elementi in c.a. o in acciaio delle aperture esistenti.
- Rinforzo delle murature con intonaco armato con rete in GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) o rete in acciaio zincato.
- Inserimento di tirante in copertura per eliminare il rischio di ribaltamento (effetto locale) della parete esterna posta a lato del corridoio.

L'uso dei materiali compositi sono particolarmente vulnerabili in caso di incendio, per cui in caso di progetto di adeguamento o miglioramento sismico deve essere considerata anche la condizione di carico per situazioni eccezionali (fuoco) considerando le strutture in questa situazione prive di rinforzo.

Per fornire indicazioni alla Committenza sul tipo di intervento da programmare in funzione delle disponibilità economiche si è valutato come cambia il valore dell'indicatore di rischio adeguando in progress gli elementi critici, a partire da quelli che determinano l'indice di rischio del fabbricato.

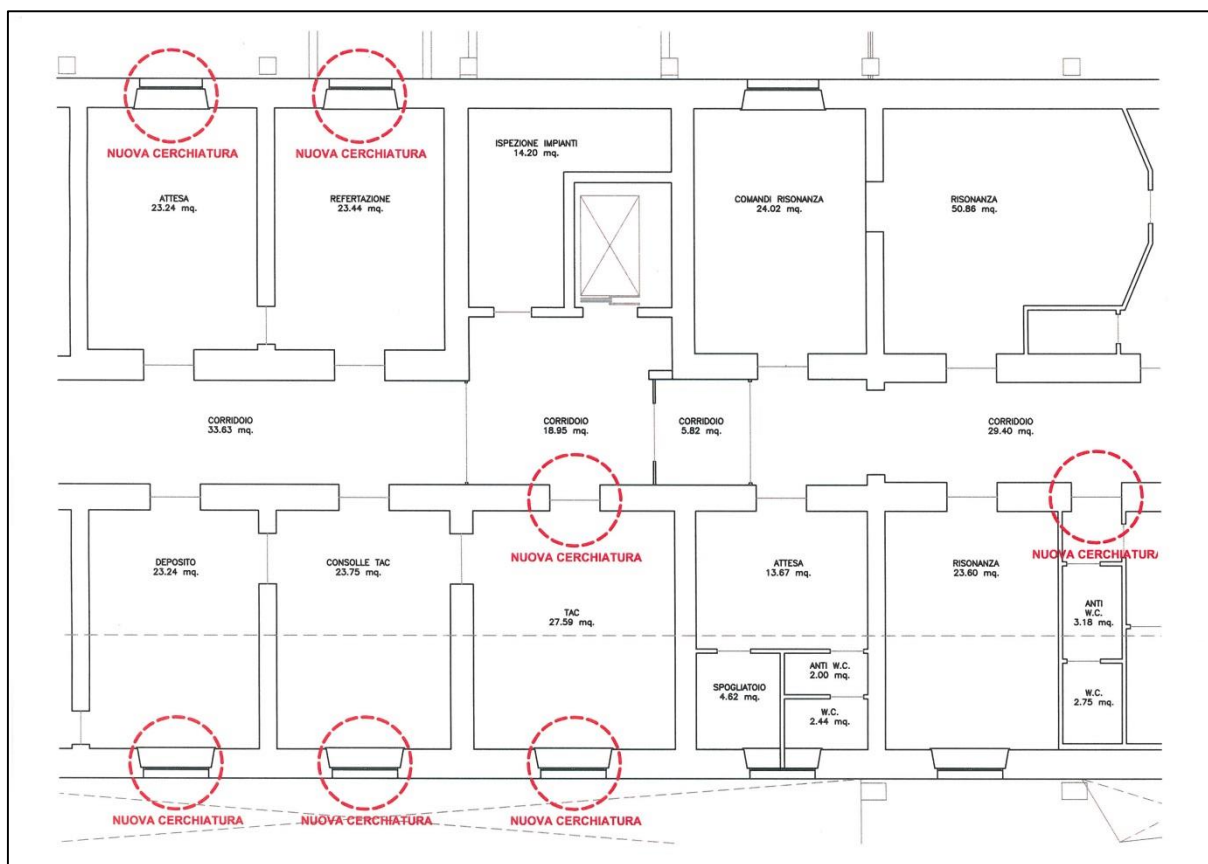
In questo modo si ha una idea dell'importanza che alcuni interventi, volti ad eliminare le carenze riscontrate, possono avere nell'innalzamento del grado di sicurezza dell'edificio.

Si è presa in considerazione la push-over n. 1 della parte vecchia di fabbricato che ha fornito l'indice di rischio minimo $I_r = 0,423$ corrispondente ad un tempo di ritorno $T_r = 117$ anni e un tempo di intervento $T_{int} = 7$ anni, e si sono eseguite alcune simulazioni.

Nella prima simulazione si è ipotizzata l'esecuzione di un piano di indagini più approfondito che consenta di avere un livello di conoscenza più elevato (LC3) e di conseguenza un fattore di confidenza più contenuto. Si è considerato solo l'incremento di resistenza della muratura, lasciando inalterati i valori dei moduli elastici per garantire la compatibilità tra le analisi dinamiche sperimentale ed analitica.

Si è potuto constatare che la verifica con valori di resistenza di muratura maggiore senza eseguire interventi non comporta incrementi significativi dell'indicatore di rischio.

Nella seconda simulazione considerando il livello di conoscenza raggiunto LC2 si è ipotizzato di realizzare le cerchiature di n. 7 aperture del piano interrato che si individuano nella seguente planimetria.



Dall'analisi dei collassi della push 1, presa in considerazione, si è infatti constatato che gli stessi avvengono in corrispondenza delle fasce di piano poste sopra gli architravi di tali aperture. Nella simulazione si supporrà che le cerchiature realizzate siano tali da garantire alla parete la stessa rigidezza che avrebbe senza la presenza dei fori.

In questa situazione l'indice di rischio della push 1 diventa $I_r = 0,556$ corrispondente ad un tempo di ritorno $T_r = 228$ anni e ad un tempo di intervento $T_{int} = 12$ anni. Ciò dimostra che anche limitati interventi, poco invasivi e mirati, consentono di ridurre notevolmente il rischio sismico.

Pertanto in base alle indicazioni della committenza sul valore dell'indicatore di rischio da raggiungere dovrà essere redatto un progetto di miglioramento/adeguamento dove dovranno essere indicate le tecniche di rinforzo prescelte per i vari elementi e riportate le opportune verifiche.

Gli interventi suggeriti vanno comunque eseguiti in base ad un progetto generale conforme alle indicazioni della committenza sull'indice di rischio che si vuole raggiungere in conformità alle norme sismiche che saranno vigenti al momento della progettazione.

A seguito degli eventuali interventi di rinforzo e consolidamento sarebbe opportuno ripetere una analisi dinamica sperimentale che consenta di rendere congruenti e attendibili i risultati del calcolo analitico.