



EX CASA DEL FASCIO E DELL'OSPITALITA' DI PREDAPPPIO RESTAURO E RIFUNZIONALIZZAZIONE

TAVOLA

- progetto preliminare -

RTG *Strutturale*
RELAZIONE TECNICA GENERALE

Il Sindaco

Geol. GIORGIO FRASSINETI

Comune di Predappio, Piazza S. Antonio n. 3 - 47016 Predappio (FC)

Il Responsabile del Procedimento

Ing. STEFANO FABBRI

Comune di Predappio, Piazza S. Antonio n. 3 - 47016 Predappio (FC)

Progetto Culturale e Programma di Valorizzazione

Dott. CARLO GIUNCHI

Studio: V.le G. Marconi, 35 - 47122 Forlì (FC)

I progettisti

Arch. ALBERTO RIDOLFI

Studio: Piazzetta M. Pagano, 5 - 47121 Forlì (FC)

Ing. ALBERTO CIPRESSI

Studio: Via Giovanni Fanti, 32 - 47122 Forlì (FC)

Arch. MICHELE ROCCHI

Studio: Via Nervesa, 6 - 47921 Rimini (RN)

Arch. FILIPPO TADDEI

Studio: Via del Daino, 29 - 47923 Rimini (RN)

Arch. MICHELA CAGNOLI

Via Cassirano, 48 - 47122 Forlì (FC)

Arch. DANIELA ORIOLI

Studio: Via Balzella, 41 - 47122 Forlì (FC)

Geol. CARLO FABBRI

Studio: Via Decio Raggi, 163-47121 Forlì (FC)

SOMMARIO

1 - PREMESSA.....	3
2 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA.....	5
3 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO	14
4 - MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO	15
5 - LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA	20
5.1 Procedure per la valutazione della sicurezza e la redazione dei progetti	20
6 - TERRENO DI FONDAZIONE	30
7 - ANALISI DEI CARICHI	32
9 - VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	35
9.1 Verifiche di regolarità	38
9.2 Classe di duttilità.....	38
9.3 Spettri di Progetto per S.L.U. e S.L.D.....	39
9.4 Metodo di Analisi.....	41
9.5 Valutazione degli spostamenti	42
9.6 Combinazione delle componenti dell'azione sismica	42
9.7 Eccentricità accidentali	43
10 - AZIONI SULLA STRUTTURA	43
10.1 Stato Limite di Salvaguardia della Vita	43
10.2 Stato Limite di Danno	45
10.3 Stati Limite di Esercizio	45
11 - CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO	47
11.1 Denominazione	47
11.2 Sintesi delle funzionalità generali.....	47
11.3 Sistemi di Riferimento.....	48
11.4 Modello di Calcolo	51
11.5 Progetto e Verifica degli elementi strutturali.....	53
12 - SPINTA DEL TERRENO	60
13 - VERIFICA DELLA VULNERABILITÀ.....	62
13.1 Metodologia di calcolo dei cinatismi	63
13.2 Principali risultati dell'analisi.....	67
14 - PROPOSTA DI INTERVENTO	73
14.1 Principali risultati dell'analisi e confronto	76

1 - PREMESSA

Oggetto della presente trattazione è la verifica tecnica dei livelli di sicurezza strutturale, mediante rilievi, definizioni e coordinamento della campagna di indagini diagnostiche, modellazioni numeriche ed analisi strutturali, dell'edificio denominato "Ex Casa del Fascio e dell'Ospitalità di Predappio" finalizzato al progetto preliminare di "restauro e rifunzionalizzazione".

Il fabbricato oggetto della presente trattazione è situato all'interno del tessuto urbano dell'abitato di Predappio (FC), con i fronti principali posti in fregio all'intersezione fra la SP n. 9ter e la SP n. 47 che porta all'abitato di Predappio Alta e con il retro in fregio all'area cortilizia adibita attualmente a parcheggio e delimitata a nord dalla via Guglielmo Oberdan e ad ovest dalla via Guglielmo Marconi.

Il presente progetto contenente le prime indicazioni strutturali atte all'intervento di restauro e rifunzionalizzazione previsto è stato redatto sulla base del materiale tecnico e documentale già nelle disponibilità del Comune, e da esso fornito, con particolare riferimento al citato progetto preliminare approvato con del. G.C. n. 159 in data 17/11/2011 e sulla base degli elaborati progettuali facenti parte del presente progetto preliminare, forniti dal progettista architettonico Arch. Alberto Ridolfi e relativo staff di progettazione.

Così come citato nella pubblicazione del Dott. Ulisse Tramonti "Progetto di recupero, rifunzionalizzazione e valorizzazione dell'architettura razionalista a Predappio - ex Casa del Fascio e dell'Ospitalità", ".... Le ex Case del Fascio sono beni di proprietà del demanio dello Stato, che a suo tempo ha richiesto alle Soprintendenze Regionali per i Beni e le Attività Culturali dell'Emilia-Romagna, il censimento di alcuni di essi per accertarne la sussistenza dei requisiti storico-artistici. Tali verifiche hanno evidenziato che alcuni di questi immobili presentano un indubbio interesse storico-architettonico, in quanto tipici esempi dell'architettura del ventennio ed espressione del linguaggio architettonico razionalista. Molti di questi edifici e specialmente alcune ex Case situate in piccole frazioni, sono state dichiarate di poco interesse e quindi con possibilità di vendita senza la prevista autorizzazione. I beni demaniali ritenuti inalienabili per il loro valore, ma in stato di avanzato degrado, possono essere trasferiti o concessi in uso ad altri soggetti pubblici, al fine di poter tutelare l'edificio con un restauro e restituirlo ad un uso pubblico, che di fatto veniva impedito dallo stato di degrado; non ci può essere quindi trasferimento senza che ne venga garantita la conservazione. Per l'ex Casa del Fascio, le destinazioni d'uso compatibili con le esigenze della tutela possono essere individuate in attività culturali, espositive, terziario avanzato, senza apportarvi modifiche che ne impediscano la lettura dell'impianto e della morfologia degli spazi interni, e l'immutabilità dell'aspetto esterno. Con Decreto del Direttore Regionale del 22-11-2010, emesso ai sensi degli artt. 10-12 del D.L.G.S. 42/2004 e S.M.I. è stata notificata la dichiarazione di interesse culturale dell'edificio ai sensi dell' art. 15, comma 1, del D.L.G.S. 42/2004."

Attualmente la proprietà della Ex Casa del Fascio e dell'Ospitalità di Predappio risulta essere stata trasferita al Comune di Predappio che pertanto ne acquisisce il titolo ad intervenire sull'immobile ed alla sua salvaguardia.

L'intervento in progetto, suddiviso in lotti, prevede che l'immobile sia contenitore di attività socio

culturali, in particolare il primo lotto prevede la realizzazione di spazi museali, con relativo bookshop, servizi e la terrazza a livello della copertura. Un secondo lotto prevederà invece l'inserimento di un ristorante, un centro ricerca - biblioteca e relativi laboratorio, emeroteca, videoteca, oltre che uffici gestionali ed amministrativi ed un eventuale bar caffetteria nella rimanente terrazza posta a livello della copertura.

L'incarico è stato affidato al sottoscritto dall'Area Lavori Pubblici del Comune di Predappio a firma del responsabile Ing. Stefano Fabbri.

2 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Il 21 aprile 1937, ricorrente il giorno natale di Roma, la Casa del Fascio e dell'Ospitalità di Predappio fu inaugurata da Donna Rachele Mussolini e dal Segretario del Partito Fascista Achille Starace e da tutte le autorità provinciali. L'edificio è stato studiato e progettato appositamente con funzione di luogo di ritrovo e di edificio pubblico dal progettista Arnaldo Fuzzi.

L'edificio è composto da due corpi di fabbrica raccordati a formare una "L" da un nucleo centrale che ospita l'ingresso principale e lo scalone monumentale a forbice.

L'edificio si sviluppa su più livelli fuori terra, un piano seminterrato, un piano terra, un piano primo e la relativa copertura piana. Oltre il livello della copertura piana svetta la torre.

La struttura portante, così come consuetudine degli edifici pubblici dell'epoca razionalista, è del tipo mista, con elementi sismo resistenti rappresentati da setti murari in laterizio portante con la presenza di elementi irrigidenti in cemento armato con tamponamenti in muratura di mattoni pieni, di spessore costante di circa cm. 90. I solai dei vari piani sono realizzati, compresa la soletta di copertura, in laterizio armato del tipo a camera d'aria. Si distinguono principalmente tre tipologie: 1) Solaio tipo STIMIP è un solaio formato da cassettoni in laterizio delimitanti i casseri per il getto delle nervature in conglomerato armato; esse possono essere disposte lungo una unica orditura STIMIP A, oppure lungo due orditure ortogonali 2) STIMIP B. I cassettoni si ottengono tramite la successione di quattro pezzi in laterizio opportunamente sagomati: gli spondali a L, le solette superiori, le tavelle da soffitto a fondello ad U. 3) solaio laterocementizio tradizionale: costituito da pignatte in laterizio con alette perimetrali che definiscono la sede per il getto delle nervature in cls; Gli spessori complessivi del pacchetto di solaio variano da un minimo di 19 cm ad un massimo di 36 cm. I ferri di armatura sono del tipo tondo liscio.



Figura 1 - Particolare armatura esistente

La tipologia detta STIMIP, sviluppata e brevettata dalla Ditta RDB di Piacenza fino dagli inizi del 1920, sono state adottate due soluzioni: la prima a nervature incrociate, e la seconda a nervature parallele, adatte per coprire grandi luci e sopportare carichi notevoli. I laterizi impiegati sono di tre tipi: elementi laterali a forma di "L", tavelloni forati superiori e tavelle da appoggiare alle ali inferiori degli elementi laterali per la formazione del piano intradorsale. I tavelloni superiori, dello spessore di cm. 5, presentano profonde

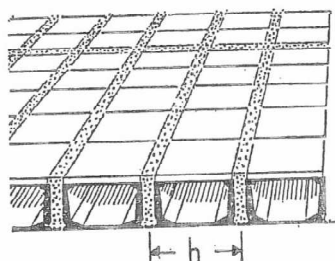
scanalature, che riempite di calcestruzzo durante il getto in opera, formano una soletta mista nella quale si sistema un'armatura di ripartizione, alloggiata nei giunti.

STIMIP — 89

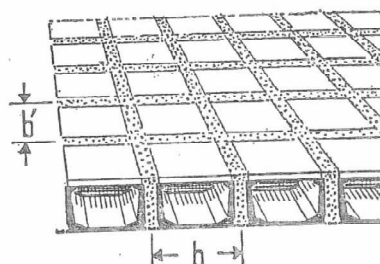
S O L A I S T I M I P

Solai per medie e grandi portate, da costruirsi in opera su impalcatura provvisoria, realizzabili sia con nervature in una sola direzione — Stimip A — che con nervature in due direzioni fra loro ortogonali — Stimip B —, quando vi sia possibilità di appoggio lungo tutto il contorno e, in caso di pianta rettangolare, il rapporto fra il lato maggiore ed il lato minore non superi 1,65.

STIMIP A



STIMIP B



Per lo Stimip A è sempre consigliabile prevedere una o due nervature di ripartizione.

Per le maggiori altezze sono indicati in tabella gli spessori consigliabili per le solette aggiuntive di conglomerato. Ad esempio Stimip B 63+5 significa che sopra al cassettone di laterizio alto 63 cm si prevede normalmente il getto di una soletta in conglomerato spessa 5 cm.

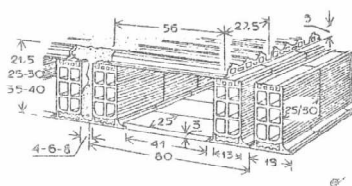
Ogni nervatura viene normalmente armata con due tondi di acciaio, dei quali uno rialzato in prossimità degli appoggi. Staffe opportunamente sagomate per mantenere le barre d'armatura distanziate fra loro ed a giusta distanza dal fondo, vengono fornite a richiesta unitamente al laterizio e all'acciaio di tensione. E' sempre consigliabile per lo Stimip A una conveniente armatura di ripartizione nella soletta.

PROGETTAZIONE STATICA

SOLAI

SOLAIO SAPAL

Portata sino a m 10

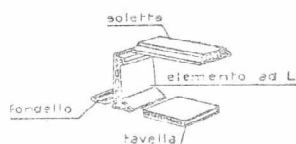
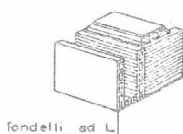
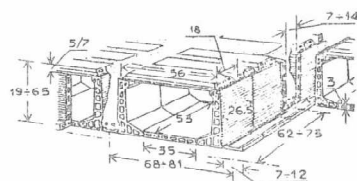


È un solaio a nervature, poste ad interasse di cm 80, formate dall'accoppiamento di due travi laterizie prefabbricate e da un travetto di conglomerato fra le stesse contenuto, il cui spessore può essere di 4-6-8 cm. Le tavelle inferiori da soffitto, spesso normalmente cm 3, sono sostituite con tavelle da cm 1,5 quando si prevede il riscaldamento a pannelli radianti. Le serpentine vengono in tal caso annegate in una soletta di conglomerato spessa cm 4 gettata su queste. Rispetto ai dati tabellari, e limitatamente alle zone interessate dalle serpentine, il volume di conglomerato viene di conseguenza aumentato di l/m^3 22,5 ed il peso proprio di kg/m^3 50.

Altezza solaio	PESO ELEMENTI LATERIZI			Peso travi confezionate		CONFEZIONE TRAVI				Larghezza travetto	Conglomerato	Peso totale in opera
	Travi	Solette	Tavole			Cemento	Sabbia	Muratore	Mancore			
cm	kg/m ²	kg/m ²	kg/m ²	kg/m	kg/m ²	kg/m ²	l/m ²	h/m ²	h/m ²	cm	l/m ²	kg/m ²
17	25	30	55	12,5	32	2	3,1	0,15	0,10	4 6 8	31,3 33,8 36,5	146 152 160
21,5	32	30	62	15,5	39	2	3,1	0,15	0,10	4 6 8	33,8 37,6 41,5	150 160 170
25	37	30	67	18	45	2,5	4,1	0,15	0,10	4 6 8	35,6 40,4 45,1	160 175 185
30	43	30	73	21	53	2,5	4,1	0,15	0,10	4 6 8	38,1 44,2 50,1	175 190 205
35	48	30	78	22,5	57	2,5	4,1	0,18	0,12	4 6 8	40,6 47,8 55,1	185 205 220
40	57	30	87	26,5	66	2,5	4,1	0,20	0,15	4 6 8	43 51,5 60	200 220 240

SOLAIO STIMIP

È un solaio formato da cassettoni di laterizio delimitanti i casseri per il getto di nervature in conglomerato armato, disposte secondo due direzioni ortogonali. La soletta di compressione può essere di laterizio (STIMIP B) oppure di laterizio e conglomerato (STIMIP MB). Detti cassettoni si ottengono con quattro pezzi: gli spondali ad L, le solette superiori, le tavelle da soffitto ed un fondello ad L di cui uno è visibile in primo piano nella figura. È particolarmente indicato per la realizzazione di piastre nervate di minimo peso proprio, vincolate o semplicemente appoggiate lungo tutto il perimetro.



Altezza solaio	STIMIP B e STIMIP MB							
	Dati per il calcolo				Dati per il preventivo			
	Spessore e tipo soletta	Interasse nervature	Spessore medio nerv.	Peso sol. in opera kg/m^2	Volume conglom. l/m^2	Peso laterizio kg/m^2		
				B	MB	B	MB	
19	in cotto (B) in cotto (B) in cotto (B) in cotto (B) in cotto (B) in cotto (B) in cotto (B) in cotto (B) in cotto (B) in cotto (B)	cm	cm	177	183	45	51	70
22		68 x 62	8,5 x 7	198	204	52	58	73
26				224	230	61	67	78
29		68 x 65	8,7 x 8	250	256	70	76	83
34			9,7 x 8	294	300	85	92	88
38		69 x 65	10 x 8	326	332	97	103	93
43				375	381	114	120	101
46		69 x 66	10 x 9	399	405	122	128	105
50		69 x 68	10 x 10	437	443	136	142	110
63		81 x 73	11,5 x 14	—	583	—	196	—
31	in cotto (B) in cotto (B) in cotto (B) in cotto (B) in cotto (B) in cotto (B) in cotto (B)	68 x 65	8,7 x 8	274	—	78	—	88
36		69 x 65	9,7 x 8	319	—	94	—	93
40			10 x 8	351	—	105	—	99
45		69 x 66	10 x 9	399	—	122	—	106
48				422	—	130	—	110
52		70 x 68	11 x 10	474	—	150	—	114
65		81 x 73	12 x 14	613	—	202	—	126

Estratto 1 - Particolare solaio STIMIP (estratto dalle indagini sui solai commissionati dalla Sovrintendenza per i beni architettonici)

Le rampe dello scalone centrale sono costituite da una soletta in c.a., mentre i pianerottoli da solette in c.a. su rete elettrosaldata. La scala a chiocciola tra il seminterrato e il piano rialzato è in c.a. autoportante,



La struttura portante della Torre, che si innalza per 43 mt, è formata da quattro pilastri, che si riducono di sezione salendo in quota, e da nove cordoli perimetrali in c.a. di notevoli dimensioni. Tale struttura è adiacente al resto dell'edificio.

L'accesso ai piani è garantito da scale interne, lo scalone centrale che collega il piano seminterrato con il piano terra e primo a disimpegnare le due ali ad "L" contrapposte e due piccole scale elicoidali che ciascuna su ogni ala collega il piano seminterrato al piano terra. La torre è invece dotata di scale con soletta rampante disposte su più lati della stessa.

Il fabbricato presenta un rivestimento in parte in mattoni di laterizio faccia a vista ed in parte con lastre di travertino ancorate alla struttura adiacente.

Allo stato attuale risultano essere presenti forti infiltrazioni di acqua meteorica, specie nei solai di copertura ed in quelli del piano primo che hanno portato in molteplici punti al distacco del copriferro dei travetti ed allo sfondellamento delle pignatte e/o tavelloni in laterizio posti all'intradosso degli stessi. Il distacco del copriferro ha inevitabilmente intaccato le ramature dei travetti, che in molteplici punti appaiono fortemente corrosi. Le strutture murarie in elevazione si presentano invece in buono stato di conservazione. Non si evidenziano infatti lesioni e/o sedimenti sull'apparato sismo-resistente verticale, segno della bontà del sistema fondazioni terreno, non evidenziando fra l'altro alcun fenomeno di cedimento in atto ne potenziale.

Il rivestimento esterno in alcuni punti appare deteriorato, mettendo a nudo le strutture sottostanti. Le lastre di travertino sono in alcune porzione state oggetto di intervento con l'inserimento di elementi di ancoraggio.

Umidità, infiltrazioni e perdite hanno anche causato l'ammaloramento dell'intonaco interno in varie parti ed il conseguente distacco dal supporto murario..

Si riportano di seguito alcune immagini riportanti lo stato dei luoghi a seguito di recenti sopralluoghi.



Figura 2 - sfondellamento del solaio al piano primo



Figura 3 - infiltrazioni a livello del solaio di copertura



Figura 4 - degrado del rivestimento in laterizio



Figura 5 - degrado del rivestimento in laterizio



Figura 6 - vista del retro - zona centrale



Figura 7 - vista del retro - zona lato nord



Figura 8- vista del retro - zona lato ovest e della torre

Vengono riportate di seguito due viste assonometriche contrapposte, utilizzate nel modello di calcolo eseguito sia per lo stato attuale che per lo stato di progetto, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione

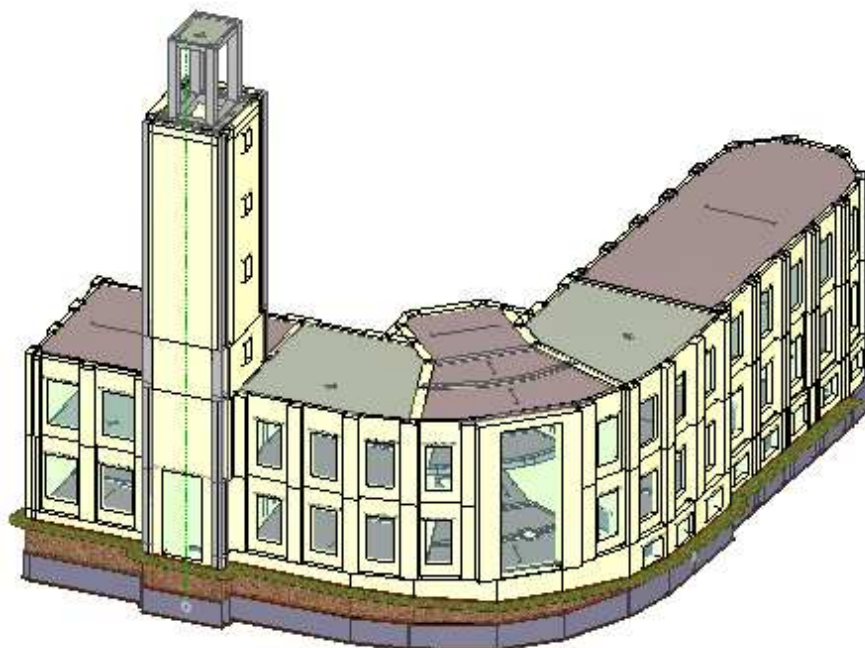


Figura 9 - Vista Anteriore della modellazione

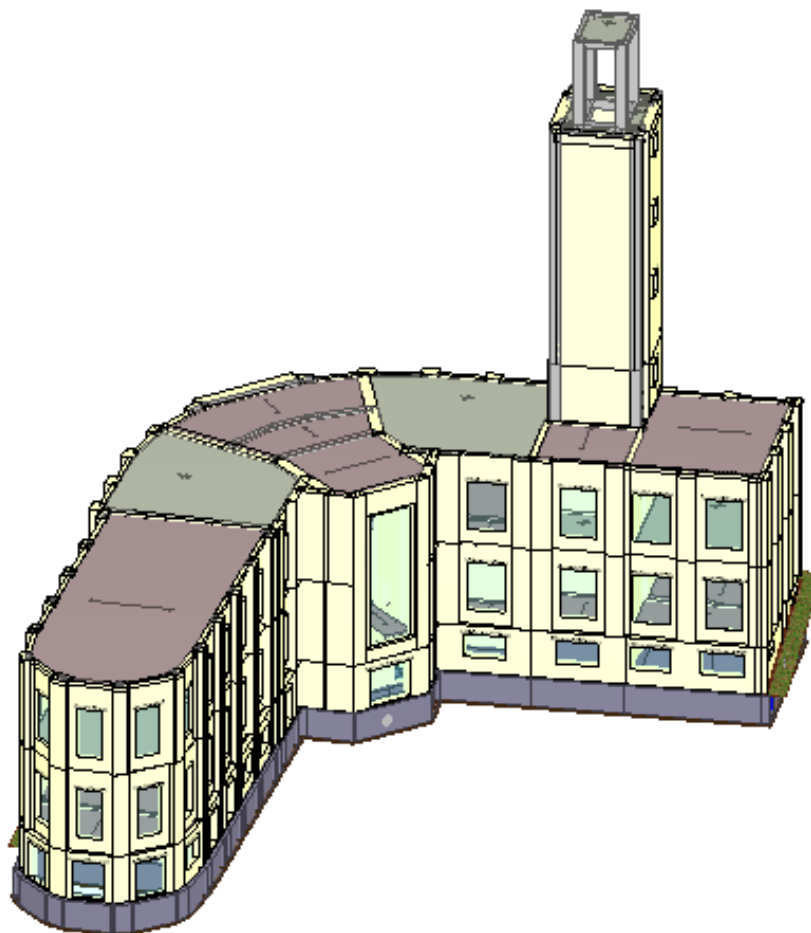


Figura 10 - Vista Posteriore della modellazione

3 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica
- Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)

"Norme tecniche per le Costruzioni"

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.)

"Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008".

Eurocodice 6 – "Progettazione delle strutture di muratura" - ENV 1996-1-1.

CNR-DT 206/2007 – "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture in Legno".

Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 9 febbraio 2011 (G.U. 26/02/2011 n. 47 – Suppl. Ord. N. 54)

"Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008".

4 - MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Per l'analisi dell'opera in oggetto allo stato di fatto sono stati considerati i seguenti materiali:

LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA

Livello di Conoscenza e Fattore di Confidenza	
LC	FC
LC1	1,35

LEGENDA:

LC [LC1] = Conoscenza Limitata - [LC2] = Conoscenza Adeguata - [LC3] = Conoscenza Accurata.

FC Fattore di confidenza applicato alle proprietà dei materiali.

MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO

Caratteristiche calcestruzzo armato															
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	C _{Erid}	Stz	R _{ck}	R _{cm}	%R _{ck}	γ _c	f _{cd}	f _{ctd}	f _{cfm}	n	n Ac
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]		[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Cl. C20/25_B450C - (C20/25)															
001	25.000	0,000010	30.200	12.583	60	F/P	25,00	-	0,85	1,50	8,71	0,78	2,01	15	002
Cl. C25/30_B450C - (C25/30)															
003	25.000	0,000010	31.447	13.103	60	F/P	30,00	-	0,85	1,50	10,45	0,88	2,27	15	002
Betoncino armato - (BtnArm)															
005	18.000	0,000010	24.665	10.277	60	P	8,00	-	0,85	1,50	3,76	0,49	1,27	15	002

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.

γ_k Peso specifico.

α_{T, i} Coefficiente di dilatazione termica.

E Modulo elastico normale.

G Modulo elastico tangenziale.

C_{Erid} Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [$E_{sisma} = E \cdot C_{Erid}$].

Stz Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).

R_{ck} Resistenza caratteristica cubica.

R_{cm} Resistenza media cubica.

%R_{ck} Percentuale di riduzione della R_{ck}

γ_c Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.

f_{cd} Resistenza di calcolo a compressione.

f_{ctd} Resistenza di calcolo a trazione.

f_{cfm} Resistenza media a trazione per flessione.

n Ac Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

MATERIALI MURATURA

Caratteristiche Muratura															
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	C _{Erid}	Stz	γ _{m,v} / γ _{m,s}	f _{cm(k)/} f _{cd,v} / f _{cd,s}	f _{tk} / f _{td,v} / f _{td,s}	f _{ck,0} / f _{cd,0,v} / f _{cd,0,s}	f _{vk0} / f _{vd0,v} / f _{vd0,s}	μ	λ	TRT	
														M	F
	[N/m³]	[1/°C]	[N/mm²]	[N/mm²]	[%]			[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]				
Muratura in mattoni pieni e malta di calce - con malta di caratteristiche scarse - (Mur)															
004	18.000	0,000010	1.500	503	60	F	2,50	3,20	0,076	3,20	0,076	0,40	20	1	2
							2,00	0,95	0,023	0,95	0,023				
								1,19	0,028	1,19	0,028				

LEGENDA:

N_{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ_k	Peso specifico.
$\alpha_{T,i}$	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
C_{Erid}	Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [$E_{sisma} = E \cdot C_{Erid}$].
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
$\gamma_{m,s}$	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV della muratura nel caso di combinazioni SISMICHE.
$\gamma_{m,v}$	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV della muratura nel caso di combinazioni a carichi VERTICALI (NON sismiche).
$f_{cm(k)}$	$f_{cm(k)}$ = Resistenza a compressione: media nel caso di muri "di Fatto" (Esistenti); caratteristica nel caso di muri "di Progetto" (Nuovi).
$f_{cd,v}$	$f_{cd,v}$ = Resistenza di calcolo a compressione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\gamma_{m,v}$ e LC/FC).
$f_{cd,s}$	$f_{cd,s}$ = Resistenza di calcolo a compressione per combinazioni SISMICHE (funzione di $\gamma_{m,s}$ e LC/FC).
f_{tk}	f_{tk} = Resistenza caratteristica a trazione. $f_{td,v}$ = Resistenza di calcolo a trazione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\gamma_{m,v}$ e LC/FC).
$f_{td,v}$	$f_{td,v}$ = Resistenza di calcolo a trazione per combinazioni SISMICHE (funzione di $\gamma_{m,s}$ e LC/FC).
$f_{td,s}$	
$f_{ck,0}$	$f_{ck,0}$ = Resistenza caratteristica a compressione orizzontale. $f_{cd,0,v}$ = Resistenza a compressione orizzontale di calcolo per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\gamma_{m,v}$ e LC/FC).
$f_{cd,0,v}$	$f_{cd,0,v}$ = Resistenza a compressione orizzontale di calcolo per combinazioni SISMICHE (funzione di $\gamma_{m,s}$ e LC/FC).
$f_{cd,0,s}$	
$f_{vk,0}$	$f_{vk,0}$ = Resistenza caratteristica a taglio senza compressione. $f_{vd,0,v}$ = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\gamma_{m,v}$ e LC/FC).
$f_{vd,0,v}$	$f_{vd,0,v}$ = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per combinazioni SISMICHE (funzione di $\gamma_{m,s}$ e LC/FC).
$f_{vd,0,s}$	
μ	Coefficiente di attrito.
λ	Snellezza.

MATERIALI ACCIAIO

Caratteristiche acciaio															
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	Stz	f _{yk,1} / f _{yk,2}	f _{tk,1} / f _{tk,2}	f _{yd,1} / f _{yd,2}	f _{td}	γ _s	γ _{M1}	γ _{M2}	γ _{M3,SLV}	γ _{M3,SLE}	γ _{M7}
	[N/m³]	[1/°C]	[N/mm²]	[N/mm²]		[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]						
Acciaio in Tondini Lisci - (esistente liscio)															
003	78.500	0,000010	210.000	80.769	-	315,60	-	228,70	-	1,15	-	-	-	-	-
						-	-	-							

LEGENDA:

N_{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ_k	Peso specifico.
$\alpha_{T,i}$	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
$f_{tk,1}$	Resistenza caratteristica a Rottura (per profili ≤ 40 mm).
$f_{tk,2}$	Resistenza caratteristica a Rottura (per profili $40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm).
f_{td}	Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
γ_s	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.
γ_{M1}	Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.
γ_{M2}	Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.
$\gamma_{M3,SLV}$	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).
$\gamma_{M3,SLE}$	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).

Caratteristiche acciaio

N_{id}	γ_k	$\alpha_{T,i}$	E	G	Stz	$f_{yk,1}/f_{yk,2}$	$f_{tk,1}/f_{tk,2}$	$f_{yd,1}/f_{yd,2}$	f_{td}	γ_s	γ_{M1}	γ_{M2}	$\gamma_{M3,SLV}$	$\gamma_{M3,SLE}$	γ_{M7}
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]						

γ_{M7} Coefficiente parziale di sicurezza precarico bulloni ad alta resistenza (Bulloni): [-] = parametro NON significativo per il materiale.

$f_{yk,1}$ Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con $t \leq 40$ mm).

$f_{yk,2}$ Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con $40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm).

$f_{yd,1}$ Resistenza di calcolo (per profili con $t \leq 40$ mm).

$f_{yd,2}$ Resistenza di calcolo (per profili con $40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm).

NOTE [-] = Parametro non significativo per il materiale.

ALTRI MATERIALI**Caratteristiche altri materiali**

N_{id}	γ_k	$\alpha_{T,i}$	E	G	C_{Erid}	f_{fk}	γ_{Rd}	η_I	$\eta_{a,1}$	$\eta_{a,2}$	$\eta_{a,3}$	TAC
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]	[N/mm ²]						
Acciaio - (Fe)												
001	78.500	0,000012	210.000	80.769	100	-	-	-	-	-	-	-

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.

γ_k Peso specifico.

$\alpha_{T,i}$ Coefficiente di dilatazione termica.

E Modulo elastico normale.

G Modulo elastico tangenziale.

C_{Erid} Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [$E_{sisma} = E \cdot C_{Erid}$].

f_{fk} Resistenza caratteristica a rottura.

γ_{Rd} Coefficiente parziale di modello per taglio-torsione.

η_I Fattore di conversione per effetti di lunga durata.

$\eta_{a,1}$ Fattore di conversione ambientale per esposizione "Interno".

$\eta_{a,2}$ Fattore di conversione ambientale per esposizione "Esterno".

$\eta_{a,3}$ Fattore di conversione ambientale per esposizione "Ambiente Aggressivo".

TAC Tipologia di Applicazione del Composito: [A] = Tipo A; [B] = Tipo B; [-] = materiale generico.

Le caratteristiche dei materiali impiegati sono state estrapolate sulla base delle indagini preliminari che sono state eseguite a seguito di sopralluoghi in sito. In particolare per gli elementi in calcestruzzo, sono state eseguite indagini complementari per il controllo della durezza dello stesso mediante l'uso di uno sclerometro marca Tecnix modello N matr. 0606788 e per le murature, sono stati assunti i parametri di resistenza ed elastici delle murature, in base alle caratteristiche delle stesse, assumendo i valori riportati nella tabella C.8A.2.1 delle NTC '08 assumendo il livello di conoscenza LC1 (Conoscenza Limitata) e relativo Fattore di confidenza pari ad 1.35.

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura $\leq 40\%$)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura $< 45\%$)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura $< 45\%$)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura $< 45\%$)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

Una adeguata campagna di indagini sulle strutture, da potersi realizzare con l'ausilio di un laboratorio certificato, potrebbe portare un livello di conoscenza superiore, sicuramente LC2, adottando pertanto un fattore di confidenza FC minore.

Una adeguata campagna di indagini sui solai, è stata già svolta qualche anno orsono commissionata dalla Soprintendenza Belle Arti e Paesaggio per le province di Ravenna, Forlì-Cesena, Rimini, ma attualmente i risultati delle prove eseguite e la documentazione tecnica di tale analisi non è stata resa disponibile allo scrivente.

Con esplicito riferimento alla muratura, per le **Combinazioni di Carico Non Sismiche**, il coefficiente di sicurezza del materiale γ_m è funzione della Classe di esecuzione, della categoria degli elementi resistenti, nonché dal tipo di malta, secondo quanto previsto nella Tab. 4.5.II di cui al § 4.5.6.1. Per le **Combinazioni di Carico Sismiche**, il coefficiente di sicurezza del materiale γ_m è assunto sempre pari a **2**, come indicato all'ultimo comma del § 7.8.1.1.

I diagrammi costitutivi degli eventuali elementi in calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in fig. (a).

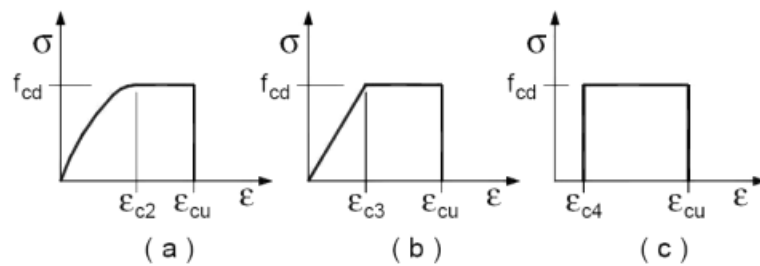


Figura 11 - Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

I valori di deformazione assunti sono:

$$\varepsilon_{c2} = 0,0020;$$

$$\varepsilon_{cu2} = 0,0035.$$

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in fig. (b).

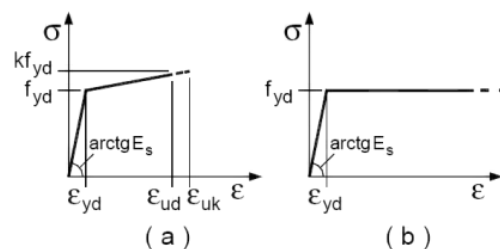


Figura 12 - Diagrammi costitutivi dell'acciaio.

La resistenza di calcolo è data da f_{yk}/γ_f . Il coefficiente di sicurezza γ_f si assume pari a 1.15.

Per il calcolo della capacità di eventuali **elementi/meccanismi duttili** o **fragili** si impiegano le proprietà dei materiali esistenti (resistenze medie ottenute dalle prove in situ e da informazioni aggiuntive) divise per i fattori di confidenza in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

Per il calcolo della capacità di resistenza degli **elementi fragili primari**, le resistenze dei materiali (resistenze medie ottenute dalle prove in situ e da informazioni aggiuntive) si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano le proprietà nominali.

5 - LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Sulla base delle informazioni acquisite:

- sulla GEOMETRIA (§ C8.A.1.A.1 - Circolare 02-02-2009 n. 617);
- sui DETTAGLI COSTRUTTIVI (§ C8.A.1.A.2 - Circolare 02-02-2009 n. 617);
- sulle PROPRIETA' DEI MATERIALI (§ C8.A.1.A.3 - Circolare 02-02-2009 n. 617).

con riferimento alla Tabella C8A.1.1 (Circolare 02-02-2009 n. 617) sono stati acquisiti il **LIVELLO DI CONOSCENZA** (LC - § C8.A.1.A.4 - Circolare 02-02-2009 n. 617) ed il **FATTORE DI CONFIDENZA** (FC - § C8.A.1.A.4 - Circolare 02-02-2009 n. 617) seguenti:

Livello di conoscenza e fattore di confidenza	
Livello di conoscenza	Fattore di confidenza
LC1	1.35

LEGENDA: Livello di conoscenza e fattore di confidenza

Livello di conoscenza [LC1] = Conoscenza Limitata - [LC2] = Conoscenza Adeguata - [LC3] = Conoscenza Accurata.

Fattore di confidenza Fattore di confidenza applicato alle proprietà dei materiali.

5.1 Procedure per la valutazione della sicurezza e la redazione dei progetti

Per edifici esistenti, in coerenza con il § 8.2 delle NTC 08, l'analisi storico-critica ed il rilievo geometrico-strutturale devono evidenziare i seguenti aspetti:

- la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- possono essere insiti e non palesi difetti di impostazione e di realizzazione;
- la costruzione può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;
- le strutture possono presentare degrado e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria.

Nella definizione dei modelli strutturali, si dovrà, inoltre, tenere conto che:

- la geometria e i dettagli costruttivi sono definiti e la loro conoscenza dipende solo dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive;
- la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali non risente delle incertezze legate alla produzione e posa in opera ma solo della omogeneità dei materiali stessi all'interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dell'affidabilità delle stesse;
- i carichi permanenti sono definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

- **Analisi storico-critica**

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è stato importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato. Viene di seguito indicata la documentazione reperita e vengono esplicitate le informazioni desunte da ciascuno dei documenti esaminati per le finalità indicate al paragrafo 8.5.1 delle NTC 08.

Così come citato nella pubblicazione del Dott. Ulisse Tramonti "Progetto di recupero, rifunzionalizzazione e valorizzazione dell'architettura razionalista a Predappio - ex Casa del Fascio e dell'Ospitalità" al capitolo "Arnaldo Fuzzi e la realizzazione della Casa del Fascio di Predappio - Cronistoria del cantiere della Casa di tutti gli Italiani" il percorso che ha portato all'edificazione del fabbricato in oggetto può essere così riepilogato.

.....

Quando Arnaldo Fuzzi fu incaricato nel 1934 del progetto per la Casa del Fascio di Predappio, la tendenza dell'architettura italiana andava via via consolidando quelle istanze del linguaggio razionalista, che stava per esprimere in Italia le sue migliori realizzazioni. Fuzzi fu certamente sensibile nella sua progettazione a quelle concezioni dichiarate da Giuseppe Terragni e che avevano animato il progetto della Casa del Fascio di Como, concepito e realizzato fra il 1932 e il 1936. Terragni considerava la Casa del Fascio una costruzione per il popolo e quindi un'architettura prevalentemente politica, dove dovevano coagularsi quei "fattori morali, politici, propagandistici...che si traducono in linea di progettazione in elementi di arricchimento, quali l'impiego di materiali di rivestimento di pregio e di durata, una maggiore libertà nello studio delle proporzioni degli ambienti, una perfetta organizzazione degli impianti, un carattere più decisamente celebrativo... se ai fini utilitari e funzionali di una casa da uffici, serve tanto una parete intonacata quanto una parete di marmo, al carattere di un edificio rappresentativo può servire solo una parete di marmo. La documentazione storica e iconografica riferita alla Casa del Fascio di Predappio è purtroppo carente rispetto a quella esistente per altri edifici progettati per la nuova borgata; addirittura inesistente presso l'Archivio di Stato di Forlì e l'Archivio Storico del Comune di Predappio, mentre trova una qualche documentazione presso l'Archivio Centrale dello Stato di Roma, dove i documenti vengono però confusi con quelli di Predappio Alta, dove la Casa del Fascio era ospitata nel vecchio edificio comunale. L'unica immagine grafica di riferimento reperibile presso l'ACS di Roma è la foto di una prospettiva dell'idea progettuale iniziale: un edificio rivestito totalmente di travertino vero e finto, dove veniva assunto da Fuzzi quel particolare atteggiamento comune a molti progettisti del Moderno, che esprimeva la tendenza consolidata di adottare per gli esterni dei loro edifici l'uso esclusivo del bianco, senza prevedere l'inevitabile e facile degrado a cui sarebbero andati incontro. Il falso travertino, economicamente più vantaggioso, ebbe a Predappio rare applicazioni: sporadicamente utilizzato negli stabilimenti dell'Aeronautica Caproni, ebbe larga applicazione, per economia di guerra, nella definitiva ristrutturazione della Caserma Carabinieri completata nel 1941 dallo stesso Fuzzi.

La centralità dell'area su cui doveva sorgere la nuova casa era assoluta, strategica, ideale cerniera fra la nuova cittadina ormai conformata e la vecchia Predappio. La torre littoria, che prevedeva sulla sua sommità un orologio, sapientemente decentrata rispetto all'angolo dell'edificio, lasciava il posto ad un grande arco trilitico, che si contrapponeva senza subordinarsi, né formalmente, né ideologicamente a quello

imponente, nella sua concezione neocinquecentesca, della Parrocchiale di Sant'Antonio progettata da Cesare Bazzani: un atrio sempre aperto come quello della chiesa, come una grande bocca, che doveva accogliere come ben veniva specificato da L'Illustrazione Italiana "la militante fede di ognuno e di tutti", essendo la Casa "familiare e nazionale per eccellenza, aperta alla visita di tutti, italiani e non italiani o non fascisti indistintamente". Il grande arco, enfatizzato dalla scalinata in granito realizzata per risolvere la differenza fra le diverse quote altimetriche, aveva nella sua primaria ideazione precisi riferimenti ad alcune soluzioni compositive che l'architetto Giuseppe Vaccaro, amico e compagno di studi di Fuzzi, aveva adottato per l'ingresso dell'edificio delle Poste Centrali di Napoli nel 1932. Sul fronte della Casa mancava totalmente la presenza di un arengario, a cui forse si era pensato di supplire con il grande tetto terrazzo di copertura, o con i balconi già presenti sulla piazza, come quello della Casa dei Sanitari, quello terminale della Scalea o ancor più quello istituzionale di palazzo Varano. Per l'arengario bastava forse anche la sola sommità della scalinata d'ingresso, concepita come un palcoscenico, come di fatto viene spesso documentato dalle immagini dell'epoca. Un vero e proprio arengario era invece costituito, all'interno dell'edificio, dalla balconata di sbarco dello scalone al primo piano, che si affaccia sull'atrio a doppio volume, uno spazio di soglia semipubblico e del tutto originale, che funzionalmente si atteneva in maniera formidabile a uno dei due principi informatori, proposti da Giuseppe Terragni per delineare l'ideale Casa del Fascismo, e cioè: "l'annullamento di ogni soluzione di continuità fra interno ed esterno, rendendo possibile che un gerarca parli agli ascoltatori riuniti nella sala adunate e che sia contemporaneamente seguito ed ascoltato dalla massa riunita sulla piazza". Le grandi superfici vetrate ritornavano invece alle disposizioni dettate un decennio avanti da Leandro Arpinati, che voleva per la nuova Casa stanze inondate di luce a rappresentare anche un'invocata trasparenza ideologica. Concezione fatta propria anche da Terragni, che proponeva come secondo principio informatore l'ampio uso di superfici vetrate, che con la loro trasparenza, non avrebbero creato "nessun ingombro, nessuna barriera, nessun ostacolo tra gerarchie politiche e popolo". Fuzzi poneva sulla parete d'ingresso della torre littoria, da dove il suono della campana chiamava alle adunate, un unico elemento decorativo, e cioè tre ravvicinati e stilizzati fasci littori in travertino, a supporre la metafora laica della trinità, ossia la valenza sacrale insita nel numero tre, quale simbologia di perfezione, di totalità, o l'allusione ai livelli della vita umana: materiale, razionale, spirituale, nonché alle tre fasi dell'evoluzione mistica: la purificazione, l'illuminazione, la congiunzione con la divinità. Il culto del littorio si esprimeva dunque nella venerazione di massa di una dottrina politica, nella deificazione del Duce, un vero e proprio nume tutelare, ritenuto l'incarnazione di onnipotenza e di verità fascista e nell'ostentazione del fascio littorio, quale segno distintivo di una religione laica che si esprimeva anche con dogmi e comandamenti. Nessuno di questi ultimi ebbe spazio sull'aerea facciata della Casa del Fascio di Predappio, che corse il rischio, fortunatamente sventato, proprio come la Casa del Fascio di Como di dover portare sull'unica parte piena della facciata principale sulla torre, a lettere luminose, la massima significazione del masochismo demenziale del fascismo, e cioè l'imperativo credere, obbedire e combattere. All'uniformità dell'immagine del prospetto iniziale e alle diverse soluzioni materiche Fuzzi aveva dunque operato nella soluzione definitiva una gerarchizzazione formale e cromatica: la parte centrale, angolare e convessa, fu monumentalizzata da un ordine gigante di lesene, che in partizione simmetrica contornavano l'alto arco trilitico d'ingresso e chiudevano, a comprendere e a segnalare l'altro elemento fondamentale dell'insieme, la Torre Littoria, posizionata in modo da reagire con maggiore efficacia alle relazioni prospettiche del fronte. La Torre in sé

non aveva nessuna utilità pratica ma solo il compito altissimo di portare la campana dei caduti della rivoluzione, così in alto che tutti la potessero sentire; Mussolini ne ricordava l'importanza soprattutto per le città di nuova fondazione: "Io dico ai contadini e ai rurali che essi, da vecchi soldati, debbono guardare a questa torre che domina la pianura e che è un simbolo della potenza fascista: convergendo verso di essa, troveranno quando occorra, aiuto e giustizia." Una volumetria compatta questa del corpo centrale che formalmente si presentava conclusa nelle due parti laterali, di diversa dimensione e conformazione; un impaginato prospettico che contrasta quello fortemente verticalizzato della parte centrale, con un andamento orizzontale espresso dalle bianche fasce di travertino che circondano i due corpi e che spezzano la verticalità delle lesene, annullate matericamente e cromaticamente dal rivestimento in cotto. Le uniche planimetrie reperibili sono quelle catastali, stilate nel 1939 dal tecnico comunale Adolfo Costa, dove troviamo la distribuzione interna della Casa funzionante fino al 1943. Non esistono tavole del progetto strutturale e per ora anche i disegni depositati presso l'ACS di Roma, in restauro purtroppo da qualche anno e quindi non consultabili, non possono portarci aiuto e forse non ce lo porteranno mai, poiché l'aver confuso i documenti della Casa di Predappio con quelli di Predappio Alta fanno temere che tali disegni si riferiscano purtroppo alla seconda.

La natura geologica del terreno su cui doveva essere impostato il grande edificio era noto a Fuzzi, attraverso i dati reperiti dopo la trivellazione di due pozzi, effettuata nel 1928 per l'approvvigionamento idrico della zona: scarse acque sotterranee, saltuarie e limitate alla parte più profonda delle ghiaie sabbiose presenti; esistenza di terreno argilloso-limoso di origine alluvionale, subito al di sotto del suolo vegetale, che risultava preconsolidato per essiccamento e reso compatto fino ad una profondità di 1,5 m, e adatto a sopportare un peso di 1,2 kg/cmq; tale terreno diventava molto compatto oltre questa profondità, fino a sostenere 2-4 kg/cmq, e quindi idoneo a sopportare strutture pesanti con ossature in cemento armato e muri di rilevante spessore in mattoni pieni. Predappio era stata esonerata dal rispetto della normativa sismica con RDL n. 1213 del 27 luglio 1931, e questa esclusione però non impedì di adottare le norme speciali di buona costruzione, contenute nel testo delle Norme Tecniche di Edilizia Asismica, definitivamente approvato con R.D. 3 aprile 1930, n. 682, convertito con legge 6 gennaio 1931, n. 92, e a cui certamente Fuzzi si attenne.

L'ex Casa del Fascio insiste su di un'area di 2214 mq. di cui ricopre 939 mq. per una volumetria complessiva di 16.370 mc. così suddivisa: mc. 3147 per il piano seminterrato, mc. 5435 per il piano sopraelevato, mc. 5788 per il primo piano e infine mc. 2000 per il corpo della Torre.

L'altezza utile dei vani varia da ml. 3.05 del piano seminterrato a ml. 5.60 del piano sopraelevato, mentre il primo piano presenta altezze variabili da ml. 5.40 a ml. 6.30. L'edificio è composto da due corpi di fabbrica raccordati a formare una "L" da un nucleo centrale che ospita l'ingresso principale e lo scalone monumentale a forbice. L'analisi delle strutture è stata ottenuta dalla visione diretta e dalle prove sui materiali effettuate su campioni, dal laboratorio del Dipartimento di Scienza delle Costruzioni della Facoltà di Architettura dell'Università di Firenze.

La struttura portante è in cemento armato con tamponamenti in muratura di mattoni pieni, di spessore costante di circa cm. 90. I solai dei vari piani sono realizzati, compresa la soletta di copertura, in laterizio armato del tipo a camera d'aria. Di questa tipologia detta STIMIP, sviluppata e brevettata dalla Ditta RDB di Piacenza fino dagli inizi del 1920, sono state adottate due soluzioni: la prima a nervature incrociate, e

la seconda a nervature parallele, adatte per coprire grandi luci e sopportare carichi notevoli. I laterizi impiegati sono di tre tipi: elementi laterali a forma di "L", tavelloni forati superiori e tavelle da appoggiare alle ali inferiori degli elementi laterali per la formazione del piano intradorsale. I tavelloni superiori, dello spessore di cm. 5, presentano profonde scanalature, che riempite di calcestruzzo durante il getto in opera, formano una soletta mista nella quale si sistema un'armatura di ripartizione, alloggiata nei giunti. Le rampe dello scalone centrale sono costituite da una soletta in c.a., mentre i pianerottoli da solette in c.a. su rete elettrosaldata. La scala a chiocciola tra il seminterrato e il piano rialzato è in c.a. autoportante, mentre la scala della Torre è realizzata con soletta mista di laterizio e c.a.

I pilastri e i solai all'interno dell'edificio sono collegati tra loro da tre grandi cordoli perimetrali in c.a., uno per ogni piano.

La struttura portante della Torre, che si innalza per 43 mt., staccata dal resto dell'edificio è formata da quattro pilastri, che si riducono di sezione salendo in quota, e da nove cordoli perimetrali in c.a. di notevoli dimensioni.

La costruzione della Casa era sottoposta alla sorveglianza del Consigliere Nazionale, on. Giovanni Marinelli, Segretario Amministrativo a Roma del Partito Nazionale Fascista, che inviava a Predappio, a cadenze ravvicinate, gli ingegneri Nicoli e Forastieri per dettagliati rapporti sul funzionamento e sulle spese di quell'importante cantiere che impegnava ben 24 operai. Anche la Federazione Fascista Forlivese, attraverso il suo segretario conte Pio Teodorani Fabbri, seguiva giornalmente i lavori e inviava a sua volta informazioni al Direttorio Nazionale. I rapporti fra l'ing. Fuzzi, coadiuvato nella Direzione Lavori dall'ing. Ferruccio "Moro" Gavelli e dal geom. Furlani e gli uffici romani furono caratterizzati da incomprensioni e dissapori. La data fissata per l'inaugurazione dell'edificio il 28 ottobre del 1935, fu il primo elemento di contrasto fra le parti: Fuzzi, impegnato su altri importanti cantieri, aveva terminato la redazione dettagliata del progetto esecutivo delle finiture solo nel maggio del 1935 e gli uffici romani a loro volta stavano cercando di limitare le spese, modificando quanto più possibile i materiali previsti. L'ing. Forastieri, nel sopralluogo del 10 maggio 1935 rassicurava Marinelli che le murature eseguite fino a quel momento dalla Cooperativa Muratori di Cesena, erano state realizzate "benissimo e con cura" e che le spese fino a quel momento sostenute erano contenute nella cifra preventivata. Forastieri aveva anche parole di apprezzamento per il solo Fuzzi, poiché aveva ascoltato i suoi consigli per la scelta del rivestimento esterno, più economico e finalizzato ad un migliore effetto decorativo dell'insieme: "il travertino avrebbe perso il suo carattere altamente decorativo, per assumere quello assai più secondario di un semplice rivestimento, mentre avrebbe avuto un effetto artistico molto maggiore se ci si fosse limitati ad eseguire con esso solo le parti di maggior rilievo della facciata (lesene, fasce, pilastri, cornicioni) eseguendo invece con altro materiale (una cortina in mattoni) le zone di facciata riquadrate da tali elementi in travertino".¹⁰ La data dell'inaugurazione veniva intanto posticipata al 28 ottobre dell'anno successivo, a seguito della difficoltà dei tempi di fornitura dei rivestimenti affidati alla cura dell'ing. Peverelli della Federazione Industrie Estrattive, che prometteva "di fornire gratuitamente tutto il marmo occorrente per i rivestimenti interni degli atri, scalone, saloni, e per la pavimentazione di tali ambienti, senza limitazione di quantità." Forastieri sperava inoltre di ottenere a queste condizioni anche il travertino del rivestimento esterno: "ad ogni modo credo che si riuscirà ad avere gratuitamente anche tale materiale. Non è infatti il caso di eseguire il rivestimento con altre pietre (marmo o pietra di Trani) perché di molto minor pregio decorativo". Non fu però così: Peverelli

aveva poche cave di travertino affiliate alla Federazione che presiedeva e riuscì solo a strappare un prezzo conveniente alla Società Marmi e Pietre d'Italia per la fornitura di lastre di travertino che furono lavorate nei laboratori delle Acque Albule di Tivoli. Forastieri ritenne inoltre che "i migliori mattoni per il rivestimento esterno risultavano di gran lunga quelli fabbricati dalla Fornace Rizzi di Piacenza", che furono adottati, nonostante l'alto costo, per essere mattoni da cortina di tipo cotto antico. Nell'aprile del 1936 l'ing. Gavelli avvertì Teodorani Fabbri che le spese avrebbero superato certamente l'importo preventivato e propose, d'accordo con il progettista, di comunicare al Direttorio Nazionale che dei 2.000 mq. del rivestimento esterno, ci si poteva limitare alla copertura di una superficie di soli 500 mq. riferiti allo zoccolo perimetrale e alla torre Littoria e concludere tutte le parti restanti con un ottimo intonaco Terranova rosso pompeiano, come quello utilizzato da Cesare Valle nella vicina Forlì per l'edificio dell'ONB; Teodorani Fabbri avvertiva a sua volta e celermente Marinelli pregandolo, nella riduzione delle superfici rivestite, di mantenere comunque per lo zoccolo il travertino imperiale scuro antico lucidato, prodotto nel senese, a Serre di Rapolano. Per decisione superiore e nonostante gli elevati costi, il rivestimento esterno fu mantenuto a scapito della realizzazione degli arredi interni, limitati ai soli uffici del primo piano poiché necessari alla Segreteria Particolare nel tempo in cui Mussolini si sarebbe trattenuto alla Rocca delle Caminate. Nel sopralluogo del 28 agosto 1936 l'ing. Forastieri, in presenza di Teodorani Fabbri prendeva alcune importanti decisioni per ridurre ulteriormente i costi, proponendo la sostituzione della grande vetrata dello scalone d'onore, prevista sabbiata e incisa con i più celebri motti del fascismo, (£ 17.000) con un meno costoso vetro del tipo Termolux e la sostituzione dei lampadari artistici (£ 24.000) della ditta Fontana di Milano, con apparecchi di illuminazione sempre decorosi ma di tipo normale e più economici; propose infine per il pavimento della sala d'ingresso agli uffici l'adozione del gres ceramico al posto della prevista quarzite. Furono abolite totalmente le tende avvolgibili che prevedevano un costo di lire 17.000. Agli inizi di settembre del 1936 Teodorani Fabbri annunciava a Marinelli che i ritardi per la fornitura del travertino e la mancanza di autorizzazione da Roma per l'esecuzione degli infissi in legno dell'interno, avrebbero procrastinato ancora una volta la data dell'inaugurazione prevista per il successivo ottobre. Marinelli a sua volta nel telegramma inviato alla Prefettura di Forlì e al segretario particolare del Duce, Gran Croce Osvaldo Sebastiani, imputava l'increscioso spostamento della data di inaugurazione alla ritardata consegna del travertino, ma soprattutto alle lunghe assenze dal cantiere dell'ing. Fuzzi e del Direttore dei Lavori ing. Gavelli, impegnato in quel tempo a Padova per un'istruzione militare che lo avrebbe avanzato al grado di Capitano. Alla fine di novembre del 1936 i marmi interni dei pavimenti e i rivestimenti esterni erano applicati. Il segr. Marinelli, nella memoria inviata a Benito Mussolini sul cantiere della Casa del Fascio di Predappio, lamentava l'eccessivo aumento delle spese che da un milione erano passate a un milione e cinquecento mila lire, esclusi gli arredi, riversando tutta la responsabilità all'ing. Gavelli, direttore dei lavori, che durante l'esecuzione aveva fornito sempre dati incompleti, nascondendo così la reale situazione dei costi. Marinelli lamentava anche il fatto che Gavelli non ascoltasse i suoi consigli, come quando per economia egli stesso aveva disposto che il rivestimento esterno fosse eseguito con materiale lavorato per falda: la direzione lavori decise invece d'autorità e con un conseguente aggravio di spesa di eseguire interamente il rivestimento lavorato per contro falda. Il Gran Consigliere denunciava inoltre, imputandoli sempre ai due tecnici forlivesi, altri ulteriori eccessi, come l'uso indiscriminato del ferro e del rame nella balaustrata dello scalone principale e la realizzazione della costosissima vetrata curva in ferro verniciata a cellulosa, per non tralasciare infine nell'atrio il cancello

verticale scorrevole, che richiedeva per la manovra di chiusura un apposito e costoso apparecchio elettrico. Il pagamento dell'arredo delle sale gestite al piano sopraelevato dall'Opera Nazionale Dopolavoro (OND), che si aggirava intorno alle 18.000 lire, furono accollate all'organizzazione dopolavoristica stessa, che doveva inoltre versare al Direttorio Nazionale la somma forfettaria di lire 100.000 per l'affitto dei locali di durata trentennale, cifra peraltro mai pagata e annullata nel 1941. Il primo aprile 1937 gli ingg. Nicoli e Forastieri effettuarono un ennesimo sopralluogo prima dell'inaugurazione e annotarono con disappunto, che gli intonaci erano stati affrettati e non eseguiti con accuratezza, che alcuni lastroni di travertino sul portale della Torre si stavano staccando e presentavano fratture in più punti e infine che i soffitti dell'ultimo piano presentavano macchie di umidità dal terrazzo, a causa della "deplorable lentezza con la quale venne provveduto alla impermeabilizzazione". In effetti, come rivelerà nel 1941 l'ing. Leopoldo Taccheri del Genio Civile di Forlì, la copertura a terrazzo dell'edificio non era stata ben congeniata, poiché composta da più sistemi contrapposti che singolarmente reagivano in maniera diversa al variare delle temperature: "la copertura del solaio in c.a. è a struttura mista. Su di esso è stato collocato un sistema coibente costituito da lana di vetro contenuta tra muretti di mattoni forati dell'altezza di cm. 15 e protetta da tavelloni forati appoggiati sui citati muretti. Sopra è stato messo un massetto di conglomerato cementizio con intonaco superiore: su questo è stato posto un cartone catramato, poi il sistema impermeabilizzato Brevetto Alaimo, il tutto protetto da un pavimento greificato". Il 21 aprile del 1937 la Casa veniva finalmente inaugurata, non completata e senza la prevista sistemazione dell'area retrostante a giardino, nonostante la decisione della Coorte di Forlì del Ministero dell'Agricoltura e delle Foreste di fruire per l'abbellimento del giardino stesso, la messa a dimora di piante provenienti dal Vivaio Forestale di Predappio. Il successivo 25 aprile a soli quattro giorni dall'inaugurazione, in presenza del Duce, veniva eseguito un sopralluogo dal progettista ing. Fuzzi, dal Direttore dei Lavori ing. Gavelli e dall'ing. Nicoli del Direttorio Nazionale. Vennero annotate le finiture mancanti come una guida di gomma per lo scalone da preferire al cocco, perché più facile da pulire, una vetrata tra il ristorante e la cucina, anch'essa da aumentare per fornire velocemente 250 razioni e ancora per il piano sopraelevato un'aggiunta di 6 tavoli rotondi con 3 sedie ciascuno nella sala del Caffè. Nel Salone delle Adunanze era invece necessario apporre una zoccolatura in marmo lungo le pareti, per evitare imbrattature come già avvenuto per la sera dell'inaugurazione, griglie in ferro e rame per coprire 13 termosifoni, altre sedie e 12 lampadari a muro in cristallo, da chiedere scontati alla Ditta Fontana di Milano. Nell'Antisala invece erano necessari 2 divani e 5 griglie copri radiatori e Lapidi riportanti il discorso del Duce sulla fondazione dell'Impero e sul proclama dei Quadrumviri. La Direzione Lavori propose anche di acquistare il ritratto del Duce, dipinto da Francesco Olivucci, già posto nel Salone delle Adunanze e il busto del Duce messo nell'Antisala, realizzato in gesso da Roberto de Cupis e che poteva esser nobilitato con la patinatura a bronzo. Mussolini dal canto suo, segnalò la necessità di apporre a tutte le finestre tende avvolgibili, per salvaguardare i mobili dalla luce diretta del sole. Dopo aver esaminato la relazione di sopralluogo Marinelli chiese prontamente al ministro Cobolli Gigli l'autorizzazione per l'ingegnere capo del Genio Civile di Forlì Leopoldo Taccheri, a presiedere la commissione di collaudo dell'edificio appena completato.

La Casa del Fascio e dell'Ospitalità era dunque pronta ad accogliere i pellegrini e ad esser soggetta in poco tempo ad un'usura a cui nessuna altra Casa del Fascio fu sottoposta. Nel giugno del 1937, l'ing. Nicoli segnalava già la necessità del rifacimento di alcune parti della pavimentazione del tetto copertura, poiché presentava in molti punti scarsa aderenza al sottostrato. Taccheri compì il collaudo definitivo il 7

aprile del 1938. La grave situazione di degrado indusse la locale segreteria del Fascio a incaricare per una perizia, il tecnico comunale Adolfo Costa che il 2 dicembre 1940 consegnò una relazione sullo stato di fatto e una conseguente valutazione di intervento, che Augusto Moschi inviò prontamente a Roma a Giovanni Montefusco, capo dei servizi amministrativi del PNF. Costa giustificava l'urgente intervento per il degrado provocato dalla presenza di un gran numero di visitatori, per la mancata manutenzione di alcuni lavori malriusciti e perché l'intera costruzione non era stata completamente ultimata in ogni suo particolare. Il tecnico proponeva di suddividere i lavori necessari in due gruppi, distinguendo quelli urgenti e sostanziali per la struttura da quelli dell'arredo interno. Il problema da risolvere velocemente era quello della copertura a terrazza, che impegnava circa 950 mq. e la cui cattiva realizzazione produceva preoccupanti infiltrazioni d'acqua che provocavano ai plafoni del primo piano, peraltro la parte più rappresentativa dell'intero complesso, macchie, corti circuiti, danni ai ferri dei cordoli e delle strutture in cemento armato. Necessaria era anche l'impermeabilizzazione dei parapetti e il ripristino dei vari scarichi delle terrazze posti all'interno dei muri. Per la risoluzione del grave problema delle infiltrazioni Costa proponeva la demolizione totale del pavimento, in più parti sconnesso, composto da esagonette greificate, per potere fare una nuova impermeabilizzazione e una nuova pavimentazione protettiva in quadroni di cemento idrofugato, con giunti di dilatazione in canapa bitumata (tipo "Cincinnati"). Necessaria per Costa anche l'ispezione di tutte le lastre in travertino del rivestimento esterno, poiché per le infiltrazioni e per la mancanza in molti punti di grappe di ancoraggio, il distacco era inevitabile (una lastra del portale principale si era già staccata e si era frantumata sulla scala d'ingresso). Urgenti anche la riparazione del delicatissimo cancello automatico verticale, azionato da un motorino elettrico, per assicurare la chiusura notturna dell'edificio; la rimessa a punto dei servizi igienici, dove alcuni apparecchi sanitari erano rotti, mancanti dei sedili e dei pulsanti e dove molte piastrelle smaltate Ginori erano rotte o mancanti e molti scarichi, per il cattivo uso erano ostruiti. Inoltre dovevano essere riparate le tende Italia esistenti, messe in opera nel novembre 1937 e approntare ulteriori tende oscuranti per riparare dalla luce il mobilio. Urgente anche la messa a punto dell'impianto d'illuminazione, dove mancavano, deviatori, interruttori e alcuni diffusori erano rotti e pericolanti.

Al secondo gruppo di lavori, non meno urgenti, Costa affidava il completamento del Salone dei Marmi in cui era necessaria la messa in opera di un rivestimento con marmi idonei a quelli esterni (125 mq.), di copriradiatori (17 da 2,50x0,90), di speciali lampade moderne (12) in vetro massiccio come quelle già in opera in fondo alla sala, tendaggi alle vetrate e alle porte fra sala e antisala (17 finestre e 2 porte), infine la ritinteggiatura delle pareti e dei soffitti.

Al piano sopraelevato erano invece necessari, sempre secondo il rapporto di Adolfo Costa, il rivestimento con pannelli di compensato lucidato ad altezza conveniente, delle pareti del Ristorante, del Caffè, della Sala Biliardi e della Sala Gioco, onde eliminare lo sconcio delle ditate, delle macchie e sporco che si notano nelle tinteggiature delle pareti a contatto con il pubblico, inoltre la riparazione e l'imbottitura dei divani del Caffè e la riparazione e sistemazione dei banchi di mescita molto deteriorati. Il tutto per una previsione di spesa di 200.000 lire.

La preoccupazione per la manutenzione di quella che era la Casa di tutti gli Italiani indusse l'ing. Tullio Nicoli, che ben conosceva l'edificio predappiese, a relazionare con immediatezza a sua eccellenza Adelchi Serena, segretario del PNF, che a sua volta ordinò al Genio Civile di Forlì di verificare, ma soprattutto di quantificare, l'entità dell'intervento.²⁶ L'ing. Leopoldo Taccheri nel giugno del 1941 inviava al Direttorio

una sua relazione, che confermava quella del geometra comunale Costa, ma che prevedeva una spesa ben superiore di 417.000 lire, di cui 258.000 da destinare ai lavori urgenti. Il costo era aumentato per alcune modifiche che Taccheri proponeva riguardo al rifacimento del tetto terrazza, da mettere in opera con le tecnologie più innovative, ai materiali di rivestimento degli spazi interni dedicati al pubblico, dove al legno si voleva sostituire un rivestimento con "Stalattite del Carso", e ai copriradiatori metallici, quelli realizzati in noce lucidato. In più all'esterno si predisponeva un'illuminazione di gala della Torre, visti i difficili tempi di guerra, con il motto *Credere, Obbedire, Combattere*, a scrittura imitante la calligrafia del Duce.

Luigi Mancini, segretario federale dei servizi tecnici PNF, nell'agosto del 1941 autorizzava i lavori più urgenti, assumendosi il carico delle spese e rimandando il restauro dei mobili e delle tappezzerie a carico della locale OND. I lavori dovevano essere seguiti e vigilati dai tecnici del Genio Civile di Forlì. La stesura del Capitolato e l'approvazione dei preventivi più convenienti si protrasse per tutto il 1942, nonostante il deterioramento della struttura paresse sempre più grave.

Il Segretario Federale Provinciale, conte Paolo Antonio Guarini denunciava nel gennaio del 1943 al Direttorio Nazionale, che diverse lastre di travertino del rivestimento esterno erano distaccate e pericolanti e alcune, dove possibile, puntellate. La risposta di autorizzazione dell'esecuzione del ripristino del rivestimento esterno fu immediato e la Federazione Forlivese inviò un suo tecnico, il geom. Dino Bissi per la soluzione del problema.

Il problema della copertura non era stato invece ancora affrontato e dopo un lungo tergiversare sulle offerte della Ditta SAMEA di Forlì e della Ditta Giovanni Versari, Costruzioni Edili Predappio, venne scelto il preventivo di quest'ultima, come comunicato dal Direttorio Nazionale al Segretario Federale Forlivese il 22 luglio 1943.

La caduta del Fascismo nella notte tra il 24 e 25 luglio 1943 pose fine a qualsiasi intervento di recupero. La Casa del Fascio e dell'Ospitalità di Predappio e di tutti gli Italiani cessava il suo ruolo di polo di attrazione ideologica e ricreativa e si avviava verso il devastante degrado in cui oggi ci viene consegnata.



Figura 13 - Foto dell'edificio in fase di costruzione (1934)

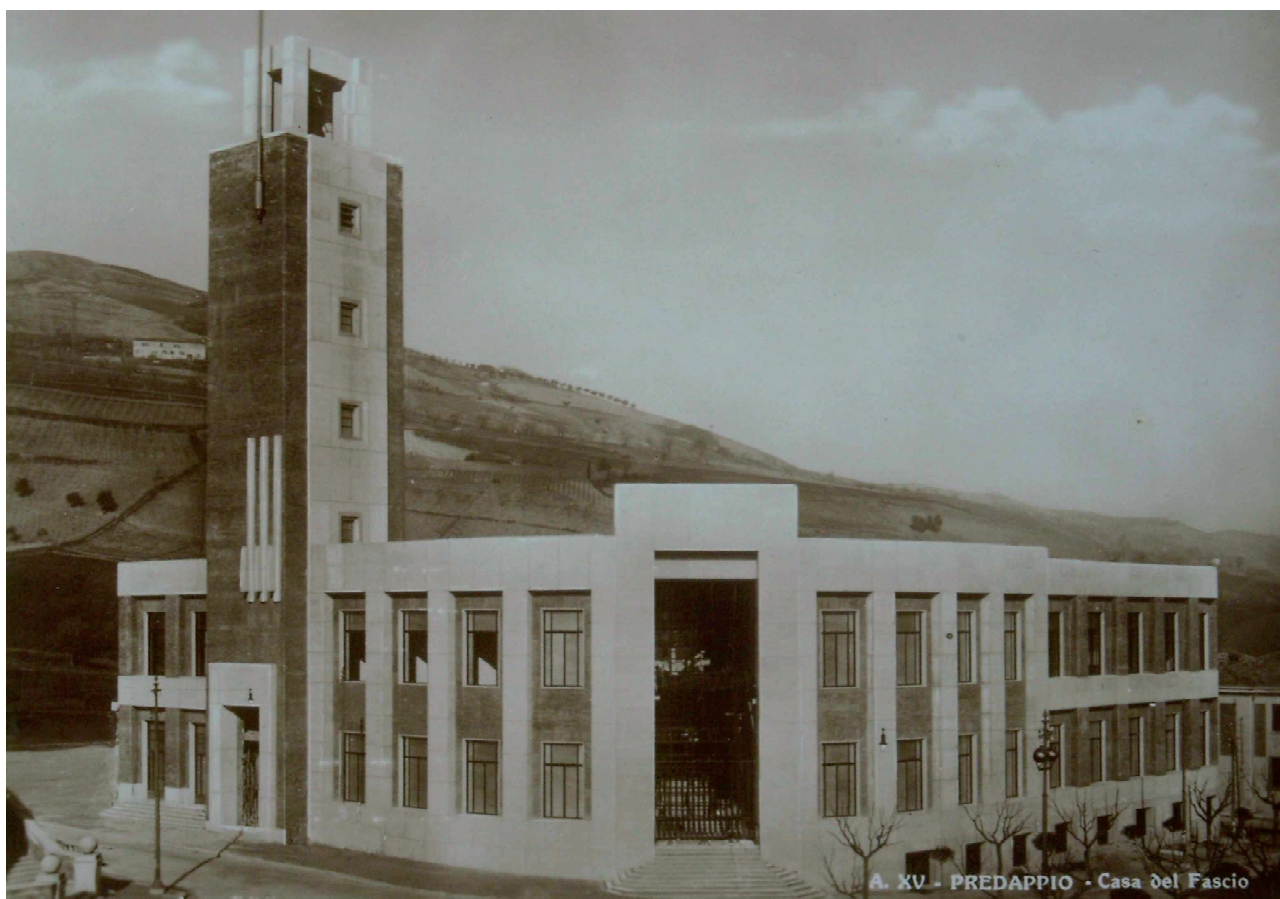


Figura 14 - Facciata (1939)

- **Rilievo geometrico-strutturale**

Il rilievo geometrico-strutturale è stato riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza. Nel rilievo sono state rappresentate le modificazioni intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica.

Il rilievo ha avuto come fine l'individuazione dell'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.

Si sottolinea il fatto che non sono stati rilevati particolari dissesti, in atto o stabilizzati, così come particolari quadri fessurativi e dei meccanismi di danno che non risultano presenti.

Si precisa che il rilievo geometrico-architettonico è stato fornito allo scrivente dall'Amministrazione Comunale e dal progettista architettonico Arch. Alberto Ridolfi e relativo staff di progettazione.

• Caratterizzazione meccanica dei materiali

Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si è basati sull'eventuale documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini complementari così come sopra riportato. I valori delle resistenze meccaniche dei materiali sono state valutate sulla base dei valori riportati nella tabella C.8A.2.1, si rimanda a tal proposito al precedente paragrafo 3.

6 - TERRENO DI FONDAZIONE

Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio (V_{s30}) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (NSPT), hanno determinato una velocità V_{s30} è = 378 m/s che permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **B** [Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} , compresi fra 360 m/s e 800 m/s ($N_{spt,30} > 50$ nei terreni a grana grossa o $c_{u30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)].

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono stati assunti come dati di input per le analisi eseguite sia allo stato attuale che allo stato di progetto. Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazioni geologica allegata alla presente a firma del Geol. Carlo Fabbri. Si riportano di seguito, per maggior chiarezza, le stratigrafie estrapolate dalle prove eseguite:

Si riassumono i dati della CPT nella seguente tabella.

Prova statica n. 1

Intervallo da - a [m]		Natura del terreno	Densità naturale γ [t/m ³]	Coesione non drenata C_u [kg/cm ²]	Grado di sovracconsolidazione OCR	Modulo edometrico M_o [kg/cm ²]	Densità relativa D_r [%]	Angolo di attrito interno ϕ [°]
0,00	0,60	T. vegetale	1,85	1,11	77,80	94,50	-	-
0,60	1,80	Argilla	1,85	0,56	19,68	44,17	-	-
1,80	2,00	Limo sabb.	1,85	-	-	78,00	50,00	35
2,00	2,60	Argilla lim.	1,85	0,75	12,47	59,00	-	-
2,60	2,80	Limo sabb.	1,85	-	-	66,00	36,00	33
2,80	3,80	Argilla	1,57	0,42	4,06	32,40	-	-
3,80	4,00	Limo sabb.	0,90	-	-	117,00	49,00	35
4,00	5,00	Argilla lim.	0,99	1,24	12,00	108,20	-	-
5,00	6,00	Sabbia lim.	1,04	-	-	376,20	73,40	38,4
6,00	6,40	Argilla lim.	0,99	1,26	9,35	112,50	-	-
6,40	6,80	Ghiaia	1,15	-	-	1510,50	100,00	42

Dall'analisi dei dati si deduce:

- un valore di coesione non drenata C_u compreso tra 0,56 kg/cm² e 0,75 kg/cm² tra le profondità di 0,8 e

2,6 metri dal p.c. che denota argilla compatta;

- il dato più basso di C_u pari a $0,42 \text{ kg/cm}^2$ è tra 3,0 e 3,8 metri dal p.c. ed individua argilla di consistenza media e basso valore del modulo edometrico ($M_o = 32,40 \text{ kg/cm}^2$);
- sotto tale profondità si hanno buoni valori di coesione e di moduli edometrici;
- il valore dell'angolo di attrito interno, per i terreni incoerenti, è di 35° per i livelli presenti fino a 4,0 metri dal p.c. ed aumenta sotto tale profondità;
- si opera, in base alle formulazioni di Ladd e Foot, prevalentemente su siti sovraconsolidati dove il grado di sovraconsolidazione, ricavato mediante la seguente formula:

$$OCR = \left[\frac{C_u}{\sigma'_{vo} \cdot (0,23 \pm 0,04)} \right]^{1,25} > 4,06$$

Così come riportato nella "Relazione geologica preliminare" a firma del Geol. Carlo Fabbri, dal punto di vista cartografico, morfologico e litologico si precisa quanto segue.

L'area in oggetto interessa la parte Sud occidentale della Tavoletta II NO "Predappio" del Foglio 100 della Carta Topografica d'Italia; geologicamente ricade nel Foglio 100 "Forlì" e catastalmente è individuabile nel Foglio n. 98, Part. n. 51 del NCT del Comune di Predappio.

Nella Carta Tecnica Regionale ricade nell'elemento n. 254082 "Predappio Nord".

L'area d'intervento, ad andamento subpianeggiante, è ubicata nel centro storico, alla quota assoluta di 129,9 m s.l.m.

Dal punto di vista geologico la costruzione è sita sul III terrazzo alluvionale del Fiume Rabbi, che consta di limo argilloso-sabbioso e lenti sabbiose con al letto ghiaia e sabbia.

Il tetto della ghiaia è posto alla profondità di 6,40 m.

Il substrato roccioso è rappresentato dalla marnoso-arenacea: trattasi di una alternanza di strati arenacei e marnosi. Lo spessore medio degli strati arenacei (A) è sui 50 cm mentre gli strati marnosi (M) sono superiori al metro. Il rapporto A/M è = 1/2.

Gli strati hanno direzione media di circa 180° ed immersione verso NE con inclinazione compresa tra 35° e 90° .

Si opera in prossimità di un'area molto disturbata dal punto di vista tettonico, con presenza di faglie, strati verticali e rovesciati,...

Dal punto di vista idrologico ed idogeologico, risulta che allo stato attuale le acque meteoriche sono regimate dal reticolo fognante urbano e non sono presenti aree di ristagno.

La presenza dell'acqua è stata riscontrata alla profondità di 3,80 m dal piano campagna all'atto della prova CPT.

7 - ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica.

Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del **Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008** (G. U. 4 febbraio 2008, n. 29 - Suppl.Ord.) "Norme tecniche per le Costruzioni"

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Per quanto riguarda le azioni di calcolo delle membrature in legno, queste sono assegnate ad una delle classi di durata del carico elencate nella Tab. 4.4.I, di cui sotto.

Classe di durata del carico	Durata del carico
Permanente	Più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi – 10 anni
Media durata	1 settimana – 6 mesi
Breve durata	Meno di 1 settimana
Istantanea	---

Le classi di durata del carico si riferiscono a un carico costante attivo per un certo periodo di tempo nella vita della struttura. Per un'azione variabile la classe appropriata deve essere determinata in funzione dell'interazione fra la variazione temporale tipica del carico nel tempo e le proprietà reologiche dei materiali.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni sono di seguito riportate:

ANALISI CARICHI - Stato di fatto

Analisi carichi

N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
										[N/m ²]
005	S	Solaio R	Locali Pubblici	Peso proprio solaio	3.500	Tramezzi + Massetto + Pavimento	2.050	Ambienti suscettibili di affollamento Cat	5.000	0

Analisi carichi

N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
										[N/m ²]
006	S	Solaio S	Locali Pubblici	Peso proprio solaio	4.000	Tramezzi + Massetto + Pavimento	2.050	C3. Tabella 3.1.II NTC 2008 Ambienti suscettibili di affollamento Cat C3. Tabella 3.1.II NTC 2008	5.000	0
007	S	Solaio Q	Locali Pubblici	Peso proprio solaio	5.500	Tramezzi + Massetto + Pavimento	2.200	C3. Tabella 3.1.II NTC 2008 Ambienti suscettibili di affollamento Cat C3. Tabella 3.1.II NTC 2008	5.000	0
008	S	Solaio O	Locali Pubblici	Peso proprio solaio	5.000	Tramezzi + Massetto + Pavimento	2.200	C3. Tabella 3.1.II NTC 2008 Ambienti suscettibili di affollamento Cat C3. Tabella 3.1.II NTC 2008	5.000	0
009	S	Solaio P	Locali Pubblici	peso proprio solaio	4.000	Tramezzi + Massetto + Pavimento	2.650	C3. Tabella 3.1.II NTC 2008 Ambienti suscettibili di affollamento Cat C3. Tabella 3.1.II NTC 2008	5.000	0
010	S	Solaio T	Locali Pubblici	Peso proprio solaio	4.000	Tramezzi + Massetto + Pavimento	2.400	C3. Tabella 3.1.II NTC 2008 Ambienti suscettibili di affollamento Cat C3. Tabella 3.1.II NTC 2008	5.000	0
011	S	Solaio Y	Coperture	Peso proprio solaio	4.500	Massetto + Guaina	600	Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H1 Tab. 3.1.II NTC 2008	500	1.200
012	S	Solaio Z	Coperture	Peso proprio solaio	3.000	Guaina + Massetto	600	Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H1 Tab. 3.1.II NTC 2008	500	1.200
013	S	Solaio X	Coperture	Peso proprio solaio	3.500	Guaina + Massetto	600	Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H1 Tab. 3.1.II NTC 2008	500	1.200
014	S	Solaio U	Locali Pubblici	Peso proprio solaio	4.000	Tramezzi + Massetto + Pavimento	2.400	C3. Tabella 3.1.II NTC 2008 Ambienti suscettibili di affollamento Cat C3. Tabella 3.1.II NTC 2008	5.000	0
015	S	Solaio V	Locali	Peso proprio solaio	4.000	Tramezzi + Massetto +	2.400	Ambienti suscettibili	5.000	0

Analisi carichi

N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
										[N/m ²]
016	S	Solaio N	Locali Pubblici	Peso proprio solaio	4.000	Pavimento		di affollamento Cat C3. Tabella 3.1.II NTC 2008		
						Tramezzi + Massetto + Pavimento	2.400	Ambienti suscettibili di affollamento Cat C3. Tabella 3.1.II NTC 2008	5.000	0
018	S	Solaio D	Locali Pubblici	Peso proprio solaio	3.500	Tramezzi + Pavimento	1.850	Ambienti suscettibili di affollamento Cat C3. Tabella 3.1.II NTC 2008	5.000	0
019	S	Solaio 3 int 35cm ord. singola	Locali Pubblici	solatta in c.a.+pignatte in leterizio+travetti in c.a.	6.000	intonaco inferiore+malta di allettamento+pavimento	1.150	Ambienti suscettibili di affollamento Cat C3. Tabella 3.1.II NTC 2008	5.000	0
020	S	Solaio 1 int 35cm orditura singola	Locali Pubblici	solatta in c.a.+pignatte in leterizio+travetti in c.a.	6.000	Piastrelle di ceramica+ malta di allettamento+intonaco inferiore	700	Ambienti suscettibili di affollamento Cat C3. Tabella 3.1.II NTC 2008	5.000	0
021	S	Solaio 2 int 35cm ord.singola	Locali Pubblici	solatta in c.a.+pignatte in leterizio+travetti in c.a.	6.000	piastrelle in gress+ intonaco+malta di allettamento	760	Ambienti suscettibili di affollamento Cat C3. Tabella 3.1.II NTC 2008	5.000	0
022	S	Solaio E	Locali Pubblici	Peso proprio solaio	3.500	Tramezzi + Pavimento	1.850	Ambienti suscettibili di affollamento Cat C3. Tabella 3.1.II NTC 2008	5.000	0
023	S	Solaio L	Locali Pubblici	Peso proprio solaio	4.000	Tramezzi + Massetto + Pavimento	2.400	Ambienti suscettibili di affollamento Cat C3. Tabella 3.1.II NTC 2008	5.000	0
024	S	Solaio M	Locali Pubblici	Peso proprio solaio	4.000	Tramezzi + Massetto + Pavimento	2.400	Ambienti suscettibili di affollamento Cat C3. Tabella 3.1.II NTC 2008	5.000	0
025	S	Solaio I	Locali Pubblici	Peso Proprio solaio	4.000	Tramezzi + Massetto + Pavimento	2.400	Ambienti suscettibili di affollamento Cat C3. Tabella 3.1.II NTC 2008	5.000	0
026	S	Solaio G	Locali Pubblici	Peso propèrio solaio	4.500	Tramezzi + Pavimenti	1.850	Ambienti suscettibili di affollamento Cat C3. Tabella 3.1.II NTC 2008	5.000	0
027	S	Solaio H	Locali	Peso proprio solaio	4.000	Tramezzi +Massetto +	2.400	Ambienti suscettibili	5.000	0

Analisi carichi

N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
										[N/m ²]
			Pubblici			Pavimenti		di affollamento Cat C3. Tabella 3.1.II NTC 2008		

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo dell'analisi di carico.

T. C. Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.

PP, Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale.

PNS, SA Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m²] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

ANALISI CARICHI- Stato di progetto

Analisi carichi

N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
										[N/m ²]
001	S	Solaio 7 orditura doppia	Locali Pubblici	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-		0	Ambienti suscettibili di affollamento Cat C3. Tabella 3.1.II NTC 2008	5.000	0
002	S	Solaio 8 orditura doppia	Coperture	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-	Guaina + Malta di allettamento	600	Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H1 Tab. 3.1.II NTC 2008	500	1.200
003	S	Soletta Abitaz.	Abitazioni	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-	Pavimento e sottofondo, incidenza dei tramezzi e intonaco inferiore	2.360	Civile abitazione (Cat. A – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	2.000	0
004	S	Solaio 4 doppia orditura	Locali Pubblici	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-	Pavimento in marmo + malta di allettamento	850	Ambienti suscettibili di affollamento Cat C3. Tabella 3.1.II NTC 2008	5.000	0
005	S	Solaio G rinforzato per I	Locali Pubblici	Peso proprio solaio + rinforzi per I/4	7.500	Tramezzi + pavimento	1.850	Ambienti suscettibili di affollamento Cat C3. Tabella 3.1.II NTC 2008	5.000	0
006	S	Solaio D-E rinforzato per I	Locali Pubblici	Peso proprio solaio + rinforzi per I	5.500	Tramezzi + pavimento	1.850	Ambienti suscettibili di affollamento Cat C3. Tabella 3.1.II NTC 2008	5.000	0
007	S	Solaio X rinforzato per I/4	Coperture	Peso proprio solaio + rinforzi per I/4	6.350	Guaina + massetto	600	Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H1 Tab. 3.1.II NTC 2008	500	1.200
008	S	Solaio Z rinforzato per I	Coperture	Peso proprio solaio + rinforzi per I	5.850	Guaina+ massetto	600	Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H1	500	1.200

Analisi carichi

N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
										[N/m ²]
009	S	Solaio Y rinforzato per I	Coperture	Peso proprio solaio + rinforzo per I	7.500	Guaina + massetto	600	Tab. 3.1.II NTC 2008 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H1	500	1.200
010	S	Solaio H-I-L-M-N-S-T-U-V RINFORZATO PER L/4	Locali Pubblici	Peso proprio solaio + rinforzo per I	7.000	Tramezzi + pavimento + massetto	2.400	Tab. 3.1.II NTC 2008 Ambienti suscettibili di affollamento Cat C3.	5.000	0
011	S	Solaio R	Locali Pubblici	Peso proprio solaio	3.500	Tramezzi + Massetto + Pavimento	2.050	Tabella 3.1.II NTC 2008 Ambienti suscettibili di affollamento Cat C3.	5.000	0
012	S	Solaio O-Q rinforzato per I/4	Locali Pubblici	Peso proprio solaio + rinforzo per I	8.500	Tramezzi + pavimento + massetto	2.200	Tabella 3.1.II NTC 2008 Ambienti suscettibili di affollamento Cat C3.	5.000	0
013	S	Solaio C rinforzato per I	Locali Pubblici	Peso proprio solaio + rinforzi per I	6.500	Tramezzi + massetto + pavimento	2.200	Tabella 3.1.II NTC 2008 Ambienti suscettibili di affollamento Cat C3.	5.000	0
014	S	Solaio R rinforzato per I	Locali Pubblici	Peso proprio solaio + rinforzo per I	7.500	Tramezzi + pavimento + massetto	2.050	Tabella 3.1.II NTC 2008 Ambienti suscettibili di affollamento Cat C3.	5.000	0

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo dell'analisi di carico.

T. C. Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.

PP, PNS, SA Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m²] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

9 - VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le Costruzioni".

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- Individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T_c^* per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio.
- Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.
- Calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

Utilizzando il programma Edilus-MS della ditta Acca Software, si determinano i parametri di pericolosità sismica per il sito in esame.

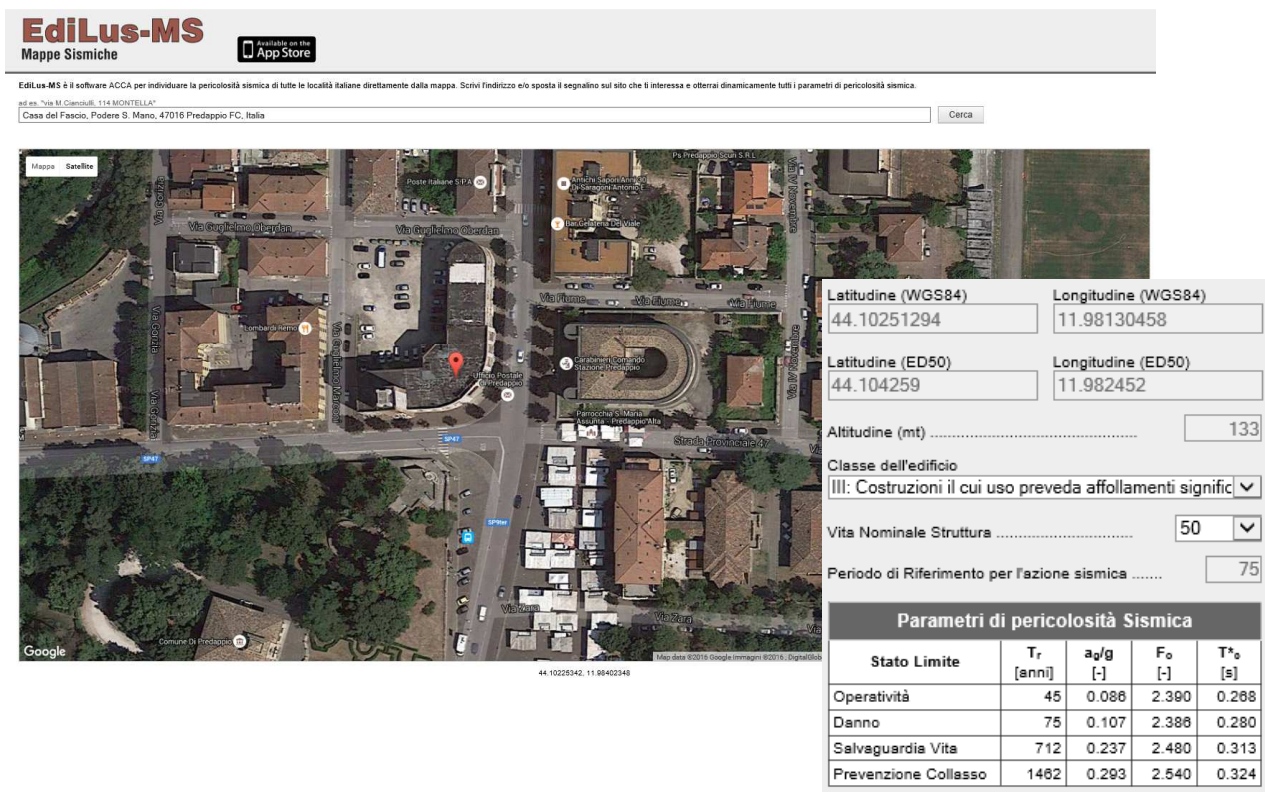


Figura 15 - localizzazione dell'edificio e parametri di pericolosità sismica

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum ED50:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
44.104259	11.982452	133

8.1 Verifiche di regolarità

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di struttura adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura.

La tabella seguente riepiloga, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze	NO
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	NO
Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione	NO
Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti	SI

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione	NO
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	NO
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 un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti [non significativo per le strutture in muratura]	-
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	NO

La rigidezza è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e δ , spostamento relativo di piano (il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato).

Tutti i valori calcolati ed utilizzati per le verifiche sono riportati nei tabulati di calcolo nella relativa sezione.

La struttura è pertanto:

- NON REGOLARE in pianta
- NON REGOLARE in altezza

9.2 Classe di duttilità

Nel caso di rispetto della gerarchia delle resistenze, gli eventuali elementi in c.a. e acciaio vengono progettati e verificati in classe di duttilità **Bassa (CD"B")**.

9.3 Spettri di Progetto per S.L.U. e S.L.D.

L'edificio è stato progettato per una Vita Nominale pari a **50** e per Classe d'Uso pari a **3**.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il suolo di fondazione di categoria **B**, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

L'edificio è stato progettato per una Vita Nominale pari a **50** e per Classe d'Uso pari a **3**.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il suolo di fondazione di categoria **C**, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Stato Limite	Parametri di pericolosità sismica							
	a_g	F_0	T^*_c	C_c	T_B	T_c	T_D	S_s
	[g]		[s]		[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	0.0859	2.384	0.268	1.62	0.145	0.434	1.944	1.50
SLD	0.1072	2.388	0.280	1.60	0.149	0.447	2.029	1.50
SLV	0.2372	2.514	0.313	1.54	0.161	0.482	2.549	1.34
SLC	0.2927	2.569	0.324	1.52	0.165	0.494	2.771	1.25

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione a_g al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Struttura q .

Il Fattore di struttura q è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.

Si è inoltre assunto il Coefficiente di Amplificazione Topografica S_T pari a **1,00**.

Tali succitate caratteristiche sono riportate negli allegati tabulati di calcolo al punto "DATI GENERALI ANALISI SISMICA".

Per la struttura in esame sono stati determinati i seguenti valori:

Stato Limite di salvaguardia della Vita

Fattore di Struttura q per sisma orizzontale in direzione X: **2,25**

Fattore di Struttura q per sisma orizzontale in direzione Y: **2,25**

Fattore di Struttura q per sisma verticale: **1,50**

Essendo la struttura oggetto di studio una **struttura esistente**, il fattore di struttura è invece calcolato secondo quanto indica la *Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti*, al § C8.7.1.2. Per la verifica di edifici con analisi lineare ed impiego del fattore q , il valore da utilizzare per quest'ultimo è pari a:

- $q = 2,0 \times \alpha_u / \alpha_1$ per edifici regolari in elevazione
- $q = 1,5 \times \alpha_u / \alpha_1$ negli altri casi

in cui α_u e α_1 sono definiti al § 7.8.1.3 delle NTC. In assenza di più precise valutazioni, potrà essere assunto un rapporto α_u / α_1 pari a 1,5.

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.

Grafico degli Spettri di Risposta

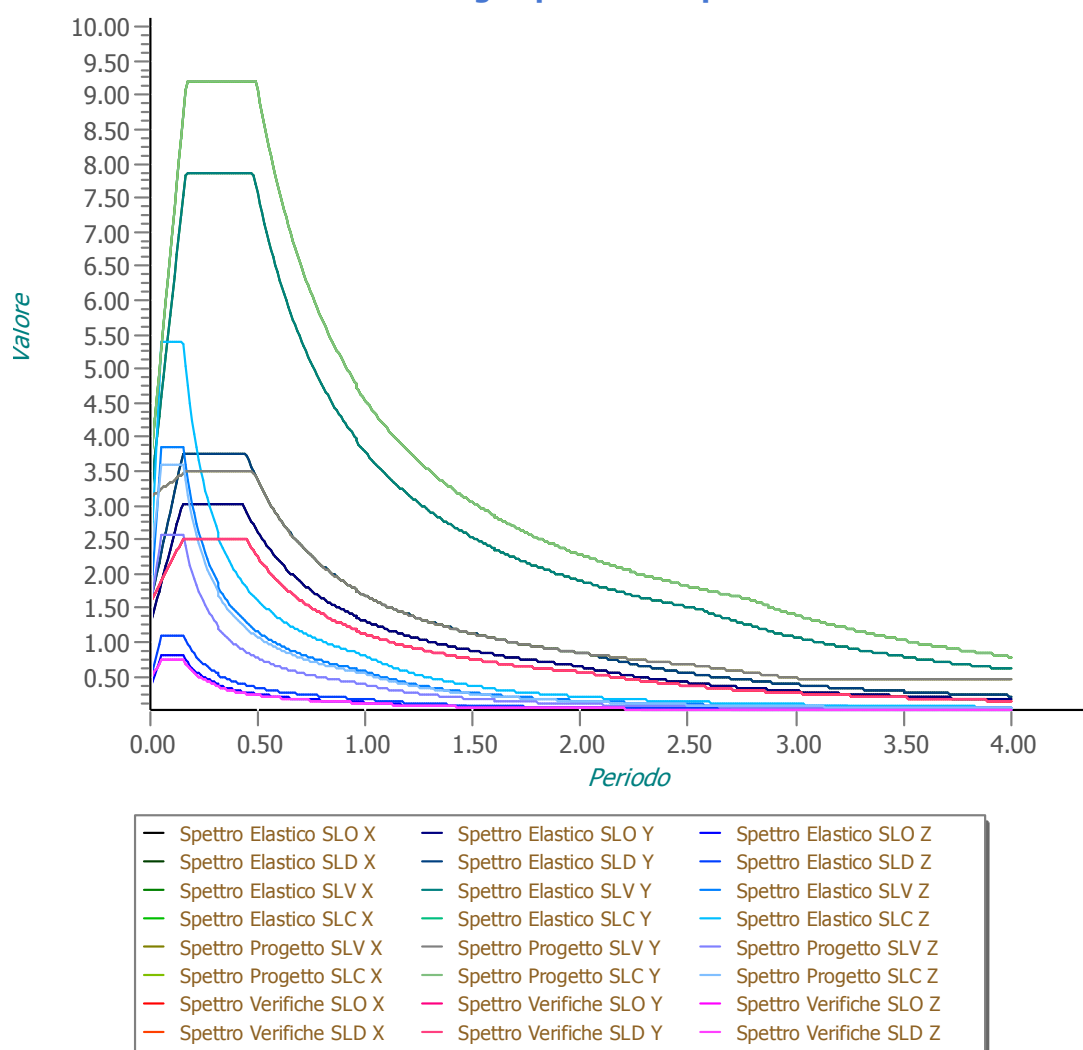


Figura 16 - Grafico degli spettri di risposta

9.4 Metodo di Analisi

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Il numero di modi di vibrazione considerato (30) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	75.6
salvaguardia della vita	Y	69.7
salvaguardia della vita	Z	49.7

La tipologia della struttura, in muratura portante dotata di zona con telai in c.a. a confinamento degli stessi setti murari portanti, risulta essere tale da non eccitare una percentuale delle masse superiore del 85%, comunque, avendo focalizzato l'analisi del comportamento strutturale più sui meccanismi locali e sulle vulnerabilità dei vari elementi strutturali che compongono l'edificio (si rimanda al capitolo 13), il mancato raggiungimento di tale limite percentuale non costituisce un problema significativo.

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E , conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad \text{con} \quad \rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{\frac{3}{2}}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij}^2)} \quad \beta_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

dove:

n è il numero di modi di vibrazione considerati

ξ è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;

β_{ij} è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i - j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei. Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (sia a piastra che a lastra). Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

9.5 Valutazione degli spostamenti

Gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLU si ottengono moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

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

dove

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

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

9.6 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Le azioni orizzontali dovute al sisma sulla struttura vengono convenzionalmente determinate come agenti separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate. In generale, però, le componenti orizzontali del sisma devono essere considerate come agenti simultaneamente. A tale scopo, la combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0.30E_{EdY}$$

$$E_{EdY} \pm 0.30E_{EdX}$$

dove:

E_{EdX} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale X scelto della struttura;

E_{EdY} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale Y scelto della struttura.

L'azione sismica verticale deve essere considerata in presenza di: elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi pressoché orizzontali precompressi, elementi a sbalzo pressoché orizzontali con luce maggiore di 5 m, travi che sostengono colonne, strutture isolate.

La combinazione della componente verticale del sisma, qualora portata in conto, con quelle orizzontali è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali e verticali del sisma sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0.30E_{EdY} \pm 0.30E_{EdZ}$$

$$E_{EdY} \pm 0.30E_{EdX} \pm 0.30E_{EdZ}$$

$$E_{EdZ} \pm 0.30E_{EdX} \pm 0.30E_{EdY}$$

dove:

E_{EdX} e E_{EdY} sono gli effetti dell'azione sismica nelle direzioni orizzontali prima definite;

E_{EdZ} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione della componente verticale dell'azione sismica di progetto.

9.7 Eccentricità accidentali

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

10 - AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 14 gennaio 2008.

I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

10.1 Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (1)$$

dove:

- G_1 rappresenta il 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_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- Q azioni 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;

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;

$\gamma_g, \gamma_q, \gamma_p$ coefficienti parziali come definiti nella tabella 2.6.I del DM 14 gennaio 2008;

ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le 112 combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula precedente).

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;

G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;

ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;

Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

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

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}).$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	ψ_{2i}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,3
Categoria B – Uffici	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,3

Categoria H – Coperture	0,0
Vento	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,2
Variazioni termiche	0,0

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al p. 2.6.1 del DM 14/01/2008, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella tabella 6.2.I del DM 14/01/2008.

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella 6.2.II del DM 14/01/2008.

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della tabella 6.4.I del DM 14/01/2008 per le fondazioni superficiali.

Si è quindi provveduto a progettare le armature di ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate.

10.2 Stato Limite di Danno

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
- Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

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

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

10.3 Stati Limite di Esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 14 gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni - al punto 2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

rara	frequente	quasi permanente
$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

dove:

- G_{kj} valore caratteristico della j-esima azione permanente;
- P_{kh} valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
- Q_{k1} valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- Q_{ki} valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- ψ_{0i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
- ψ_{1i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- ψ_{2i} coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti ψ_{0i} , ψ_{1i} , ψ_{2i} sono attribuiti i seguenti valori:

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

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula (1)), con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

11 - CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

11.1 Denominazione

Nome del Software	EdiLus
Versione	30.00Sd
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Numero di serie	10031043
Intestatario Licenza	CIPRESSI ing. ALBERTO
Produzione e Distribuzione	ACCA software S.p.A. Via Michelangelo Cianciulli 83048 Montella (AV) Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it

11.2 Sintesi delle funzionalità generali

Il pacchetto consente di modellare la struttura, di effettuare il dimensionamento e le verifiche di tutti gli elementi strutturali e di generare gli elaborati grafici esecutivi.

È una procedura integrata dotata di tutte le funzionalità necessarie per consentire il calcolo completo di una struttura mediante il metodo degli elementi finiti (FEM); la modellazione della struttura è realizzata tramite elementi Beam (travi e pilastri) e Shell (platee, pareti, solette, setti, travi-parete).

L'input della struttura avviene per oggetti (travi, pilastri, solai, solette, pareti, etc.) in un ambiente grafico integrato; il modello di calcolo agli elementi finiti, che può essere visualizzato in qualsiasi momento in una apposita finestra, viene generato dinamicamente dal software.

Apposite funzioni consentono la creazione e la manutenzione di archivi Sezioni, Materiali e Carichi; tali archivi sono generali, nel senso che sono creati una tantum e sono pronti per ogni calcolo, potendoli comunque integrare/modificare in ogni momento.

L'utente non può modificare il codice ma soltanto eseguire delle scelte come:

- definire i vincoli di estremità per ciascuna asta (vincoli interni) e gli eventuali vincoli nei nodi (vincoli esterni);
- modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica;
- definire condizioni di carico;
- definire gli impalcati come rigidi o meno.

Il programma è dotato di un manuale tecnico ed operativo. L'assistenza è effettuata direttamente

dalla casa produttrice, mediante linea telefonica o e-mail.

Il calcolo si basa sul solutore agli elementi finiti MICROSAP prodotto dalla società TESYS srl. La scelta di tale codice è motivata dall'elevata affidabilità dimostrata e dall'ampia documentazione a disposizione, dalla quale risulta la sostanziale uniformità dei risultati ottenuti su strutture standard con i risultati internazionalmente accettati ed utilizzati come riferimento.

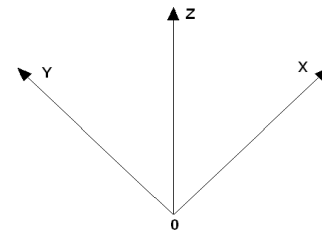
Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

Il programma consente la stampa di tutti i dati di input, dei dati del modello strutturale utilizzato, dei risultati del calcolo e delle verifiche dei diagrammi delle sollecitazioni e delle deformate.

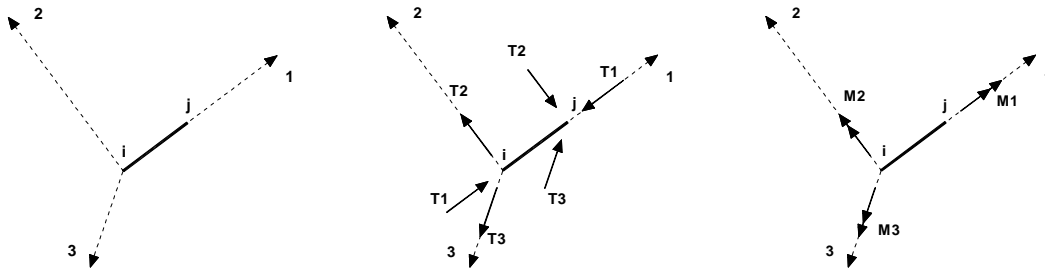
11.3 Sistemi di Riferimento

11.3.1 Riferimento globale

Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa O, X, Y, Z (X, Y , e Z sono disposti e orientati rispettivamente secondo il pollice, l'indice ed il medio della mano destra, una volta posizionati questi ultimi a 90° tra loro).



11.3.2 Riferimento locale per travi



L'elemento Trave è un classico elemento strutturale in grado di ricevere Carichi distribuiti e Carichi Nodali applicati ai due nodi di estremità; per effetto di tali carichi nascono, negli estremi, sollecitazioni di taglio, sforzo normale, momenti flettenti e torcenti.

Definiti i e j i nodi iniziale e finale della Trave, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j ;
- assi 2 e 3 appartenenti alla sezione dell'elemento e coincidenti con gli assi principali d'inerzia della sezione stessa.

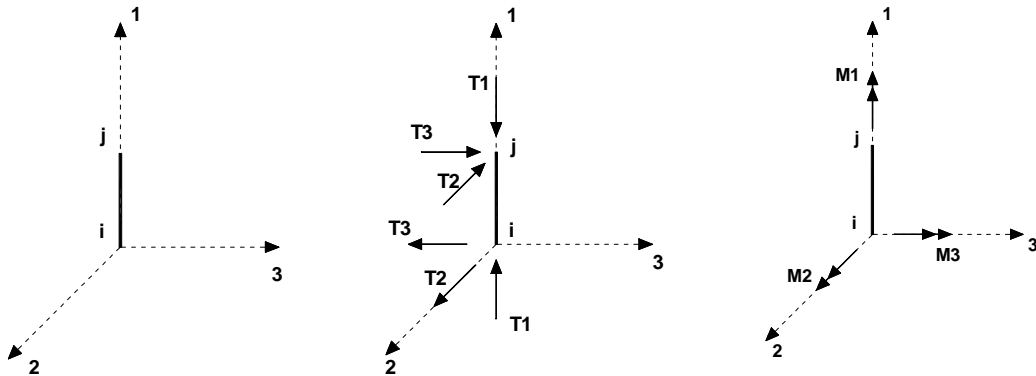
Le sollecitazioni verranno fornite in riferimento a tale sistema di riferimento:

1. Sollecitazione di Trazione o Compressione $T1$ (agente nella direzione $i-j$);
2. Sollecitazioni taglienti $T2$ e $T3$, agenti nei due piani 1-2 e 1-3, rispettivamente secondo l'asse 2 e l'asse

3;

3. Sollecitazioni che inducono flessione nei piani 1-3 e 1-2 (M_2 e M_3);
4. Sollecitazione torcente M_1 .

11.3.3 Riferimento locale per pilastri



Definiti i e j come i due nodi iniziale e finale del pilastro, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- asse 2 perpendicolare all'asse 1, parallelo e discorde all'asse globale Y;
- asse 3 che completa la terna destrorsa, parallelo e concorde all'asse globale X.

Tale sistema di riferimento è valido per Pilastri con angolo di rotazione pari a '0' gradi; una rotazione del pilastro nel piano XY ha l'effetto di ruotare anche tale sistema (ad es. una rotazione di '90' gradi porterebbe l'asse 2 a essere parallelo e concorde all'asse X, mentre l'asse 3 sarebbe parallelo e concorde all'asse globale Y). La rotazione non ha alcun effetto sull'asse 1 che coinciderà sempre e comunque con l'asse globale Z.

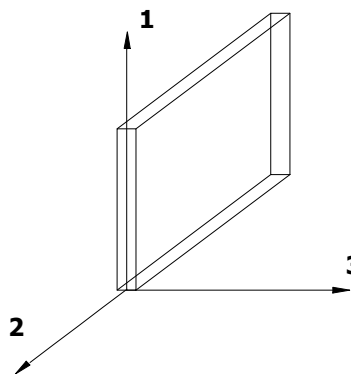
Per quanto riguarda le sollecitazioni si ha:

- una forza di trazione o compressione T_1 , agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglienti T_2 e T_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- due vettori momento (flettente) M_2 e M_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- un vettore momento (torcente) M_1 agente lungo l'asse locale nel piano 1.

11.3.4 Riferimento locale per pareti

Una parete è costituita da una sequenza di setti; ciascun setto è caratterizzato da un sistema di riferimento locale 1-2-3 così individuato:

- asse 1, coincidente con l'asse globale Z;
- asse 2, parallelo e discorde alla linea d'asse della traccia del setto in pianta;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.



Su ciascun setto l'utente ha la possibilità di applicare uno o più carichi uniformemente distribuiti comunque orientati nello spazio; le componenti di tali carichi possono essere fornite, a discrezione dell'utente, rispetto al riferimento globale X,Y,Z oppure rispetto al riferimento locale 1,2,3 appena definito.

Si rende necessario, a questo punto, meglio precisare le modalità con cui EdiLus restituisce i risultati di calcolo.

Nel modello di calcolo agli elementi finiti ciascun setto è discretizzato in una serie di elementi tipo "shell" interconnessi; il solutore agli elementi finiti integrato nel programma EdiLus, definisce un riferimento locale per ciascun elemento shell e restituisce i valori delle tensioni esclusivamente rispetto a tali riferimenti.

Il software EdiLus provvede ad omogeneizzare tutti i valori riferendoli alla terna 1-2-3. Tale operazione consente, in fase di input, di ridurre al minimo gli errori dovuti alla complessità d'immissione dei dati stessi ed allo stesso tempo di restituire all'utente dei risultati facilmente interpretabili.

Tutti i dati cioè, sia in fase di input che in fase di output, sono organizzati secondo un criterio razionale vicino al modo di operare del tecnico e svincolato dal procedimento seguito dall'elaboratore elettronico.

In tal modo ad esempio, il significato dei valori delle tensioni può essere compreso con immediatezza non solo dal progettista che ha operato con il programma ma anche da un tecnico terzo non coinvolto nell'elaborazione; entrambi, così, potranno controllare con facilità dal tabulato di calcolo, la congruità dei valori riportati.

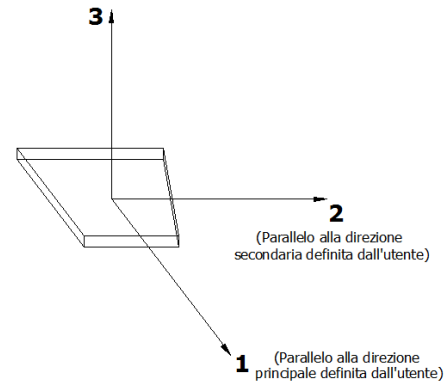
Un'ultima notazione deve essere riservata alla modalità con cui il programma fornisce le armature delle pareti, con riferimento alla faccia anteriore e posteriore.

La faccia anteriore è quella di normale uscente concorde all'asse 3 come prima definito o, identicamente, quella posta alla destra dell'osservatore che percorresse il bordo superiore della parete concordemente al verso di tracciamento.

11.3.5 Riferimento locale per solette

In maniera analoga a quanto avviene per i setti, ciascuna soletta è caratterizzata da un sistema di riferimento locale 1,2,3 così definito:

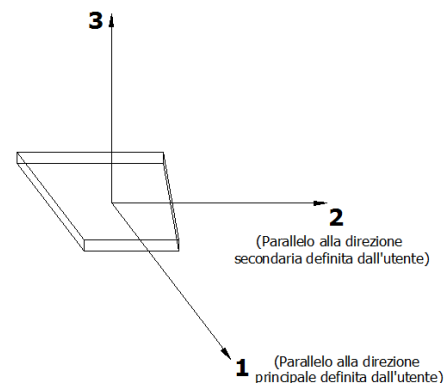
- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.



11.3.6 Riferimento locale per platee

Anche per le platee, analogamente a quanto descritto per le solette, è definito un sistema di riferimento locale 1,2,3:

- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.



11.4 Modello di Calcolo

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello.

Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica dettagliata della discretizzazione operata con evidenziazione dei nodi e degli elementi.

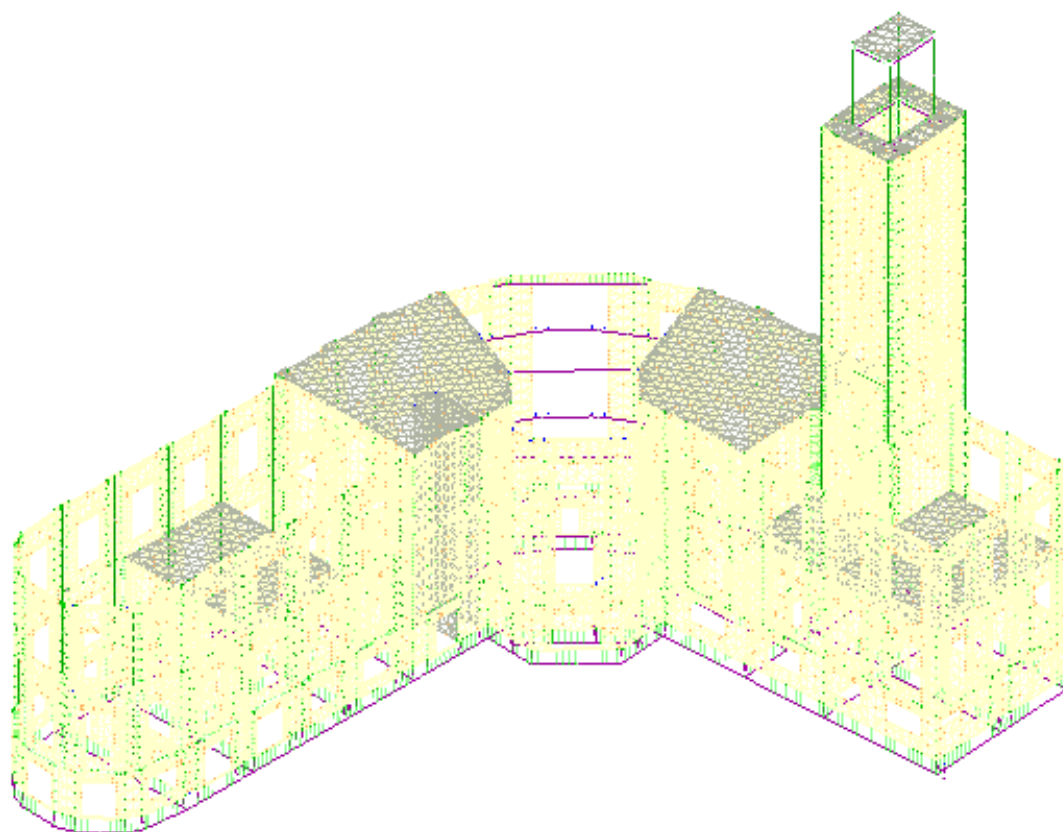


Figura 17 - Vista anteriore modellazione strutturale

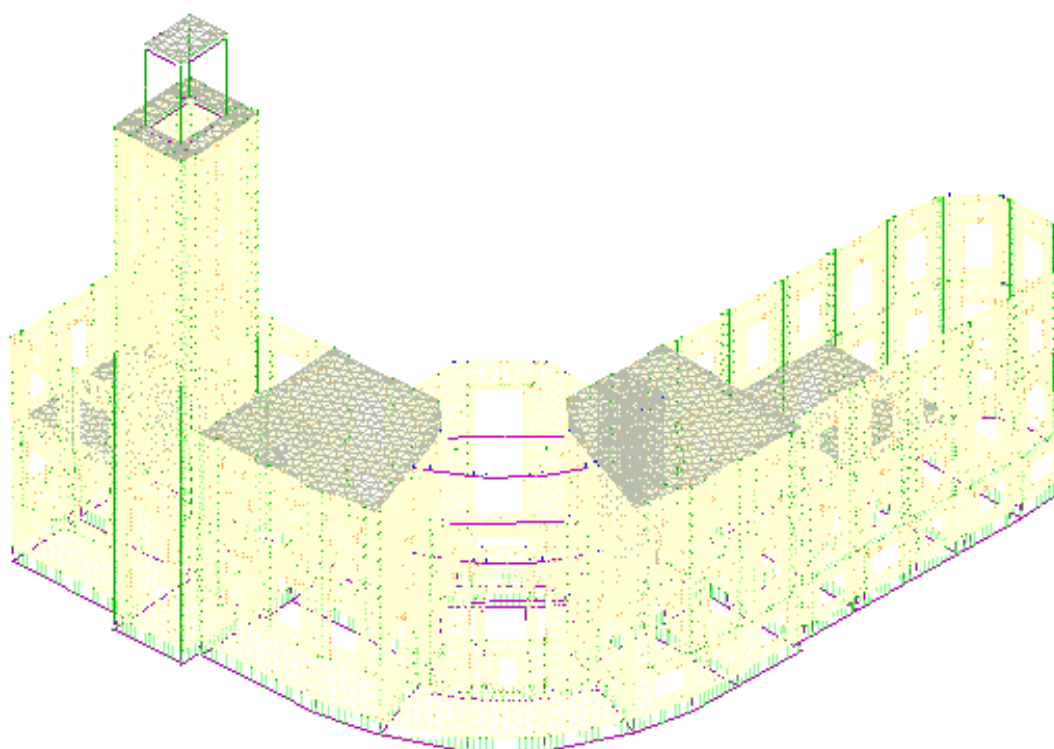


Figura 18 - Vista posteriore modellazione strutturale

Dalle illustrazioni precedenti si evince come le aste, sia travi che pilastri, siano schematizzate con un tratto flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale dei pilastri, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. Tramite i braccetti i tratti flessibili sono quindi collegati ad esso.

In questa maniera il nodo risulta perfettamente aderente alla realtà poiché vengono presi in conto tutti gli eventuali disassamenti degli elementi con gli effetti che si possono determinare, quali momenti flettenti/torcenti aggiuntivi.

Le sollecitazioni vengono determinate, com'è corretto, solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni le sollecitazioni risultano indeterminate.

Questa schematizzazione dei nodi viene automaticamente realizzata dal programma anche quando il nodo sia determinato dall'incontro di più travi senza il pilastro, o all'attacco di travi/pilastri con elementi shell.

11.5 Progetto e Verifica degli elementi strutturali

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni non sismiche in base al D.M. 14.01.2008, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma secondo quanto indicato nel § 2.5.3, relazione (2.5.5) del D.M. 14/01/2008.
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

11.5.1 Verifica della sicurezza

Per quanto concerne la verifica degli elementi in muratura (maschi e fasce), visto che tali elementi sono schematizzati attraverso elementi FEM di tipo shell (HP Shell), si procede, preventivamente, a determinare le sollecitazioni agenti, attraverso l'integrazione delle tensioni eseguite su almeno tre sezioni (in testa, al piede ed in mezzzeria per i maschi; a destra, a sinistra ed in mezzzeria per le fasce). Una volta determinate le sollecitazioni (sforzo normale, momento e taglio nel piano e momento fuori piano) si procede alle verifiche di resistenza su tali elementi.

In particolare, per i **maschi murari**, vengono eseguite le seguenti verifiche:

- **Pressoflessione nel piano:** la verifica, per gli elementi in muratura ordinaria, si effettua confrontando il momento agente di calcolo (M_S) con il momento ultimo resistente (M_R), calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed un'opportuna distribuzione non lineare delle compressioni, secondo l'espressione (7.8.2) del DM 14/01/2008. Nel caso di una sezione rettangolare, tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_R = (L^2 \cdot t \cdot \sigma_o / 2) (1 - \sigma_o / 0,85 \cdot f_d)$$

dove:

M_R è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione

L è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa)

t è lo spessore della zona compressa della parete

$\sigma_o = P/(L \cdot t)$ è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, con P forza assiale agente (positiva se di compressione). $M_R = 0$ se P è di trazione oppure se $(1 - \sigma_o/0,85 \cdot f_d) < 0$

$f_d = f_k/\gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura

Per gli elementi realizzati in muratura armata, il momento ultimo resistente viene calcolato secondo quanto indicato al § 7.8.3.2.1 del DM 14/01/2008, ossia assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, con profondità $0,8 \cdot x$, dove x rappresenta la profondità dell'asse neutro, e sollecitazione pari a $0,85 \cdot f_d$. Le deformazioni massime considerate sono pari a $\epsilon_m = 0,0035$ per la muratura compressa e $\epsilon_s = 0,01$ per l'acciaio teso.

- **Taglio nel piano:** la verifica, per gli elementi in muratura ordinaria, si effettua confrontando il taglio agente di calcolo (V_{Ed}) con il taglio ultimo resistente (V_{Rd}) calcolato secondo l'espressione (7.8.3) del DM 14/01/2008. Per gli elementi realizzati in muratura armata, il taglio ultimo resistente (V_{Rd}) è calcolato secondo quanto indicato al § 7.8.3.2.2 del DM 14/01/2008 mentre il taglio di calcolo deriva dall'applicazione del principio di gerarchia delle resistenze così come previsto nel § 7.8.1.7.
- **Pressoflessione fuori piano:** la verifica, degli elementi in muratura ordinaria, per le combinazioni sismiche, si effettua confrontando il momento agente di calcolo (M_s) con il momento ultimo resistente (M_R), calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, con un valore di resistenza pari a $0,85 \cdot f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_R = (t^2 \cdot L \cdot \sigma_o / 2) (1 - \sigma_o / 0,85 \cdot f_d)$$

dove:

M_R è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione

L è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa)

t è lo spessore della zona compressa della parete

$\sigma_o = P/(L \cdot t)$ è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, con P forza assiale agente (positiva se di compressione). $M_R = 0$ se P è di trazione oppure se $(1 - \sigma_o/0,85 \cdot f_d) < 0$

$f_d = f_k/\gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura

Per le combinazioni in assenza di sisma, invece, tale verifica viene effettuata secondo quanto indicato al § 4.5.6.2 del DM 14/01/2008, confrontando lo sforzo normale di calcolo (N_s) con lo sforzo normale resistente (N_R). Nel caso di una sezione rettangolare tale sforzo normale resistente può essere calcolato come:

$$N_R = \Phi_t \cdot A \cdot f_d$$

dove:

$A = L \cdot t$ è l'area della parete

$f_d = f_k/\gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura

Φ_t è il coefficiente "trasversale" di riduzione della resistenza; in particolare:

- per le sezioni di **testa/piede** viene calcolato con la relazione (6.4) (EN 1996-1-1:2006):

$$\Phi_t = 1 - \frac{2 \cdot e_i}{t}$$

con $e_i = e_{FP} + e_{imp} = M_S/N_S + H/200 \geq 0,05 \cdot t$

- per le sezioni di **mezzeria** viene calcolato secondo le indicazioni di Annex G EN 1996-1-1:2006

Per gli elementi realizzati in muratura armata, il momento ultimo resistente (M_R) è calcolato secondo quanto indicato al § 7.8.3.2.3 del DM 14/01/2008, ossia adottando un diagramma delle compressioni e valori di deformazione limite per muratura e acciaio in modo analogo al caso di verifica nel piano.

- Snellezza:** la verifica si effettua confrontando il valore della snellezza di calcolo con il valore della snellezza limite, al fine di controllare il requisito geometrico delle pareti resistenti al sisma oppure di limitare gli effetti del secondo ordine in caso di calcolo non sismico.

Per le **fasce murarie** (o travi di accoppiamento in muratura), vengono eseguite, qualora siano state incluse nella modellazione strutturale, le seguenti verifiche:

- Pressoflessione nel piano:** la verifica si effettua allo stesso modo di quanto previsto per i pannelli murari verticali (maschi). Nel caso di muratura ordinaria, qualora siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli, ecc.), il valore della resistenza può essere assunto non superiore al valore ottenuto dall'espressione (7.8.5) del DM 14/01/2008:

$$M_R = H_p \cdot h / 2 \cdot [1 - H_p / (0,85 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t)]$$

dove

H_p è il minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0,4 f_{hd} \cdot h \cdot t$

$f_{hd} = f_{hk} / \gamma_M$ è la resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete)

- Taglio nel piano:** la verifica si effettua allo stesso modo di quanto previsto per i pannelli murari verticali (maschi). Nel caso di muratura ordinaria, qualora siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli, ecc.), il valore della resistenza può essere assunto non superiore al valore ottenuto dal minimo tra l'espressione (7.8.4) e (7.8.6) del DM 14/01/2008:

$$V_R = \min \{V_t; V_p\}$$

con

$$V_t = h \cdot t \cdot f_{vd0}$$

$$V_p = H_p \cdot h / L \cdot [1 - H_p / (0,85 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t)]$$

dove

h è l'altezza della sezione della trave

$f_{vd0} = f_{vk0}/\gamma_M$ è la resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione

L è la luce libera della trave in muratura

Negli edifici in muratura esistente, in cui vi è una carenza sistematica di elementi di collegamento tra le pareti a livello degli orizzontamenti, è possibile richiedere una valutazione della vulnerabilità nei riguardi di meccanismi locali, che possono interessare non solo il collasso fuori dal piano di singoli pannelli murari, ma più ampie porzioni dell'edificio (ribaltamento e/o spanciamento di intere pareti mal collegate, ribaltamento e/o spanciamento di pareti sommitali, ecc.). Il modello utilizzato per questo tipo di valutazioni è quello dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, di cui al § C8.A.4 della Circolare n. 617 del 02/02/2009.

Per ogni possibile meccanismo locale, ritenuto significativo per l'edificio, il metodo si articola nei seguenti passi:

- trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);
- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);
- valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α al crescere dello spostamento d_k di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;
- trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione a^* e spostamento d^* spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo);
- verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità delle resistenze richieste alla struttura (*analisi cinematica lineare*).

Per l'applicazione del metodo di analisi, si ipotizza:

- resistenza nulla a trazione della muratura;
- assenza di scorrimento tra i blocchi;
- resistenza a compressione infinita della muratura.

Per quanto attiene agli elementi esistenti (di *Fatto*), ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi strutturali vengono distinti in **duttili** e **fragili**. La classificazione degli elementi/meccanismi nelle due categorie è di seguito riportata:

- **duttili**: travi, pilastri e pareti/setti inflesse con e senza sforzo normale;
- **fragili**: meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti/setti e nodi.

Nel caso di uso del fattore di struttura, tutti gli elementi strutturali "duttili" devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica, ridotta del fattore di struttura q , sia inferiore o uguale alla

corrispondente resistenza. Tutti gli elementi strutturali "fragili" devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica, ridotta per $q = 1.5$, sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

Per gli elementi fragili, la resistenza a taglio si valuta come nel caso di situazioni non sismiche.

Per i nodi, la verifica di resistenza viene eseguita secondo quanto indicato nel § C8.7.2.5 della succitata Circolare verificando sia la resistenza a trazione diagonale [relazione (8.7.2.2)] che quella a compressione diagonale [relazione (8.7.2.3)].

Per quanto concerne gli elementi strutturali di nuova realizzazione (di *Progetto*), la progettazione e verifica di tali elementi segue le stesse regole previste per le strutture di nuova edificazione.

Relativamente alla verifica e/o il progetto degli elementi in c.a. illustriamo, in dettaglio, il procedimento seguito quando si è in presenza di pressoflessione deviata (pilastri e trave di sezione generica):

- per tutte le terne M_x , M_y , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base alla formula 4.1.10 del D.M. 14 gennaio 2008, effettuando due verifiche a pressoflessione retta con la seguente formula:

$$\left(\frac{M_{Ex}}{M_{Rx}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ey}}{M_{Ry}} \right)^\alpha \leq 1$$

dove:

M_{Ex} , M_{Ey} sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi di flessione X ed Y del sistema di riferimento locale;

M_{Rx} , M_{Ry} sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti allo sforzo assiale N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi di flessione.

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione, della percentuale meccanica dell'armatura e della sollecitazione di sforzo normale agente.

- se per almeno una di queste terne la relazione 4.1.10 non è rispettata, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando la suddetta relazione è rispettata per tutte le terne considerate.

Sempre quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito per le travi verificate/semiprogettate a pressoflessione retta:

- per tutte le coppie M_x , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base all'armatura adottata;
- se per almeno una di queste coppie esso è inferiore all'unità, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando il coefficiente di sicurezza risulta maggiore o al più uguale all'unità per tutte le coppie considerate.

Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di

Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti.

Successivamente si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare la durabilità dell'opera nel tempo.

Per quanto concerne la verifica degli elementi strutturali in legno, le verifiche effettuate per ogni elemento dipendono dalla funzione dell'elemento nella struttura. Ad esempio, elementi con prevalente comportamento assiale (controventi o appartenenti a travi reticolari) sono verificate a trazione e/o compressione; elementi con funzioni portanti nei confronti dei carichi verticali sono verificati a Pressoflessione retta e Taglio; elementi con funzioni resistenti nei confronti di azioni orizzontali sono verificati a pressoflessione/tensoflessione deviata e taglio oppure a sforzo normale se hanno la funzione di controventi.

Le verifiche allo SLU sono effettuate sempre controllando il soddisfacimento della relazione:

$$R_d \geq S_d$$

dove R_d è la resistenza calcolata come indicato dalla (4.4.1), ossia:

$$R_d = \frac{k_{mod} \cdot R_k}{\gamma_M}$$

dove:

R_k è il valore caratteristico della resistenza del materiale. Per sezioni in legno massiccio o lamellare incollato sottoposti a flessione o a trazione parallela alla fibratura che presentino rispettivamente una altezza o il lato maggiore della sezione trasversale inferiore a 150 mm per il legno massiccio e 600 mm per il legno lamellare incollato, i valori caratteristici della resistenza vengono incrementati tramite il coefficiente moltiplicativo k_{tr} , di cui al § 11.7.1.1.

γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, i cui valori sono riportati nella Tab. 4.4.III;

k_{mod} è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. I valori di k_{mod} sono forniti nella Tab. 4.4.IV.

Le tensioni interne sono calcolate nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni fino alla rottura.

Le verifiche di resistenza degli elementi strutturali in legno sono riferite alla direzione della fibratura coincidente sostanzialmente con il proprio asse longitudinale e sezione trasversale costante.

Le verifiche effettuate sono quelle previste al punto 4.4.8.1 ed in particolare:

- Verifiche di Trazione parallela alla fibratura;
- Verifiche di Compressione parallela alla fibratura;
- Verifiche di Pressoflessione/Tensoflessione;
- Verifiche di Taglio;

- Verifiche di Taglio e Torsione.

Il minimo coefficiente di sicurezza, calcolato generalmente come:

$$C_S = R_d/S_d.$$

11.5.2 Gerarchia delle Resistenze

Relativamente agli eventuali elementi in c.a., sono state applicate le disposizioni contenute al § 7.4.4 del D.M. 14/01/2008. Più in particolare:

- per le **travi**, al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al **taglio**, le sollecitazioni di calcolo si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti delle due sezioni di di estremità, amplificati del fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} assunto pari, rispettivamente, ad 1,20 per strutture in CD "A", ad 1,00 per strutture in CD "B". La verifica di resistenza è eseguita secondo le indicazioni del § 7.4.4.1.2.2.
- per i **pilastri**, al fine di scongiurare l'attivazione di meccanismi fragili globali, come il meccanismo di "piano debole" che comporta la plasticizzazione, anticipata rispetto alle travi, di gran parte dei pilastri di un piano, il progetto a **flessione** delle zone dissipative dei pilastri è effettuato considerando le sollecitazioni corrispondenti alla resistenza delle zone dissipative delle travi amplificata mediante il coefficiente γ_{Rd} che vale 1,3 in CD "A" e 1,1 per CD "B". In tali casi, generalmente, il meccanismo dissipativo prevede la localizzazione delle cerniere alle estremità delle travi e le sollecitazioni di progetto dei pilastri possono essere ottenute a partire dalle resistenze d'estremità delle travi che su di essi convergono, facendo in modo che, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , in accordo con la formula (7.4.4) delle NTC. Le verifiche di resistenza sono eseguite secondo le indicazioni del § 7.4.4.2.2.1. Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al **taglio**, le sollecitazioni di calcolo da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore ed inferiore secondo l'espressione (7.4.5). Le verifiche di resistenza sono eseguite secondo le indicazioni del § 7.4.4.2.2.2.
- per i **nodi trave-pilastro**, si deve verificare che la resistenza del nodo sia tale da assicurare che non pervenga a rottura prima delle zone della trave e del pilastro ad esso adiacente. L'azione di taglio, agente in direzione orizzontale per le varie direzioni del sisma, nel nucleo di calcestruzzo del nodo è calcolata secondo l'espressione (7.4.6) per i nodi interni e (7.4.7) per quelli esterni. Le verifiche di resistenza sono eseguite invece secondo le indicazioni del § 7.4.4.3.1.
- per i **setti** sismo resistenti, le sollecitazioni di calcolo sono determinate secondo quanto indicato nel § 7.4.4.5.1. Le verifiche di resistenza sono eseguite invece secondo le indicazioni del § 7.4.4.5.2.

Per quanto riguarda la struttura di fondazione sono applicate le disposizioni contenute al § 7.2.5 del D.M. 14/01/2008. Più in particolare:

- le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera struttura, condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche;
- per le strutture progettate sia in CD"A" che in CD"B" il dimensionamento della struttura di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno sono eseguite assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 3.2.4 è associata al concomitante valore del momento flettente e del taglio ottenuto amplificando le azioni trasferite dagli elementi soprastanti con un γ_{Rd} pari a 1,1 in CD"B" e 1,3 in CD"A".

Essendo la struttura di Classe 3 sono state condotte le Verifiche allo Stato Limite di Danno come indicato al par. 7.3.7.1 del D.M. 14 gennaio 2008, assumendo fattori parziali dei materiali γ_m pari a 1.

12 - SPINTA DEL TERRENO

Il calcolo della spinta del terrapieno, in condizioni **statiche**, viene effettuato con:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K \cdot H^2 ;$$

in cui:

γ : peso unità di volume del terreno;

H : altezza del terrapieno;

K : coefficiente di spinta.

In condizioni **sismiche** la formula precedente diventa:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2 ;$$

con:

$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$ = coefficiente di intensità sismico verticale;

$$k_h = \beta_m \cdot S_T \cdot S_S \cdot \frac{a_g}{g} = \text{coefficiente di intensità sismico orizzontale};$$

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafico;

S_T = coefficiente di amplificazione topografico;

a_g/g = coefficiente di accelerazione al suolo.

Nel caso di muri liberi di traslare o di ruotare intorno al piede (*spostamenti consentiti*), si assume che la spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica (andamento triangolare delle tensioni). In questo caso il coefficiente β_m assume i valori della tabella 7.11-II (DM 14/01/2008).

Per muri che non sono in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno (*spostamenti non consentiti*), il coefficiente β_m assume valore unitario. In questo caso si assume che la spinta sia applicata a metà altezza del muro (andamento costante delle tensioni).

Il calcolo del coefficiente di spinta K può essere effettuato, a scelta dell'utente, nei seguenti modi:

Condizioni statiche	Condizioni sismiche
Attiva	
Passiva	Attiva
Riposo	Passiva
Utente	

Spinta Attiva

Viene calcolato secondo la formulazione di Mononobe-Okabe [OPCM 3274 § 4.4.3 - EN 1998-5 (EC8) Appendice E]:

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (\text{per } \beta \leq \phi - \theta);$$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)} \quad (\text{per } \beta > \phi - \theta);$$

dove:

ϕ = angolo di attrito del terreno;

ψ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro rivolta a monte (assunto pari a 90°);

β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno (assunto pari a zero);

δ = valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro (assunto pari a zero);

θ = angolo definito dalla seguente espressione (pari a zero in condizioni **statiche**):

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}.$$

Spinta Passiva

Viene calcolato secondo la formulazione di Mononobe-Okabe [OPCM 3274 § 4.4.3 - EN 1998-5 (EC8) Appendice E]:

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi + \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \phi \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \theta)}} \right]^2}.$$

Spinta a Riposo

Viene calcolato secondo la formulazione:

$$K = 1 - \sin \phi.$$

Spinta Utente

Va infine ricordato che il coefficiente di spinta K può essere altresì liberamente indicato dall'utente.

• Terreno con Sovraccarico

In caso di terreno in cui a tergo della parete agisce un sovraccarico (Q), viene calcolato il contributo:

$$\Delta\sigma_Q = K \cdot Q.$$

- **Terreno con Coesione**

In caso di terreno dotato di coesione (c), viene calcolato il contributo:

$$\Delta\sigma_c = 2 \cdot c \cdot \sqrt{K};$$

che può essere additivo (spinta passiva) o sottrattivo (spinta attiva/a riposo).

13 - VERIFICA DELLA VULNERABILITÀ

La verifica della vulnerabilità dell'edificio in oggetto è stata condotta in ottemperanza alle attuali normative così come citato al capitolo 3.

Come riportato al §2.2 della *Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 9 febbraio 2011 (G.U. 26/02/2011 n. 47 – Suppl. Ord. N. 54)*: "Per i beni culturali tutelati è necessario attenersi ad interventi di miglioramento, a riparazioni o ad interventi locali (punto 8.4 delle NTC). Con il termine di miglioramento si deve intendere l'esecuzione di opere in grado di far conseguire all'edificio un maggior grado di sicurezza rispetto alle condizioni attuali, con un livello di protezione sismica non necessariamente uguale a quello previsto per l'adeguamento delle costruzioni. Riparazioni o interventi locali interessano invece porzioni limitate della costruzione, e devono essere soggetti a verifiche locali; nel caso dei beni tutelati è comunque richiesta anche una valutazione della sicurezza complessiva, in forma semplificata, in modo da certificare che non siano peggiorate le condizioni di sicurezza preesistenti.

Per la progettazione degli interventi vengono quindi introdotti due diversi livelli di valutazione:

- *LV2 (riparazione o intervento locale) - valutazioni da adottare in presenza di interventi locali su zone limitate del manufatto, che non alterano in modo significativo il comportamento strutturale accertato, per le quali sono suggeriti metodi di analisi locale; in questo caso la valutazione dell'azione sismica allo SLV per l'intero manufatto, comunque richiesta, viene effettuata con gli strumenti del livello LV1;*
- *LV3 (intervento di miglioramento) - progetto di interventi diffusi nella costruzione, che per quanto possibile non dovrebbero modificare il funzionamento strutturale accertato attraverso il percorso della conoscenza (§ 4); le valutazioni devono riguardare l'intero manufatto, e possono utilizzare un modello strutturale globale, nei casi in cui questo possa essere ritenuto attendibile, o i metodi di analisi locale previsti per il livello LV2, purché applicati in modo generalizzato su tutti gli elementi della costruzione (l'esperienza acquisita a seguito dei passati eventi sismici ha infatti mostrato come, per gli edifici storici in muratura, il collasso sia raggiunto, nella maggior parte dei casi, per perdita di equilibrio di porzioni limitate della costruzione, definite nel seguito macroelementi). Il livello di valutazione LV3 può essere utilizzato anche quando, in assenza di un progetto di intervento, venga comunque richiesta un'accurata valutazione della sicurezza sismica del manufatto.*

In funzione di quanto esposto dalla direttiva sopracitata, si è creato un modello strutturale con l'intero manufatto in esame valutando quindi la sua risposta sismica nel suo complesso. Si è ritenuto opportuno però concentrarsi maggiormente sui cinematismi locali delle varie facciate esterne dell'edificio in quanto ritenute più significative seguendo comunque un livello LV3 della valutazione della sicurezza. Per

maggior chiarezza si riporta di seguito un estratto della direttiva al §5.3.3:

"Questo livello di valutazione considera la sicurezza sismica della costruzione nel suo complesso, ovvero l'accelerazione del suolo che porta allo stato limite ultimo la costruzione nel suo complesso o singole sue parti significative (macroelementi). Il livello LV3 deve essere adottato nella progettazione di interventi che modifichino il funzionamento accertato della costruzione e, comunque, quando il restauro riguarda un edificio di tipo strategico, per l'importanza sociale di conoscere in modo attendibile la sicurezza di tali strutture. La verifica complessiva della risposta sismica del manufatto non richiede necessariamente il ricorso ad un modello globale della costruzione, ma è possibile procedere alla scomposizione della struttura in parti (macroelementi), a condizione che venga valutata la ripartizione delle azioni sismiche tra i diversi sistemi strutturali, in ragione delle diverse rigidzze e dei collegamenti tra le stesse; tale ripartizione può essere operata anche in modo approssimato, purché venga garantito l'equilibrio nei riguardi della totalità delle azioni orizzontali. La valutazione può quindi essere eseguita con gli stessi metodi utilizzati al livello LV2, ma sistematicamente su ciascun elemento della costruzione. Confrontando i valori ottenuti nei diversi macroelementi si può evidenziare l'inutilità di alcuni interventi: a) se il margine di miglioramento è modesto rispetto all'impatto dell'intervento sulla conservazione; b) per l'eccessiva sicurezza fornita ad alcuni macroelementi rispetto agli altri."

I risultati maggiormente significativi emersi durante l'analisi, le cui ipotesi di partenza sono state ampiamente descritte ai paragrafi precedenti, sono riportati di seguito.

13.1 Metodologia di calcolo dei cinematici

Si riporta di seguito il metodo di calcolo eseguito dal programma per la valutazione dei cinematici di collasso (ribaltamento e spanciamento).

Verifica al ribaltamento

In questo esempio si nota il solaio al 1° livello impostato come "ben ammorsato" ai fini dell'impedimento al ribaltamento e la presenza di una catena in sommità.

I possibili ribaltamenti sono quelli che si verificano con la formazione di una cerniera in corrispondenza di ogni solaio ed al piede della muratura; in questo caso poiché il solaio al 1° livello impedisce il ribaltamento (solaio ammorsato), tale meccanismo non verrà considerato.

La catena si comporta invece come un vincolo elastico: non impedisce il ribaltamento ma contribuisce (notevolmente) alla stabilità della facciata, a patto di verificare le piastre capochiave.

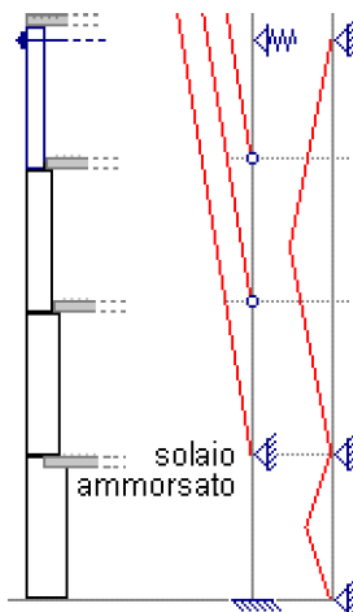


Figura 19 - Esempio di calcolo per il cinematismo di ribaltamento (estrapolata dal manuale di EdiLus)

Lo schema di calcolo prevede, quindi: incastro al piede, spostamento orizzontale impedito al 1° livello, appoggio elastico in corrispondenza della catena, cerniere in corrispondenza del 2° e 3° livello.

In questo esempio EdiLus, che realizza automaticamente lo schema di calcolo, effettuerà tre verifiche al ribaltamento e fornirà il tiro massimo cui è sottoposta la catena.

La verifica viene condotta in analisi lineare con le seguenti modalità:

1. Viene considerato il meccanismo di ribaltamento possibile ipotizzando una cerniera al piede di ogni piano suscettibile di tale movimento.
2. I vari blocchi sono considerati infinitamente rigidi, sia nel piano che fuori piano.
3. Sono correttamente considerate le riseghe, che possono essere sia esterne che interne. I punti in rosso indicano la posizione delle possibili cerniere.

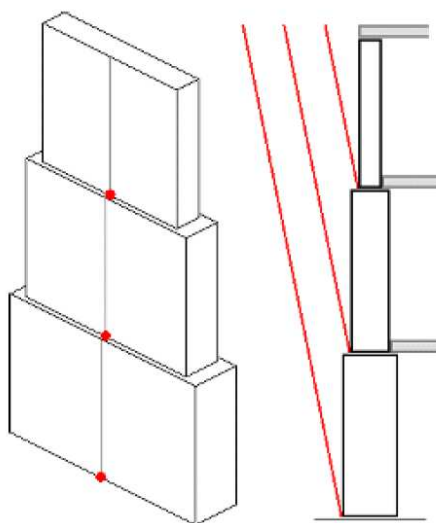


Figura 20 - Schematizzazione della parete per il cinematismo di ribaltamento (estrapolata dal manuale di EdiLus)

4. Nel calcolo dei pesi delle parti in muratura è considerata la presenza dei fori nella loro

effettiva posizione.

5. Vengono correttamente tenuti in conto oltre ai carichi anche i momenti trasmessi dai solai.
6. Sono considerati cunei di distacco per eventuali pareti trasversali che siano collaboranti (con cui cioè vi sia un buon grado di ammortamento).
7. Nel calcolo vengono considerati i pesi propri della struttura + i carichi accidentali agenti nella loro interezza; in altre parole, non vengono effettuate combinazioni di carico.

In definitiva, le azioni ribaltanti sono valutate come esposto sopra, mentre quelle stabilizzanti sono dovute ai pesi propri di conci murari, ai pesi dei solai che agiscono con la loro eccentricità rispetto al punto di rotazione ed al momento eventualmente da essi trasmesso, alla presenza di eventuali cunei e catene.

Per simulare la "mesh" del muro fatta dal programma il muro viene studiato come somma di 4 tratti (Figura 27 seguente).

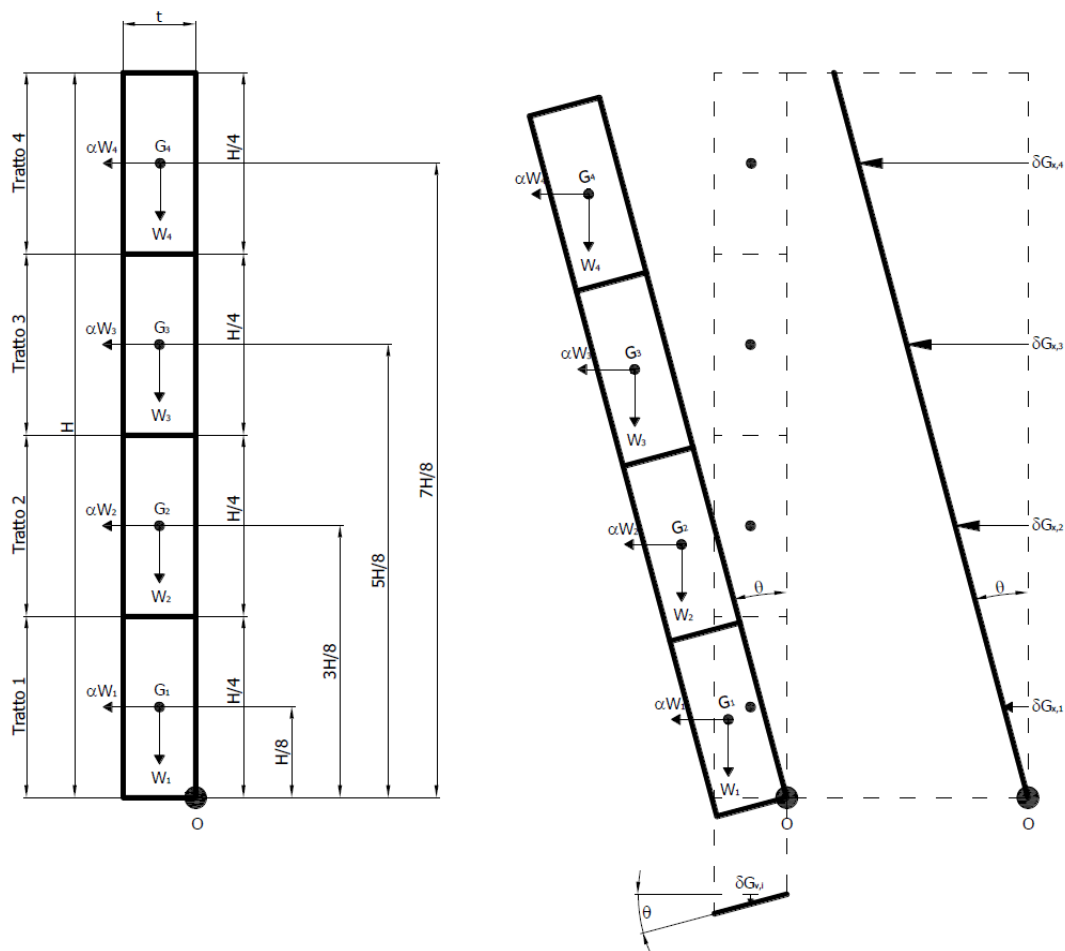


Figura 21 - Discretizzazione del singolo muro e cinematici lungo X/Y (estrapolata dal manuale di EdiLus)

Verifica allo spanciamento

Lo schema in figura seguente, sulla destra, mostra il meccanismo di spanciamento. Tale meccanismo si può verificare tra due vincoli successivi, per cui, nell'esempio sottoriportato, si potrà verificare tra il piede ed il primo solaio ben ammortato e tra quest'ultimo e la catena di sommità.

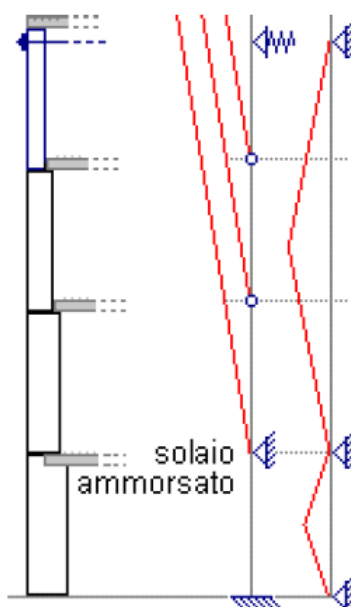


Figura 22 - Schematizzazione della parete per il cinematiso di spanciamento (estrpolata dal manuale di EdiLus)

I carichi considerati e le accelerazioni sono sempre le stesse del caso precedente, mentre il calcolo è chiaramente diverso, essendo basato sull'ipotesi di una cerniera cilindrica orizzontale ad una data quota.

EdiLus ipotizza tale cerniera facendola salire dal vincolo inferiore a quello superiore con uno step di 50 cm circa, calcolando il coefficiente di sicurezza per ognuna di queste posizioni e conservando quello minimo. Nella verifica a spanciamento (rottura interna) si ipotizza quindi la formazione, ad una data quota, di una cerniera orizzontale e si calcola l'accelerazione orizzontale (a^0) che attiva il meccanismo.

La cerniera può formarsi, tra due vincoli, ad una quota indefinita, per cui occorre procedere per tentativi.

Si precisa che i calcoli sono riferiti ad una larghezza (striscia) unitaria (1 m).

La Circolare NTC 617/2009 al § C8A.4 riporta una trattazione basata sul principio dei lavori virtuali, tale metodo è utilizzato dal programma di calcolo per trovare il valore del Moltiplicatore di Collasso.

Si riporta di seguito in figura 29 uno schema nel quale vengono visualizzate la formazione delle cerniere ed un generico cinematiso lungo un tratto i -esimo.

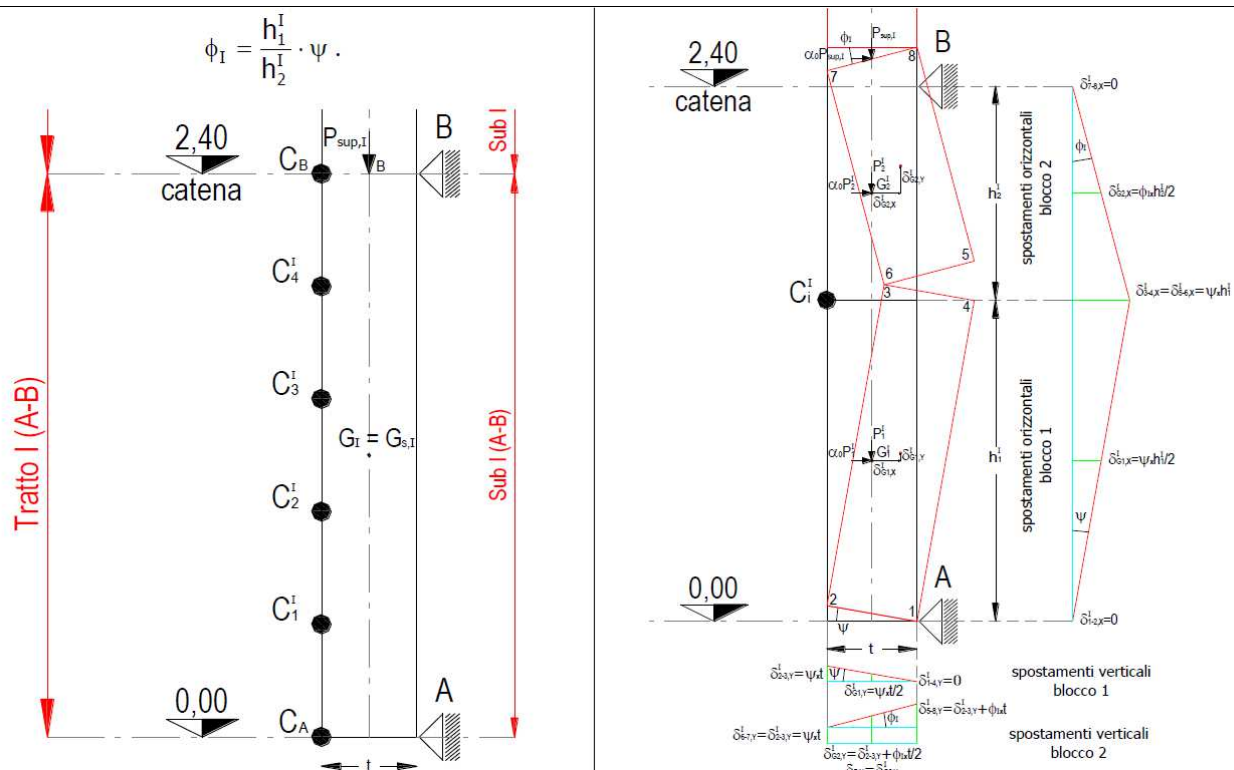


Figura 23 - Formazione cerniere Tratto I - Generico cinematismo lungo il Tratto I (estrapolata dal manuale di EdiLus)

13.2 Principali risultati dell'analisi

Vista la presenza di cordolature lungo il perimetro dell'edificio la verifica al ribaltamento non è stata eseguita e di conseguenza è stata eseguita quella a spancimento.

ACCELERAZIONI SISMICHE DI COLLASSO PER SPOSTAMENTI INTERPIANO Stato di Fatto

Id Piano	SLD		SLO	
	PGA _{Int}	PGA _C /PGA _D [%]	PGA _{Int}	PGA _C /PGA _D [%]
Fondazione				
Piano Seminterrato	0,352	99	0,234	66
Piano Terra				
Piano Terra	0,143	40	0,095	27
Piano Primo				
Piano Primo	0,149	42	0,101	28
Piano Copertura				
Piano Copertura	0,257	72	0,176	49
Piano Campanile				
Piano Campanile	0,260	73	0,179	50
Piano Sommità campanile				
Piano Sommità campanile	0,276	77	0,191	54

LEGENDA:

Id_{piano} Identificativo del livello o piano.

PGA_{Int} Accelerazione sismica di collasso minima per SPOSTAMENTO D'INTERPIANO. [NS] = Non significativo per valori di PGA_{Int} >= 1000.

PGA_C/PGA_D Rapporto tra la PGA di "capacità" (PGA_C) dell'elemento e quella di "domanda" (PGA_D = S_S·S_T·a_g/g). [200] = PGA_C > 2·PGA_D.

ACCELERAZIONI SISMICHE DI COLLASSO PER SPOSTAMENTI INTERPIANO

Stato di Progetto

Id _{piano}	Accelerazioni Sismiche di Collasso per Spostamenti Interpiano			
	SLD		SLO	
	PGA _{Int}	PGA _C /PGA _D	PGA _{Int}	PGA _C /PGA _D
		[%]		[%]
Fondazione				
Piano Seminterrato				
Piano Seminterrato	0,457	128	0,294	83
Piano Terra				
Piano Terra	0,185	52	0,123	34
Piano Primo				
Piano Primo	0,151	43	0,102	29
Piano Copertura				
Piano Copertura	0,259	73	0,177	50
Piano Campanile				
Piano Campanile	0,256	72	0,177	50
Piano Sommità campanile				
Piano Sommità campanile	0,284	80	0,197	55

LEGENDA:

- Id_{piano}** Identificativo del livello o piano.
- PGA_{Int}** Accelerazione sismica di collasso minima per SPOSTAMENTO D'INTERPIANO. [NS] = Non significativo per valori di PGA_{Int} >= 1000.
- PGA_C/PGA_D** Rapporto tra la PGA di "capacità" (PGA_C) dell'elemento e quella di "domanda" (PGA_D = S_S·S_T·a₀/g). [200] = PGA_C > 2·PGA_D.

A livello globale, considerando gli spostamenti dell'intero edificio, si ottengono i seguenti valori nei quali si riscontra un valore minimo di PGA_C/PGA_D pari al 43% allo stato limite di danno (SLD).

Come è già ribadito in precedenza si è preferito dare maggior significato alle singole facciate ed al meccanismo globale di collasso dovuto agli spostamenti di interpiano piuttosto che valutare i singoli maschi murari che avrebbero portato ad una interpretazione fuorviante vista la complessità del modello di calcolo dovuto alla notevole dimensione dell'edificio ed alla modellazione degli innumerevoli elementi strutturali con relative intrinseche incertezze costruttive ed alla irregolarità geometrico-architettonica della disposizione in pianta.

CONFRONTO STATO DI FATTO - STATO DI PROGETTO

Tabella di confronto dati di FATTO - dati di PROGETTO										
SL	D _{PGA}		C.Min _{PGA}		C.Min _{TR}		α _{PGA}		α _{TR}	
	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO
SLO	0.129	0.129	0.095	0.102	27	29	0.740	0.794	0.811	0.835
SLD	0.161	0.161	0.143	0.152	57	65	0.890	0.942	0.894	0.943
SLV	0.318	0.318	0.000	0.000	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000

LEGENDA: Tabella di confronto dati di FATTO - dati di PROGETTO

- SL** Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività - [SLC] = stato limite di collasso.
- D_{PGA}** Domanda espressa in termini di Accelerazione al suolo
- C.Min_{PGA}** Capacità minima dell'edificio espressa in termini di Accelerazione al Suolo
- C.Min_{TR}** Capacità minima dell'edificio espressa in termini di Periodo di Ritorno
- α_{PGA}** Indicatori di Rischio in termini di Accelerazione al Suolo
- α_{TR}** Indicatori di Rischio in termini di Tempo di Ritorno

CONFRONTO STATO DI FATTO - STATO DI PROGETTO IN TERMINI DI CAPACITA'

Tabella di confronto dati di FATTO - dati di PROGETTO in termini di capacità							
SL	Tipo di rottura	Materiale		PGA _c		T _{RC}	
		FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO
				[Ag/g]	[Ag/g]	[anni]	[anni]
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	-	0.143	0.152	57	65
SLO	Spostamento Interpiano (SLO)	-	-	0.095	0.102	27	29
SLV	Carico Limite Terreno	TER	TER	0.000	0.000	0	0
SLV	Deformazione Ultima Maschio	MU	MU	0.144	0.144	76	76
SLV	Pressoflessione Fuoripiano del Maschio	MU	MU	0.000	0.000	0	0
SLV	Pressoflessione nel Piano del Maschio	MU	MU	0.000	0.000	0	0
SLV	Taglio nel Piano del Maschio	MU	MU	0.000	0.000	0	0
SLV	Flessione o Pressoflessione	CA	CA	0.000	0.000	0	0
SLV	Taglio	CA	CA	0.000	0.000	0	0
SLV	Rottura del Nodo	-	-	NS	NS	>2475	>2475
SLD	Cinematismo Ribaltamento	-	-	NS	NS	>2475	>2475
SLV	Cinematismo Ribaltamento	-	-	NS	NS	>2475	>2475
SLD	Cinematismo Spanciamento	-	-	NS	NS	>2475	>2475
SLV	Cinematismo Spanciamento	-	-	NS	NS	>2475	>2475

Come è possibile notare dai risultati ottenuti la struttura sottoposta a miglioramento subisce un notevole incremento della PGA sia alle SLO che alle SLD nonostante non siano stati previsti interventi su elementi portanti come murature esterne, ma solo su solai e murature interne, in modo da non modificare in alcun modo l'aspetto esteriore dell'edificio. Elemento, questo, determinante in quanto trattasi di edificio tutelato.

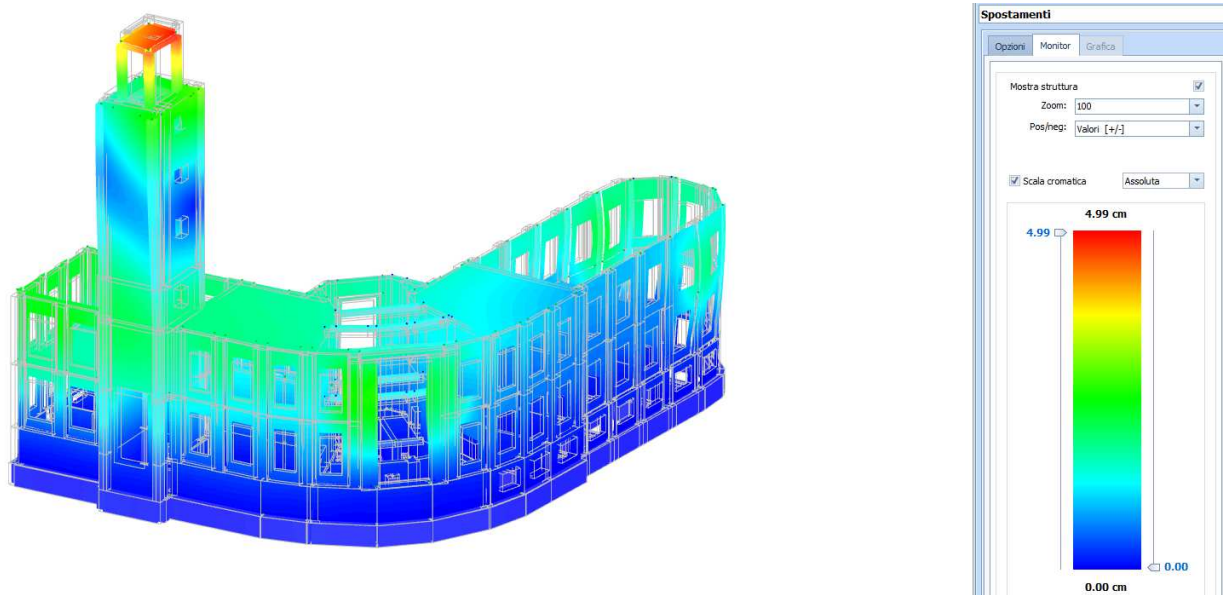


Figura 24 - Spostamenti sisma in X allo SLU - Modo preponderante

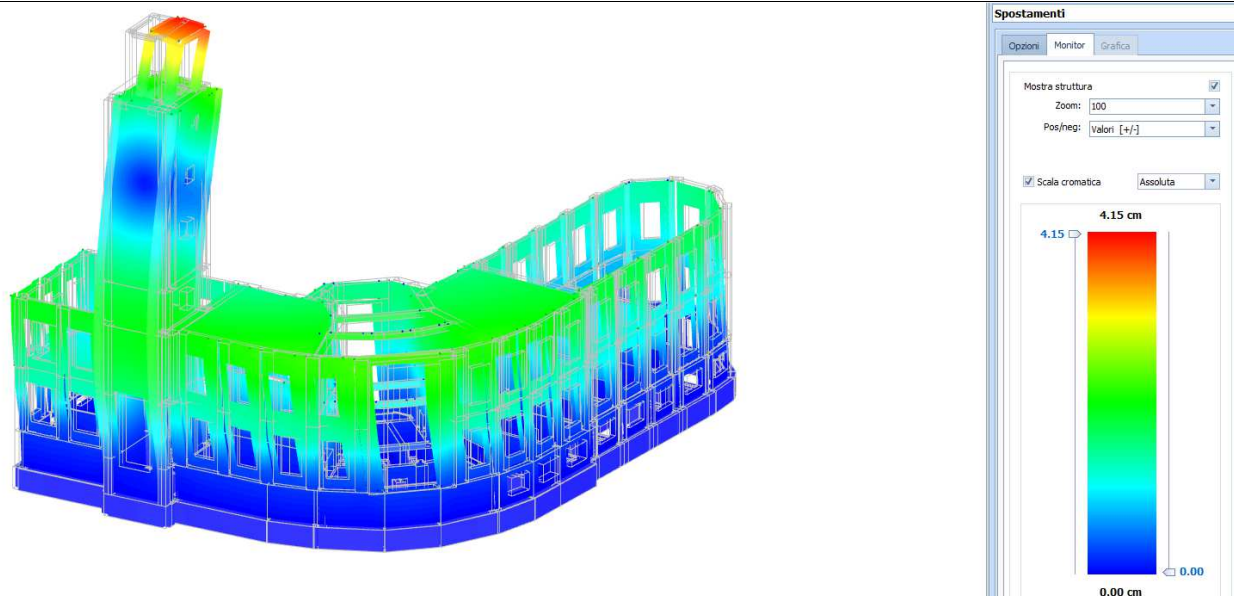


Figura 25 - Spostamenti sisma in Y allo SLU - Modo preponderante

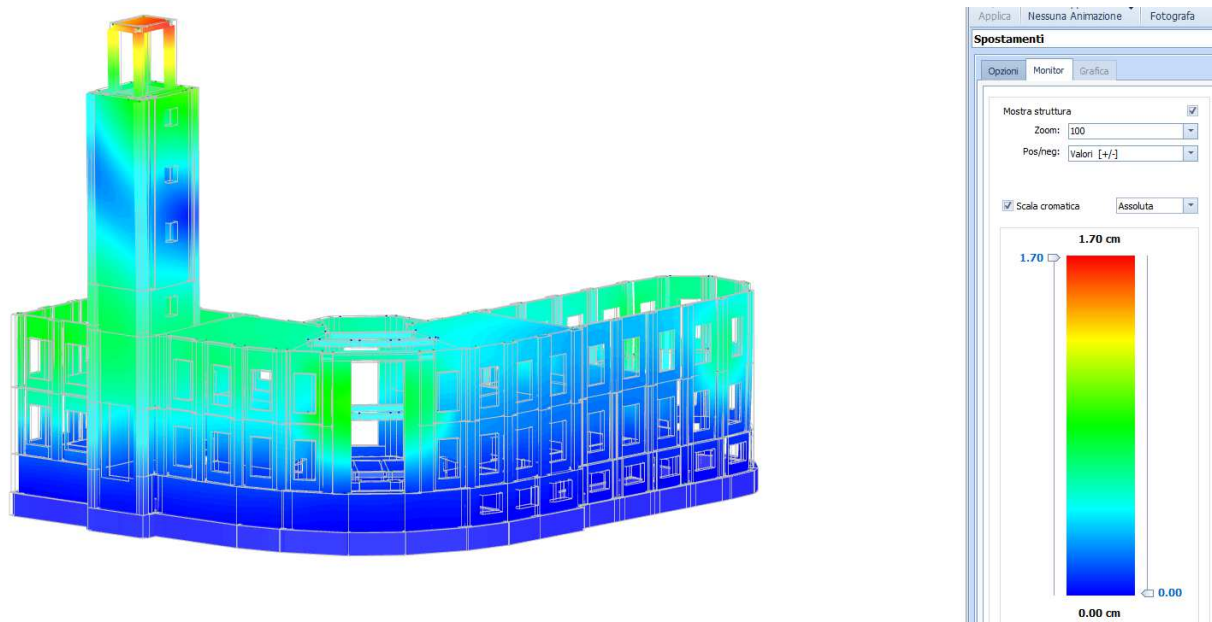


Figura 26 - Spostamenti sisma in X allo SLD - Modo preponderante

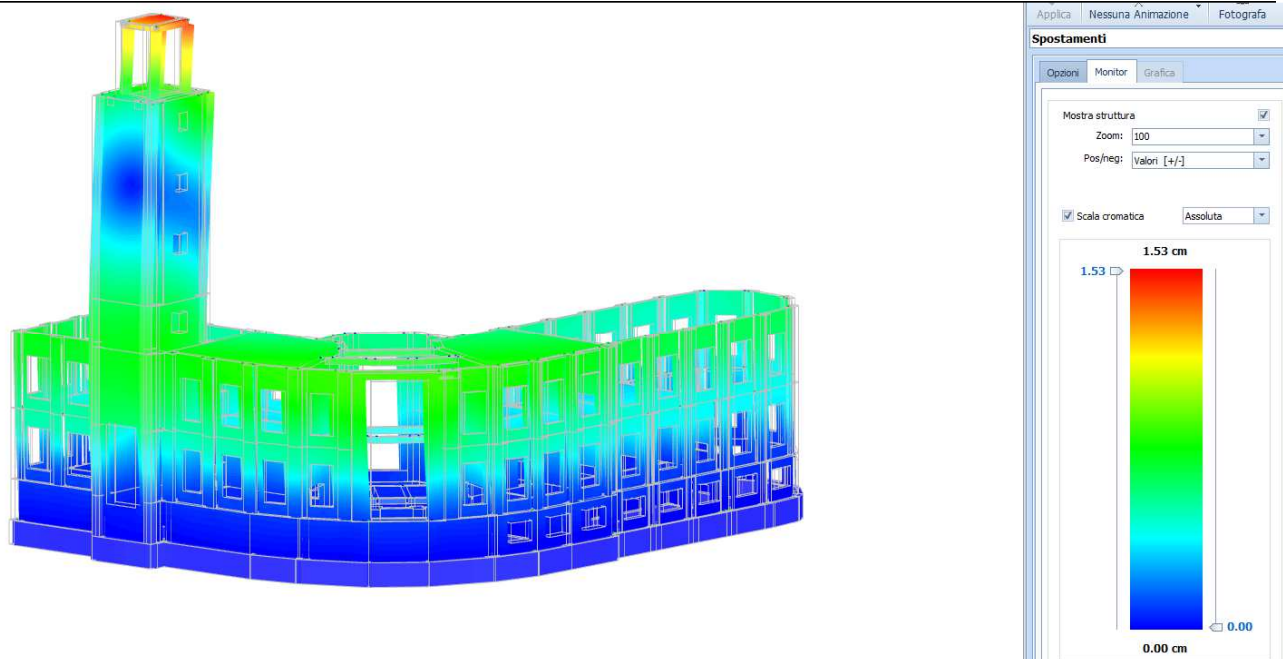


Figura 26 - Spostamenti sisma in Y allo SLD - Modo preponderante

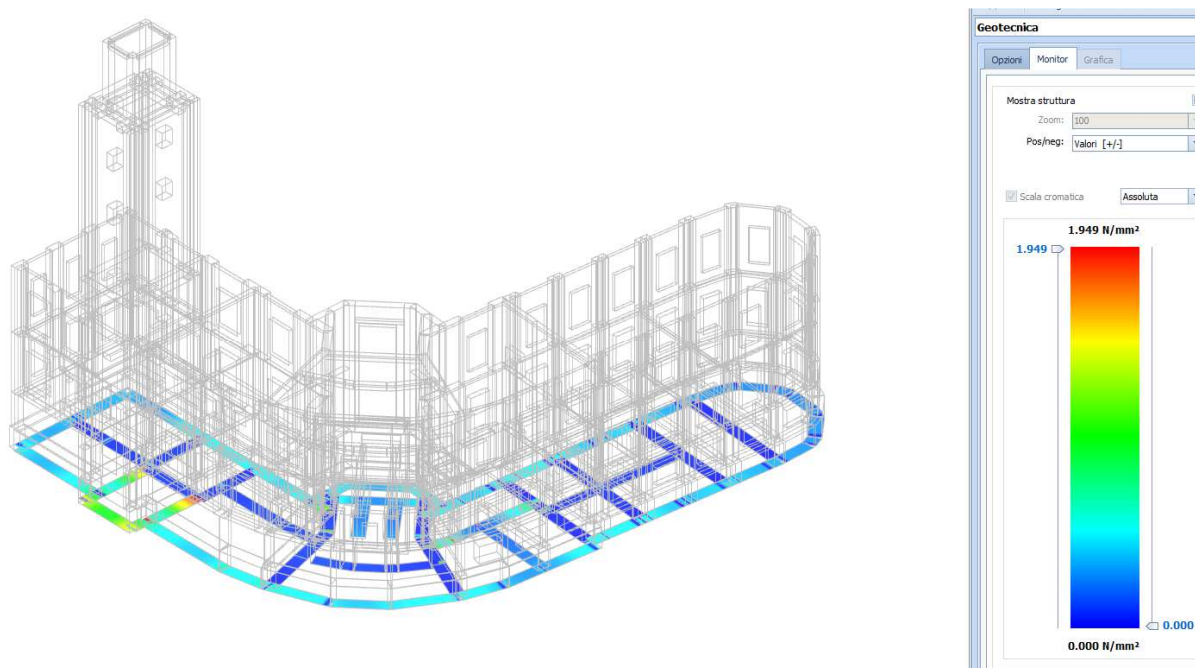


Figura 27 - Tensioni sul terreno allo SLU

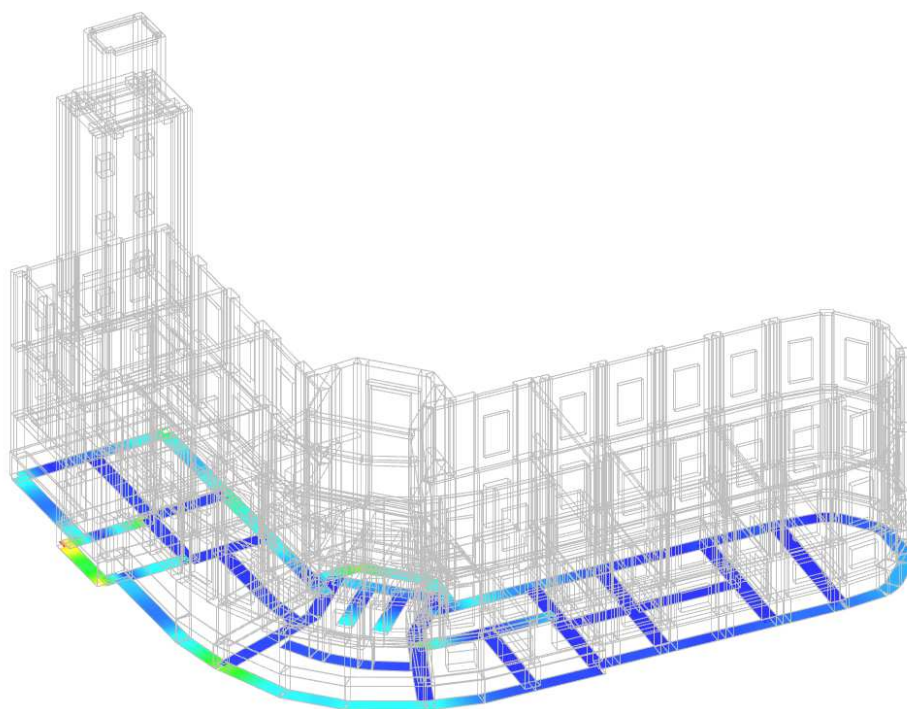


Figura 28 - Tensioni sul terreno sisma in X - Modo preponderante

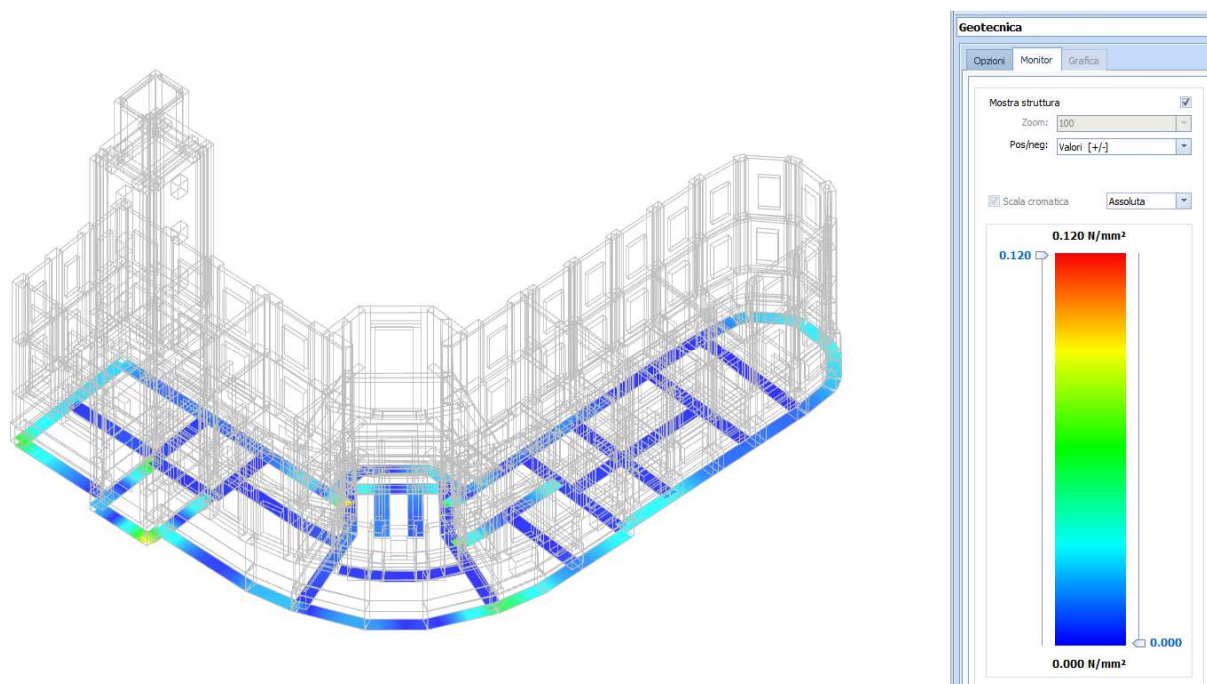


Figura 29 - Tensioni sul terreno sisma in Y - Modo preponderante

14 - PROPOSTA DI INTERVENTO

In seguito alla verifica di vulnerabilità, alle analisi eseguite nonché alle osservazioni riportate ai capitoli precedenti, così come obiettivo per presente progetto di "*restauro e rifunzionalizzazione*" ed atteso dall'Amministrazione comunale di Predappio, si propone un'ipotesi di intervento al fine di conseguire un **miglioramento sismico** dell'intero complesso così come definito dal p.to 8.4.2 delle NTC ovvero realizzare una serie di "*interventi che siano comunque finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate*".

Si riportano quindi di seguito i principali interventi strutturali proposti divisi per piano in funzione ovviamente delle vulnerabilità riportate al capitolo 12.

INTERVENTI SUI SOLAI

a) Sui solai del tipo tutti in laterocemento, con caratteristiche leggermente diverse, sia dimensionali che tipologiche per le diverse porzioni esistenti, in funzione della luce degli stessi, si prevede un loro consolidamento da realizzarsi mediante nuova soletta in cls armata con rete elettrosaldata e da rendere collaborante con i travetti esistenti mediante l'impiego di connettori metallici, disposti ad interasse opportuno. La rete sarà poi resa solidale ai cordoli e murature portanti perimetrali dei solai mediante barre di acciaio inghisate agli stessi con l'ausilio di resine epossidiche.

b) Per i solai di luce maggiore del tipo monodirezionali, oltre al suddetto intervento di cui al punto a), si prevede inoltre l'incremento della resistenza a taglio degli stessi mediante l'inserimento di zone piene in cls da realizzarsi nello spazio compreso fra i travetti, in ragione di uno ogni due, inserendo una zona in cls armata riempiendo lo spazio compreso fra i travetti stessi, per un tratto di lunghezza pari ad un quarto della luce di calcolo del solaio. Tali zone di rinforzo in cls saranno realizzate mantenendo il fondello dell'elemento di alleggerimento esistente (pignatta e tavellone), previa puntellatura della zona da gettare.

c) Per i solai di luce maggiore del tipo bidirezionali, oltre al suddetto intervento di cui al punto a), si prevede inoltre l'incremento della resistenza a taglio degli stessi mediante l'inserimento di lamelle in fibra di carbonio o frp da posizionarsi all'intradosso dei travetti, previo trattamento della superficie degli stessi. Si prevede infatti l'asportazione del fondello ammalorato in laterizio, il trattamento anticorrosivo delle armature mediante passivante e la successiva ricostruzione della base del travetto con la realizzazione del copriferro mediante malta cementizia monocomponente, tixotropica, fibrorinforzata, a presa rapida, a ritiro controllato, ad alte prestazioni per riparazioni e finitura. Ricostruito il supporto si procederà poi alla posa delle lamelle in fibra di carbonio o frp con apposito collante.

INTERVENTI SULLE STRUTTURE VERTICALI

Sulle strutture verticali, rappresentate sostanzialmente da pareti in laterizio pieno e malta, a seguito degli interventi previsti in progetto, saranno realizzati, ove necessario, interventi di rinforzo quali placaggi ed interventi di cuci-scuci per traslazioni di aperture, nicchie, ecc.

L'intervento di progetto previsto sull'edificio, prevede una serie di modifiche da apportarsi alle murature portanti interne, con trasformazione, spostamento, allargamento e comunque modifiche alle

aperture esistenti. Si prevede infatti una ridistribuzione degli spazi interni con una conseguente modifica delle aperture e la modifica di tramezzature interne non portanti. Sulle nuove aperture o su quelle esistenti modificate, si disporranno adeguati architravi opportunamente ammorsati alle murature portanti adiacenti e dove le dimensioni delle stesse risultano essere considerevoli, si realizzeranno delle cerchiature, con traversi metallici e piedritti realizzati in c.a. gettato in opera. Si prevede inoltre il rafforzamento di alcune murature portanti interne di spina ed esterne, realizzate su una sola faccia o su entrambe le facce, al fine di migliorare il comportamento sismico ed aumentare la resistenza delle murature stesse sia nei confronti dei carichi statici sia nei confronti delle azioni sismiche. I rinforzi, saranno realizzati mediante placaggio realizzato con betoncino e rete in FRP.

I rinforzi tradizionali mediante impiego di betoncino armato saranno realizzati con doppia lastra di betoncino e reti metalliche elettrosaldate, rese solidali al supporto murario mediante fori disposti a quinconce e barre di armatura passante con funzione di legatura.

I rinforzi con placaggi mediante FRP tipo FB MESH 66x66T192AR o similare saranno realizzati appunto con reti in fibra di vetro (Fiber Reinforced Polymer) che viene prodotta utilizzando fibre continue di vetro ad elevata resistenza chimica e meccanica, impregnate con resine poliesteri termoindurenti a formare una robusta struttura monolitica e flessibile avente caratteristiche non attribuibili ai materiali omogenei tradizionali. Come sistema di recinzione e grazie alle caratteristiche di isolamento elettrico, la rete in FRP offre la soluzione ideale per la delimitazione e protezione di trasformatori, linee elettriche ad alta tensione, centrali e stazioni elettriche, ferrovie ed aree adiacenti, con criteri di sicurezza e costi contenuti. L'amagneticità e la radio-trasparenza, ne permettono l'impiego nella protezione di antenne radio, nella delimitazione di aree aeroportuali sensibili e, più in generale, laddove sussistono problematiche di interferenze con dispositivi di controllo e apparecchiature elettroniche di trasmissione. Nel settore dell'edilizia specializzata, del recupero e restauro di edifici di pregio come per il caso in oggetto, la rete in FRP trova una delle sue massime applicazioni in quanto vengono sfruttate le elevate prestazioni meccaniche, di resistenza chimica e di isolamento termico proprie del materiale. Inoltre, la leggerezza e lo spessore ridotto ne consentono una posa in opera facile, veloce ed economica. La rete in FRP è inoltre apprezzata nella bioedilizia come sostituto dei rinforzi ferrosi tradizionali in quanto, grazie alle caratteristiche di amagneticità, non interferisce con il campo elettromagnetico naturale ed è priva di emissioni nocive alla salute dell'uomo.

Le nicchie presenti attualmente con funzione di alloggiamento per i radiatori dovranno essere chiuse mediante mattoni aventi la stessa dimensioni dei mattoni componenti la struttura originaria in quanto dovranno essere opportunamente ammorsati tra di loro.

REALIZZAZIONE DI SCALE E VANO ASCENSORE

Al fine di garantire una adeguata ridistribuzione degli spazi interni, si rende necessario dotare l'edificio di un nuovo vano scala con adiacente vano ascensore, da posizionarsi sull'ala dell'edificio che sarà oggetto del 1° lotto. la nuova scala in c.c.a. gettato in opera del tipo a trave a ginocchio, sarà collegata alle adiacenti murature portanti ed a livello dei solai di piano su nuove travi in c.c.a da collegarsi alle adiacenti strutture portanti verticali. Il vano ascensore sarà delimitato da nuovi setti in c.c.a. gettato in opera e poggiato su nuova fondazione a platea, che costituirà anche il basamento della nuovo impianto di sollevamento. La platea avrà spessore pari ad almeno 50 cm, da posarsi su opportuno letto di magrone di

buona qualità C12/15 e collegata alle adiacenti strutture di fondazione.

INTERVENTI SULLE LASTRE DI FACCIATA

Sui prospetti esterni, visto il degrado delle lastre di rivestimento in travertino romano che ne può causare il distacco, si prevede un intervento di consolidamento previa battitura. È un tipo di degrado che possiamo riscontrare nei prospetti esterni. Gli elementi in marmo alla parete dovranno essere fissati al supporto murario adiacente mediante l'impiego di un leggero strato di collante idoneo steso su tutta la superficie posteriore della lastra e con l'impiego di barre filettate, ancorate alla parete mediante resine epossidiche, del tipo a scomparsa all'interno dello spessore della lastra. Il foro praticato sulla lastra sarà riempito mediante stuccatura da realizzarsi con una miscela di collante e polvere di travertino al fine di rendere l'intervento meno invasivo.

INTERVENTI SU ELEMENTI NON STRUTTURALI E GLI IMPIANTI

Si prescrive inoltre, per gli elementi non strutturali e gli impianti soggetti ad azioni sismiche quanto segue estrapolato dalla Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 § C8A.9.

I danni causati dal terremoto ai componenti e ai sistemi non strutturali sono stati una fonte di grande preoccupazione per diversi decenni. Mentre ci sono stati notevoli miglioramenti nella risposta dei sistemi strutturali resistenti alle forze laterali, i terremoti hanno continuato a rivelare la poca attenzione prestata all'ancoraggio e al controventamento dei componenti e dei sistemi non strutturali. Persino nei casi in cui i terremoti hanno causato danni di piccola entità o addirittura nulli ai sistemi strutturali degli edifici, i componenti non strutturali hanno subito danni estesi, soprattutto a causa di un ancoraggio o controventamento impropri. I danni sismici alle installazioni non strutturali non solo possono risultare costosi, ma possono anche rendere la struttura inutilizzabile per un periodo di tempo che può variare da alcune settimane a diversi mesi. L'ancoraggio ed il controventamento corretti dei componenti e dei sistemi non strutturali è cruciale in strutture strategiche, come gli ospedali, e possono contribuire a che questi servizi siano disponibili e utilizzabili subito dopo una calamità. Le NTC, ai §§ 7.2.3 e 7.2.4, contengono prescrizioni esplicite per la progettazione e l'ancoraggio sismico di sistemi e componenti non strutturali. Un obiettivo di questa Appendice consiste nel fornire un aiuto per la comprensione e l'applicazione dei requisiti delle NTC.

La scelta dei componenti non strutturali da sottoporre ad una valutazione sismica si basa sulle seguenti considerazioni:

- *la sismicità (identificata dalla Zona Sismica)*
- *la vulnerabilità sismica del componente*
- *l'importanza del componente per la funzionalità nel periodo post-terremoto*
- *il costo e il grado di interruzione dei servizi necessari per adeguare o ancorare il componente. Lo scopo è concentrare le risorse di progettazione e di costruzione sui miglioramenti sismici non strutturali più critici e convenienti da un punto di vista di rapporto costo/benefici.*

Nel caso specifico, e visto il futuro progetto, dovranno essere presi in esame i seguenti componenti:

- ascensore (guide, motori e generatori, pannelli elettrici e di controllo);

- impianto elettrico di emergenza (batterie per la corrente elettrica di emergenza, generatore elettrico di emergenza, batterie per il generatore);
- apparecchiature per la comunicazione (computers e schermi, armadietti telefonici, pannelli a muro);
- componenti fissati a pavimento e sul tetto (caldaie, serbatoi, impianti elettrici e/o fotovoltaici, antenne, comignoli ed esalatori ecc...);
- sistemi di distribuzione (tubature sospese, condotte per gli impianti di riscaldamento, ventilazione e condizionamento d'aria, componenti dell'impianto elettrico);
- componenti architettonici (soffitti sospesi e/o a pannelli, lampadari e corpi illuminanti sui soffitti, tamponamenti interni non armati in muratura, muri esterni di tamponamento non rinforzati)

N.B.: per una migliore lettura ed interpretazione degli interventi previsti, si rimanda agli elaborati grafici architettonici e strutturali facenti parte del presente "progetto Preliminare".

14.1 Principali risultati dell'analisi e confronto

In base a quanto sopra esposto, gli interventi sono stati modellati nel programma di calcolo e è stato eseguito un confronto con lo stato di fatto.

PRINCIPALI ELEMENTI ANALISI SISMICA- Stato di fatto

Dir	M _{Str}	M _{SLU}	M _{Ecc,SLU}	M _{SLD}	M _{Ecc,SLD}	%T.M _{Ecc}	ΣV _{Ed,SLU}
	[N·s ² /m]	[N·s ² /m]	[N·s ² /m]	[N·s ² /m]	[N·s ² /m]	[%]	[N]
X	9 877 960	7 029 783	5 595 305	7 029 783	5 595 305	79.6	20 852 404
Y	9 877 960	7 029 783	5 477 010	7 029 783	5 477 010	77.9	20 852 404
Z	9 877 960	9 328 781	5 209 319	9 328 781	5 209 319	55.8	23 923 654

LEGENDA:

Dir	Direzione del sisma.
M_{Str}	Massa complessiva della struttura.
M_{SLU}	Massa eccitabile allo SLU.
M_{Ecc,SLU}	Massa Eccitata dal sisma allo SLU.
M_{SLD}	Massa eccitabile della struttura allo SLD, nelle direzioni X, Y, Z.
M_{Ecc,SLD}	Massa Eccitata dal sisma allo SLD.
%T.M_{Ecc}	Percentuale Totale di Masse Eccitate dal sisma.
ΣV_{Ed,SLU}	Tagliante totale, alla base, per sisma allo SLU.

PRINCIPALI ELEMENTI ANALISI SISMICA- Stato di progetto

Dir	M _{Str}	M _{SLU}	M _{Ecc,SLU}	M _{SLD}	M _{Ecc,SLD}	%T.M _{Ecc}	ΣV _{Ed,SLU}
	[N·s ² /m]	[N·s ² /m]	[N·s ² /m]	[N·s ² /m]	[N·s ² /m]	[%]	[N]
X	10 483 966	7 644 145	6 220 123	7 644 145	6 220 123	81.4	22 674 784
Y	10 483 966	7 644 145	5 713 538	7 644 145	5 713 538	74.7	22 674 784
Z	10 483 966	9 943 652	5 146 052	9 943 652	5 146 052	51.8	25 500 491

LEGENDA:

Dir	Direzione del sisma.
M_{Str}	Massa complessiva della struttura.
M_{SLU}	Massa eccitabile allo SLU.
M_{Ecc,SLU}	Massa Eccitata dal sisma allo SLU.
M_{SLD}	Massa eccitabile della struttura allo SLD, nelle direzioni X, Y, Z.
M_{Ecc,SLD}	Massa Eccitata dal sisma allo SLD.
%T.M_{Ecc}	Percentuale Totale di Masse Eccitate dal sisma.
ΣV_{Ed,SLU}	Tagliante totale, alla base, per sisma allo SLU.

Dalle tabelle precedenti si dimostra, preliminarmente, che l'intervento ricade nel miglioramento in quanto la differenza delle masse complessive aumenta del 6,2% (< 10%) tra lo stato di progetto e lo stato di fatto.

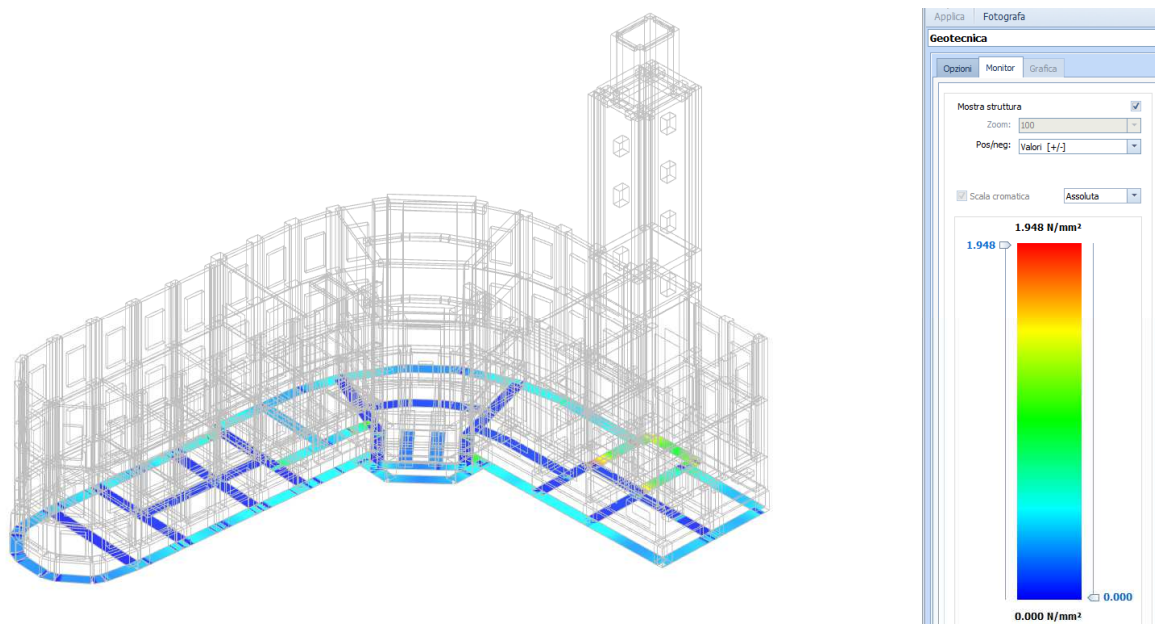


Figura 30 - Tensioni sul terreno allo SLU

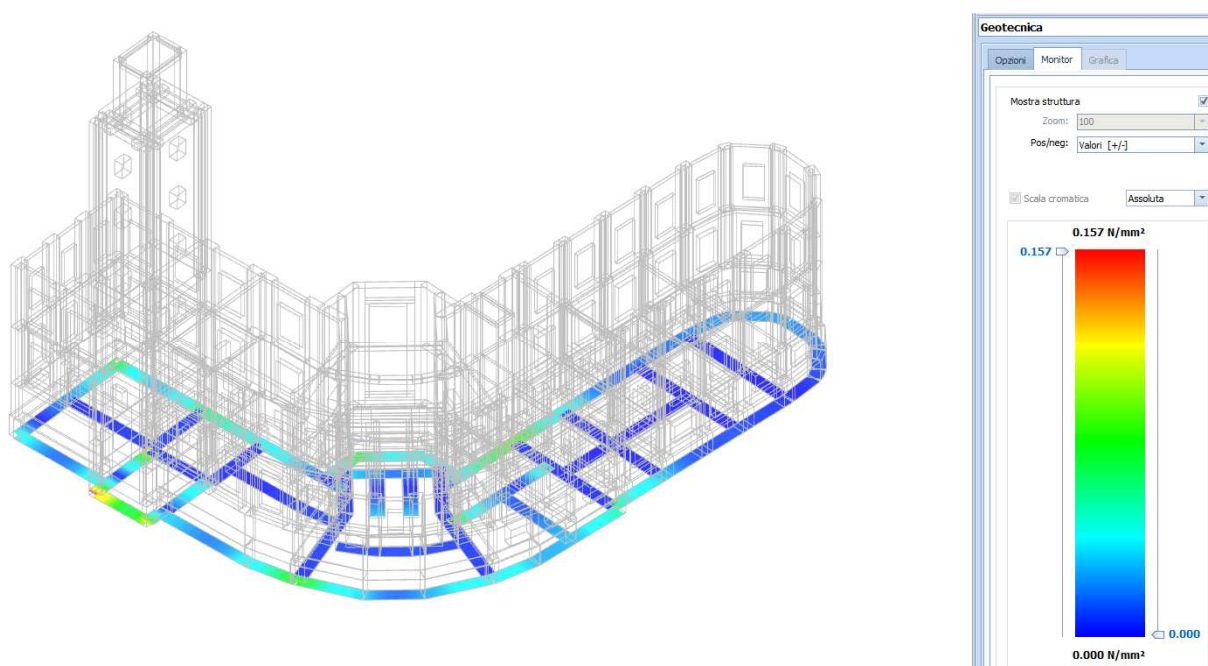


Figura 31 - Tensioni sul terreno sisma in X - Modo preponderante

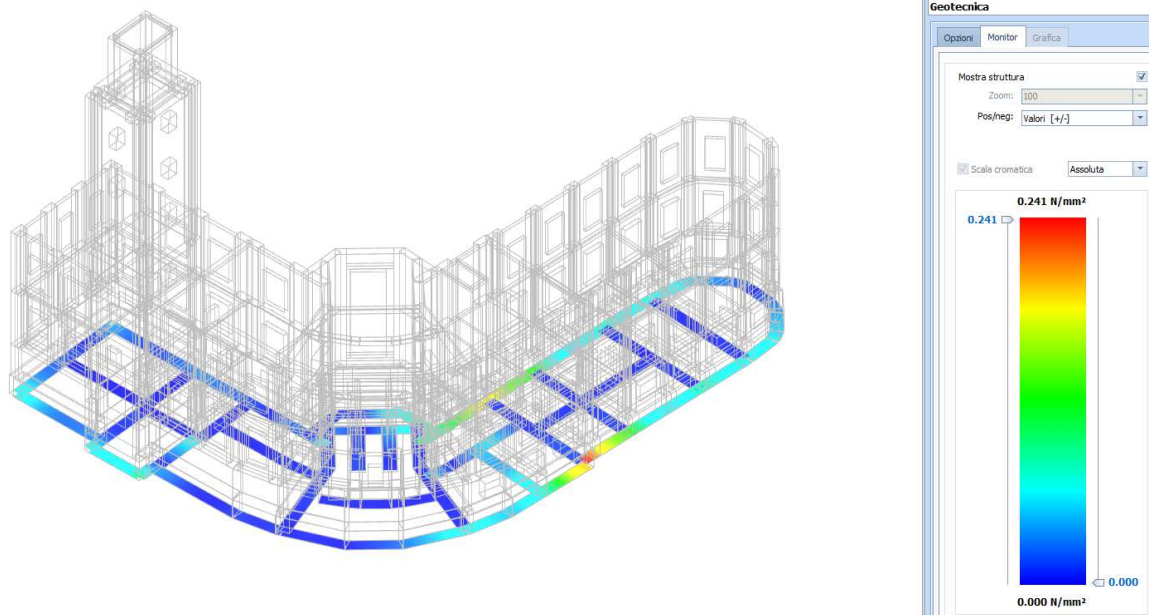


Figura 32- Tensioni sul terreno sisma in Y - Modo preponderante

Confrontando i risultati grafici estrapolati dal programma di calcolo, in particolare confrontando la figura 28 con la figura 37, si riscontra una invarianza delle sollecitazioni massime allo stato limite ultimo (SLU) dal valore di $1,946 \text{ N/mm}^2$ allo stato di fatto al valore massimo pari a $1,948 \text{ N/mm}^2$ allo stato di progetto.

Si riportano di seguito i principali risultati ottenuti sulla modellazione allo stato di progetto.

Confrontando i valori ottenuti con quelli dello stato di fatto, si riscontra un aumento dei valori della PGA_{Rb} e della PGA_{Sp} nella quasi totalità delle facciate ad eccezione delle facciate 6, 8 e 12 in quanto demolendo la copertura e sostituendo il solaio piano del sottotetto con nuovo solaio più leggero, sono stati diminuiti i pesi applicati in testa ai maschi murari delle 3 facciate, stabilizzanti però per la verifica a spanciamiento. Nonostante ciò si ritiene che il miglioramento, seppur non elevato, sia riscontrabile considerando l'incremento del valore minimo assoluto del rapporto $\text{PGA}_c/\text{PGA}_D$ che è passato dal 29 al 32% allo stato di salvaguardia della vita (SLV).

La Facciata 18 risulta intrinsecamente verificata sia al ribaltamento per la presenza di cordolatura in sommità e sia per lo spanciamiento essendo stata rinforzata mediante placcaggio con betoncino armato su entrambe le facce.

Anche considerando gli spostamenti interpiano, si veda sotto, si è avuto un incremento rispetto allo stato di fatto. Il decremento per il piano denominato "copertura alta" non è significativo in quanto il valore ottenuto per la PGA_c è comunque superiore (allo SLV) o pari (allo SLD) al valore della PGA_D .

ACCELERAZIONI SISMICHE DI COLLASSO PER SPOSTAMENTI INTERPIANO

Stato di Progetto

Id _{piano}	SLD		SLO	
	PGA _{Int}	PGA _C /PGA _D [%]	PGA _{Int}	PGA _C /PGA _D [%]
Fondazione				
Piano Seminterrato				
Piano Seminterrato	0,457	128	0,294	83
Piano Terra				
Piano Terra	0,185	52	0,123	34
Piano Primo				
Piano Primo	0,151	43	0,102	29
Piano Copertura				
Piano Copertura	0,259	73	0,177	50
Piano Campanile				
Piano Campanile	0,256	72	0,177	50
Piano Sommità campanile				
Piano Sommità campanile	0,284	80	0,197	55

LEGENDA:

Id_{piano}

Identificativo del livello o piano.

PGA_{Int}

Accelerazione sismica di collasso minima per SPOSTAMENTO D'INTERPIANO. [NS] = Non significativo per valori di PGA_{Int} >= 1000.

PGA_C/PGA_D

Rapporto tra la PGA di "capacità" (PGA_C) dell'elemento e quella di "domanda" (PGA_D = S_S·S_T·a_g/g). [200] = PGA_C > 2·PGA_D.

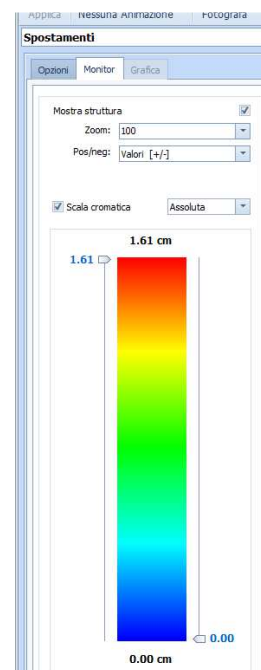
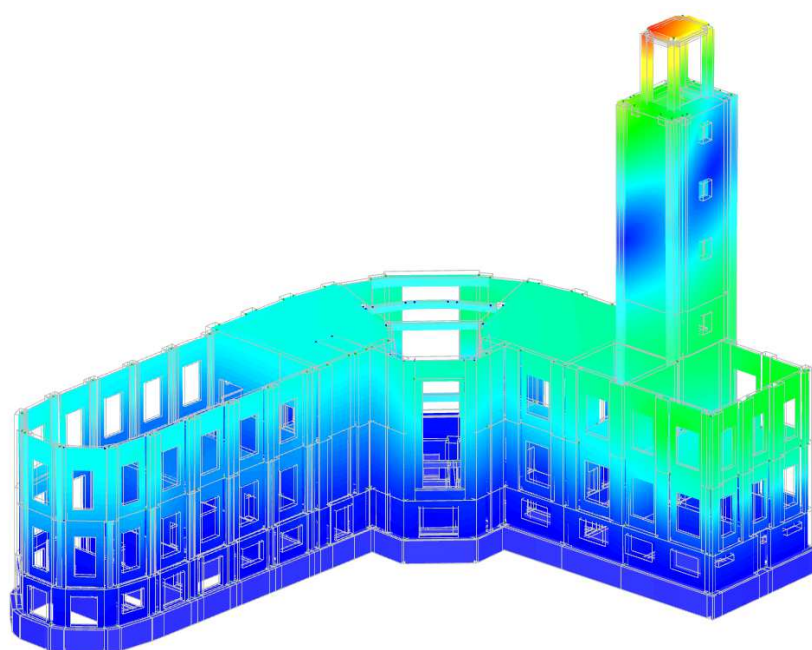


Figura 33 - Spostamenti sisma in X allo SLD - Modo preponderante

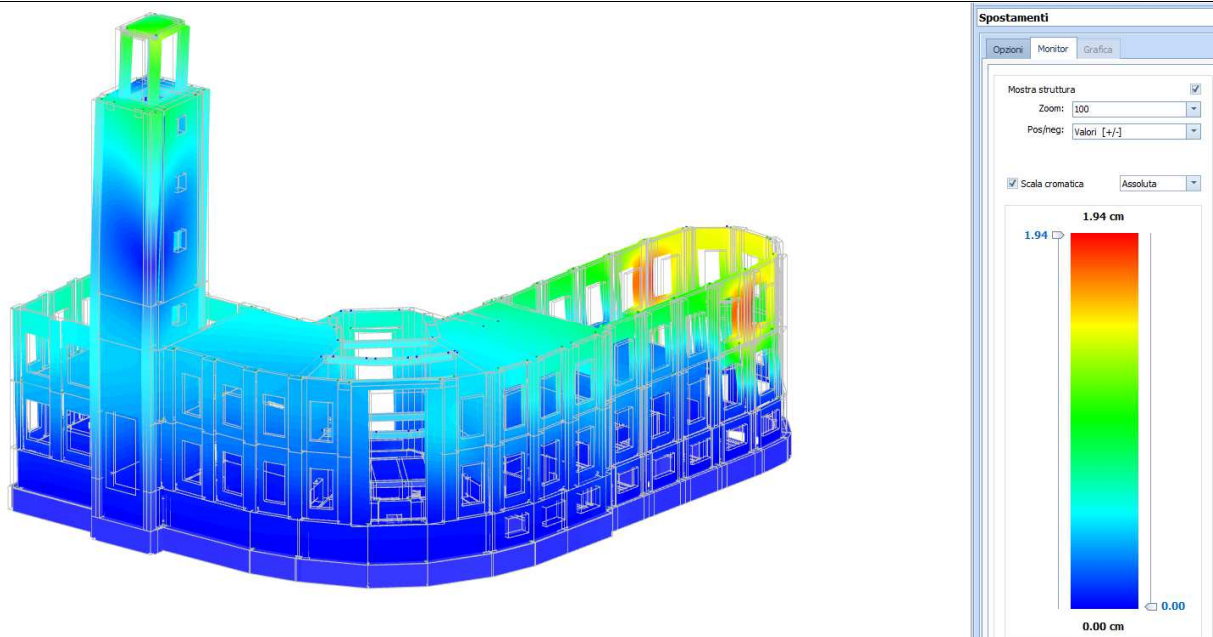


Figura 34 - Spostamenti sisma in Y allo SLD - Modo preponderante

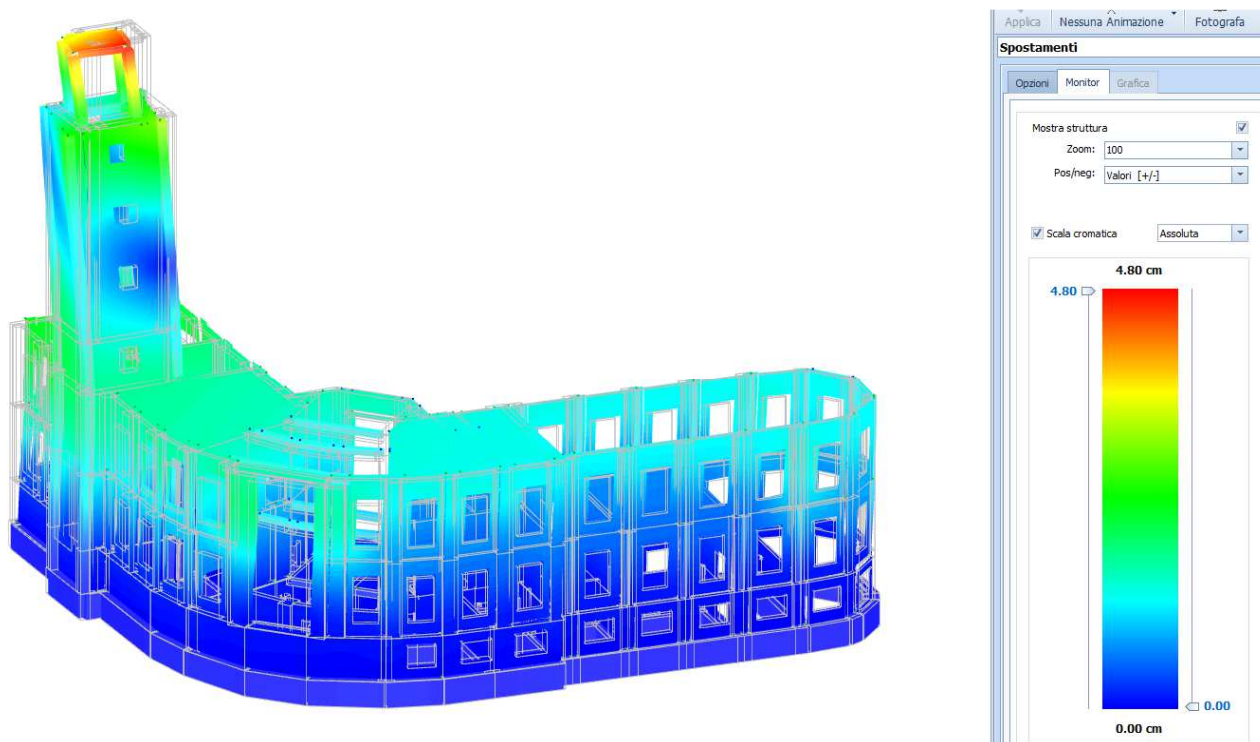


Figura 35 - Spostamenti sisma in X allo SLU - Modo preponderante

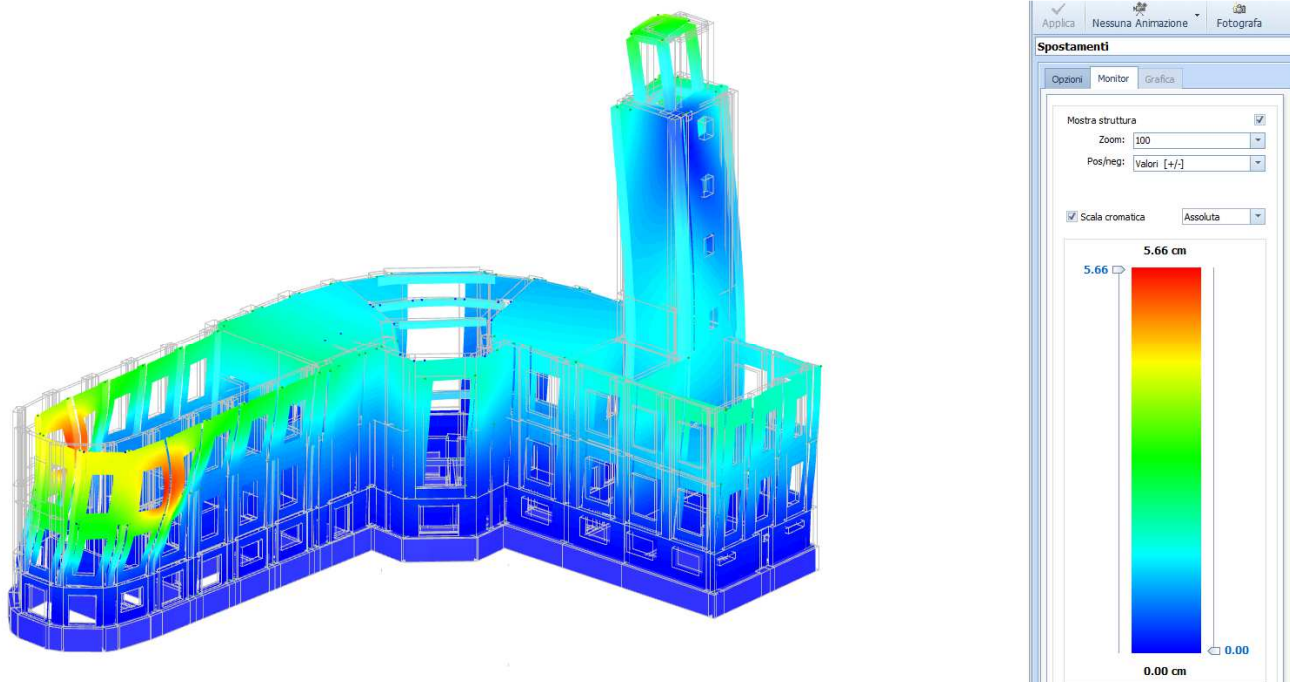


Figura 36 - Spostamenti sisma in Y allo SLU - Modo preponderante

Confrontando gli spostamenti massimi sotto azione sismica nelle due direzioni principali X e Y secondo i modi preponderanti di vibrare, si riscontrano valori inferiori tra lo stato di progetto e lo stato di fatto. In particolare, guardando anche visivamente le figure precedenti rispetto alle relative immagini dello stato di fatto, si può riscontrare un miglior comportamento d'insieme a livello globale dovuto al migliorato comportamento "scatolare" ottenuto allo stato di progetto.

L'intervento di miglioramento sismico previsto, così come definito al p.to 8.4.2 delle NTC'08, si rende necessario e perseguibile in quanto il progetto prevede una serie di interventi estesi sull'intero edificio dovuti al cambio di destinazione d'uso e ridistribuzione degli spazi. Le modifiche previste determinano comunque un incremento dei carichi globali valutato in fondazione inferiore al 10% rispetto allo stato originario, si sottolinea inoltre che non si ha un cambio della classe d'uso dell'edificio né tantomeno della sua vita nominale.

Forlì, 06.04.2016

Il Tecnico
Ing. Alberto Cipressi