

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI FEDERICO II

DOTTORATO DI RICERCA IN INGEGNERIA DEI MATERIALI E DELLE STRUTTURE

COORDINATORE PROF. GIUSEPPE MENSITIERI

XXIV CICLO



RAFFAELE FRASCADORE

TESI DI DOTTORATO

INFLUENZA DEI MECCANISMI FRAGILI SULLA SICUREZZA SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN C.A.

TUTOR: PROF. ING. GAETANO MANFREDI

CO-TUTOR: PROF. ING. ANDREA PROTA
PROF. ING. GERARDO MARIO VERDERAME

ANNO 2011

Indice

INTRODUZIONE.....	7
1 VULNERABILITÀ SISMICA DEGLI EDIFICI ESISTENTI IN C.A.	12
1.1 Lo scenario nazionale.....	12
1.2 L’Aquila, 6 Aprile 2009: l’approccio all’emergenza	13
1.2.1 <i>L’edilizia scolastica di L’Aquila</i>	<i>16</i>
1.3 Quadro normativo	19
1.3.1 <i>Livelli d’intensità sismica secondo il D.M. del 14 gennaio 2008</i>	<i>.....19</i>
1.3.2 <i>Livelli prestazionali secondo il D.M. del 14 gennaio 2008.....</i>	<i>21</i>
2 VALUTAZIONE SISMICA DEGLI EDIFICI ESISTENTI IN C.A.	24
2.1 Normative di riferimento.....	25
2.2 Modellazione.....	25
2.3 Azioni	27
2.3.1 <i>Carichi gravitazionali.....</i>	<i>27</i>
2.3.2 <i>Azione da neve</i>	<i>28</i>
2.3.3 <i>Azione sismica</i>	<i>28</i>
2.4 Metodi di analisi.....	30
2.4.1 <i>Descrizione e condizioni di applicabilità dei vari metodi.....</i>	<i>30</i>
2.5 Scelta ed applicazione del metodo di analisi.....	34
2.5.1 <i>Analisi Statica Non Lineare o Pushover.....</i>	<i>35</i>
2.5.2 <i>Analisi Dinamica Lineare</i>	<i>38</i>
2.6 Metodi di verifica	40
2.7 Meccanismi di crisi duttile	40
2.8 Meccanismi di crisi fragile.....	47
2.8.1 <i>Modelli di capacità a taglio.....</i>	<i>47</i>
2.8.2 <i>Modelli di capacità di nodi trave-colonna.....</i>	<i>53</i>
2.8.2.1 <i>Azioni sul nodo esterno</i>	<i>54</i>
2.8.2.2 <i>Azioni sul nodo interno.....</i>	<i>55</i>
2.8.2.3 <i>Limiti tensionali</i>	<i>56</i>
2.8.2.4 <i>Eurocodice 8 parte 3 (2005)</i>	<i>60</i>
2.8.2.5 <i>NTC 2008 e Circolare n°617.....</i>	<i>61</i>
2.9 Determinazione dell’indicatore di rischio (α_{uv})	63
2.9.1 <i>Metodi per scalare lo spettro spostamento-accelerazione....</i>	<i>63</i>
2.9.2 <i>Indicatore di rischio per Analisi Lineare</i>	<i>65</i>

2.9.3	<i>Indicatore di rischio per Analisi Non Lineare</i>	65
2.10	Schede di sintesi dei risultati di analisi	75
3	I CASI STUDIO DELLE SCUOLE DI L'AQUILA	87
3.1	Scuola "TORRIONE"	87
3.1.1	<i>Descrizione del complesso scolastico</i>	87
3.1.2	<i>Geometria</i>	88
3.1.2.1	<i>Dettagli costruttivi</i>	88
3.1.3	<i>Proprietà dei materiali</i>	89
3.1.3.1	<i>Calcestruzzo</i>	89
3.1.3.2	<i>Acciaio</i>	89
3.1.4	<i>Terreno di fondazione</i>	90
3.1.5	<i>Valutazione dell'azione sismica</i>	92
3.1.6	<i>Modellazione</i>	93
3.1.7	<i>Analisi dei carichi</i>	95
3.1.7.1	<i>Carichi permanenti</i>	95
3.1.7.2	<i>Carichi variabili</i>	97
3.1.8	<i>Calcolo delle proprietà dinamiche</i>	97
3.1.9	<i>Metodo di analisi</i>	99
3.1.10	<i>Risultati delle analisi di pushover</i>	100
3.1.10.1	<i>Meccanismi di crisi duttile</i>	102
3.1.10.2	<i>Meccanismi di crisi fragile</i>	104
3.1.11	<i>Conclusioni</i>	106
3.2	Scuola I.P.S.I.A.S.A.R. "Leonardo da Vinci"	109
3.2.1	<i>Descrizione del complesso scolastico</i>	109
3.2.2	<i>Geometria</i>	111
3.2.3	<i>Dettagli costruttivi</i>	111
3.2.4	<i>Proprietà dei materiali</i>	111
3.2.4.1	<i>Calcestruzzo</i>	112
3.2.4.2	<i>Acciaio</i>	113
3.2.5	<i>Terreno di fondazione</i>	113
3.2.6	<i>Valutazione dell'azione sismica</i>	115
3.2.7	<i>Modellazione</i>	116
3.2.8	<i>Analisi dei carichi</i>	119
3.2.8.1	<i>Carichi permanenti</i>	119
3.2.8.2	<i>Carichi variabili</i>	122
3.2.9	<i>Calcolo delle proprietà dinamiche</i>	123
3.2.10	<i>Metodo di analisi</i>	127

3.2.11	<i>Risultati delle analisi di pushover</i>	128
3.2.11.1	<i>Meccanismi di crisi duttile</i>	132
3.2.11.2	<i>Meccanismi di crisi fragile</i>	134
3.2.12	<i>Conclusioni Corpo Aule</i>	138
3.2.13	<i>Conclusioni Corpo Palestra</i>	141
3.3	Scuola "Rendina"	144
3.3.1	<i>Descrizione del complesso scolastico</i>	144
3.3.2	<i>Geometria</i>	152
3.3.3	<i>Dettagli costruttivi</i>	152
3.3.4	<i>Proprietà dei materiali</i>	152
3.3.4.1	<i>Calcestruzzo</i>	153
3.3.4.2	<i>Acciaio</i>	155
3.3.5	<i>Terreno di fondazione</i>	156
3.3.6	<i>Valutazione dell'azione sismica</i>	156
3.3.7	<i>Modellazione</i>	157
3.3.8	<i>Calcolo delle proprietà dinamiche</i>	158
3.3.9	<i>Metodo di analisi</i>	167
3.3.10	<i>Risultati delle analisi di pushover</i>	168
3.3.10.1	<i>Meccanismi di crisi duttile</i>	174
3.3.10.2	<i>Meccanismi di crisi fragile</i>	178
3.3.11	<i>Conclusioni Corpo C</i>	182
3.3.12	<i>Conclusioni Corpo E</i>	184
3.3.13	<i>Conclusioni Corpo G</i>	186
3.3.14	<i>Risultati delle analisi dinamiche lineari</i>	188
3.3.15	<i>Conclusioni Corpo B1</i>	188
3.3.16	<i>Conclusioni Corpo B2</i>	190
3.3.17	<i>Conclusioni Corpo D</i>	192
4	ANALISI DEI RISULTATI DELLE VALUTAZIONI SISMICHE	195
4.1	Modalità di crisi degli edifici esistenti	195
4.2	Analisi statistiche sui parametri che influenzano la resistenza a taglio	199
4.3	Confronto tra le formulazioni di capacità a taglio secondo i codici normativi italiano ed europeo	205
4.4	Analisi delle tensioni di trazione agenti sul pannello nodale	208
5	INFLUENZA DELLO STRAIN RATE SULLA RISPOSTA SISMICA DEGLI EDIFICI IN CALCESTRUZZO ARMATO	211
5.1	Introduzione	211

5.2	Proprietà dinamiche del calcestruzzo e dell'acciaio da armatura ..	
	213
5.3	Comportamento della sezione	216
5.4	Effetto dello strain rate sulla risposta sismica di un telaio piano...	
	218
5.5	Effetto dello strain rate sulla risposta sismica di un telaio spaziale	
	222
5.6	Conclusioni	228
6	CONCLUSIONI.....	231
	BIBLIOGRAFIA	234

INTRODUZIONE

I recenti eventi sismici hanno chiaramente mostrato l'elevata vulnerabilità del patrimonio edilizio esistente in cemento armato (c.a.). L'inadeguato livello di sicurezza offerto dalle strutture esistenti in c.a. nei confronti delle azioni sismiche rappresenta la causa principale di danni e perdite di vite umane. Le principali cause dell'elevata vulnerabilità di tali costruzioni sono riconducibili a molteplici aspetti: scarsa qualità del calcestruzzo; armatura trasversale carente; mancanza di cura nei dettagli costruttivi; e progettazione per soli carichi verticali o con riferimento a prescrizioni sismiche di vecchia concezione. In particolare, dai dati ISTAT del 14° censimento della popolazione e degli edifici relativi al solo costruito in calcestruzzo armato, è emerso che il 35% degli edifici è stato costruito prima dell'emanazione della Legge 2/2/74 n.64, in cui compaiono le prime disposizioni in materia antisismica. Tale percentuale sale all'86% se si considera il costruito fino al 1991. Questo dato è particolarmente allarmante se si considera che solo nel 2003 con la emanazione dell' O.P.C.M. 3274 si è proceduto ad una riclassificazione sismica del territorio italiano e contestualmente alla redazione di prescrizioni sismiche di moderna concezione.

La quasi totalità delle strutture esistenti intelaiate in c.a. sono state, pertanto, progettate in assenza di criteri di gerarchia delle resistenze ed esibiscono, quindi, un comportamento sismico caratterizzato dall'insorgere prematuro di meccanismi di crisi di tipo fragile (crisi per taglio di travi o pilastri, crisi dovute al raggiungimento del limite di resistenza del calcestruzzo per trazione o compressione dei nodi trave-pilastro) che ne limitano la sicurezza sismica strutturale.

E' evidente che l'abbattimento e la ricostruzione di edifici esistenti progettati e realizzati in maniera non conforme a quanto richiesto dalle attuali prescrizioni sismiche non è in molti casi una strategia perseguibile a causa di fattori di tipo sia sociale che economico. Di qui la necessità di intensificare gli studi mirati, da una parte, alla valutazione e quantificazione dell'influenza sulla capacità sismica globale degli edifici esistenti di meccanismi di crisi di tipo fragile e, dall'altra, alla valutazione dell'efficacia di tecniche di rinforzo strutturale di tipo locale e/o globale.

Tra le possibili categorie di intervento mirate ad incrementare la capacità sismica di strutture esistenti, infatti, le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 08) prevedono la possibilità di effettuare interventi di tipo locale ovvero interventi che riguardano singole parti e/o elementi della struttura. In tali casi il progetto e la valutazione della sicurezza possono essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati purché si documenti che, rispetto alla configurazione originale, non si siano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

L'adozione di tipologie di intervento locale può consentire di sanare specifiche deficienze strutturali locali, senza modifiche sostanziali di massa e rigidità e, dunque, senza alterare il comportamento della struttura rispetto alla configurazione *ante operam*. Ciò produce certamente un miglioramento delle condizioni di sicurezza della struttura, la cui quantificazione può essere effettuata soltanto a valle di un'analisi sismica globale della struttura.

Il presente lavoro di tesi si pone come obiettivo la valutazione dell'influenza dei meccanismi di crisi fragile sulla capacità sismica globale delle strutture esistenti in c.a. e la quantificazione dei benefici derivanti dall'eliminazione degli stessi attraverso l'adozione di tecniche di intervento di tipo locale.

Definito come indicatore di rischio il rapporto $\alpha_{UV} = PGA_{CLV} / PGA_{DLV}$ (con PGA_{CLV} = capacità in accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale allo SLV, e PGA_{DLV} = domanda in accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale che ha una probabilità di essere superato pari al 10% ($P_{Vr}=10\%$) in un tempo pari al periodo di riferimento dell'opera), è possibile valutare, a valle di analisi globali del comportamento strutturale, l'incremento di tale parametro a seguito di interventi mirati a sanare le principali carenze emerse dall'analisi.

In particolare, tale obiettivo è stato perseguito con riferimento a strutture esistenti pubbliche prevalentemente destinate ad edilizia di tipo scolastico. A tal fine si è proceduto alla definizione di un campione di strutture in c.a., localizzate in diverse frazioni del territorio aquilano colpito dall'evento sismico del 6 aprile 2009, che fosse il più possibile rappresentativo dell'intero panorama edilizio esistente in c.a. sia in termini di parametri geometrici (dimensioni in pianta, numero di piani, dimensioni degli elementi portanti, tipologia di solai, regolarità in pianta ed elevazione), sia in termini di tipologia costruttiva e tecniche realizzative (adozione di barre lisce o

nervate e diversi dettagli costruttivi). Tra tali strutture, sono state selezionate come strutture oggetto di analisi quelle di cui è stato possibile desumere la documentazione di progetto originale (tavole grafiche progettuali dalle quali reperire dimensioni ed armatura degli elementi strutturali) e di cui fossero note le proprietà meccaniche di calcestruzzo ed acciaio di progetto (desunte dalle relazioni di calcolo); tali informazioni unite agli esiti di estese campagne di indagini *in situ* caratterizzate dall'esecuzione di prove distruttive e non distruttive hanno consentito di raggiungere, su ciascuna struttura analizzata, un adeguato livello di conoscenza.

Inoltre, gli edifici studiati sono rappresentativi di epoche costruttive che vanno dall'inizio degli anni sessanta ai primi anni ottanta.

Attraverso l'adozione di analisi di tipo statico lineare o non lineare, in funzione delle caratteristiche delle strutture selezionate, e compatibilmente con i limiti di adozione di ciascuna tipologia di analisi secondo quanto prescritto dalle NTC 2008, si è proceduto alla definizione dell'indicatore di rischio nella configurazione attuale (minimo valore dell'indicatore di rischio connesso al primo meccanismo di crisi) ed alla valutazione dell'indicatore di rischio connesso all'innescarsi di ciascun possibile meccanismo di crisi fragile e duttile.

Una volta determinata la capacità sismica della struttura, ovvero la capacità in accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale rispettando lo SLV, nella configurazione *ante operam*, è possibile, pertanto, con riferimento ad azioni sismiche man mano crescenti corrispondenti a crescenti valori dell'indicatore di rischio, definire interventi di rafforzamento di volta in volta necessari per rendere la struttura sicura nei confronti di tale livello di sollecitazione. Particolare attenzione è stata posta nei confronti degli incrementi di sicurezza sismica ottenuti a valle di interventi di rafforzamento mirati alla eliminazione di crisi fragili a taglio. In particolare, le analisi sono state condotte facendo riferimento, in termini di verifica, sia ai modelli di capacità a taglio presenti nelle NTC 08 sia quello proposto nell'EC8 parte 3. Ciò al fine di valutare l'influenza dei modelli di resistenza a taglio nella individuazione della capacità sismica degli edifici esistenti.

Lo studio, pertanto, da un lato si pone l'obiettivo di mettere a fuoco le principali fonti di vulnerabilità degli edifici pubblici esistenti in c.a. con riferimento ad analisi conformi alle attuali prescrizioni normative sismiche nazionali ed internazionali in termini sia di capacità che di domanda e, dall'altro, di ottenere preziose indicazioni in termini di quantificazione

dell'incremento di capacità sismica degli stessi a valle di interventi mirati alla eliminazione di meccanismi di crisi di tipo fragile, che se realizzati mediante tecniche di intervento di tipo locale, non richiedono nuovamente il calcolo globale della struttura per la determinazione del livello di sicurezza raggiunto.

Infine, con riferimento ai meccanismi di tipo fragile, si è effettuato uno specifico studio teorico mirato alla valutazione dell'influenza dello *strain rate* ed ovvero della velocità di carico sulla risposta sismica delle strutture; tale studio, seppur in maniera embrionale, mira a sottolineare l'importanza della velocità di carico nella definizione sia della domanda che della capacità sismica, aspetto di ricerca che non trova ancora alcun riscontro in termini di riferimento normativo.

L'intero studio di tesi si articola in cinque capitoli di cui di seguito si riporta in breve il contenuto:

- **Capitolo 1.** Si discute sulla vulnerabilità sismica del territorio italiano, richiamando gli ultimi eventi sismici che hanno interessato la città di L'Aquila e della sua provincia, con particolare riferimento all'edilizia scolastica presente sul suo territorio.
- **Capitolo 2.** Si riportano, in generale, tutte le indicazioni normative e le scelte tecniche adottate che permettono di modellare opportunamente le costruzioni in c.a. e di eseguirne la valutazione di sicurezza sismica, per i casi specifici trattati nel successivo Capitolo 3. Inoltre, si mostrano i modelli di calcolo per le verifiche dei meccanismi duttili e fragili, esplicitando, per i soli meccanismi fragili, le quattro formulazioni ottenibili dai codici normativi italiano ed europeo, attraverso opportune ipotesi.
- **Capitolo 3.** Si conducono le analisi di valutazione sismica di 3 complessi scolastici del Comune di L'Aquila, danneggiati a seguito del sisma del 6 aprile 2009, per un totale di 9 edifici a struttura indipendente. Per ogni edificio analizzato viene fornito l'indicatore di rischio (α_{UV}), relativo ai meccanismi di crisi sia duttile che fragile, e il numero di elementi (travi, pilastri e nodi) che non superano le verifiche di sicurezza.
- **Capitolo 4.** Si raccolgono e si discutono i risultati delle valutazioni sismiche eseguite. Infine, si riporta una analisi statistica sulle caratteristiche meccaniche e geometriche dei pilastri in c.a. di tutte

le scuole studiate. Sulla base di tali analisi si costruiscono dei grafici di confronto tra i modelli di capacità a taglio forniti dalle norme italiane ed europee.

- **Capitolo 5.** lo studio riportato in questo capitolo si propone di apprezzare l'influenza dello *strain rate* sulla sensibilità del calcestruzzo e dell'acciaio da armatura, in base alla risposta sismica globale di strutture in calcestruzzo armato.

1 VULNERABILITÀ SISMICA DEGLI EDIFICI ESISTENTI IN C.A.

1.1 Lo scenario nazionale

L'Italia è uno dei Paesi a maggiore rischio sismico del Mediterraneo, per la frequenza dei terremoti che hanno storicamente interessato il suo territorio e per l'intensità che alcuni di essi hanno raggiunto, determinando un impatto sociale ed economico rilevante. Nella nostra Penisola, il rapporto tra i danni prodotti dai terremoti e l'energia rilasciata nel corso degli eventi è molto più alto rispetto a quello che si verifica normalmente in altri Paesi ad elevata sismicità, quali la California o il Giappone. Ciò è dovuto principalmente all'elevata densità abitativa e alla notevole vulnerabilità del nostro patrimonio edilizio legata soprattutto all'età e alle caratteristiche tipologiche e strutturali. La problematica della sicurezza strutturale delle strutture esistenti va affrontata, innanzi tutto, individuando le motivazioni tecniche e sociali che rendono un gran numero di edifici potenzialmente a rischio. In Italia la qualità delle costruzioni, specie quelle realizzate negli ultimi cinquant'anni, è di basso livello rispetto a quelle coeve di altre Nazioni europee. Questa situazione è dovuta, in primo luogo, all'abusivismo edilizio, che ha prodotto costruzioni realizzate con criteri progettuali insufficienti e materiali scadenti. Al problema dell'edilizia spontanea e della speculazione edilizia, si aggiunge anche la scarsa diffusione della cultura della qualità che pervade il mondo italiano delle costruzioni. In questo discorso generale sulla situazione del patrimonio edilizio nazionale, non si deve dimenticare che larga parte del territorio è a rischio sismico, ma solo una minoranza degli edifici in tali aree è stato progettato utilizzando criteri antisismici. Ciò è avvalorato dall'analisi dei dati raccolti in seguito al quattordicesimo censimento della popolazione e degli edifici (2001) in Italia, da cui è possibile avere una chiara idea riguardo il periodo di costruzione degli edifici esistenti in cemento armato (Figura 1-1); questi dati mostrano che circa un milione di unità (35%) sono state costruite prima dell'emanazione della Legge 2/2/74 n.64, in cui compaiono le prime disposizioni in materia antisismica. Risulta quindi che una parte significativa del rischio sismico in Italia, calcolato in termini economici, è associata ai vari danni subiti dagli edifici esistenti. Questo è il caso di molti altri Paesi europei in cui la vita utile media delle

costruzioni è superiore a quella di Paesi come gli Stati Uniti. Pertanto la gestione del patrimonio edilizio riveste un ruolo chiave in queste regioni. Questo è il motivo per cui, le recenti normative europee (EC8 [03], [04], NTC [01], [02]) pongono particolare attenzione alla valutazione sismica delle strutture esistenti, che si distingue da quella delle nuove costruzioni a causa della mancanza di informazioni circa le caratteristiche originali e lo stato attuale dell'edificio considerato.

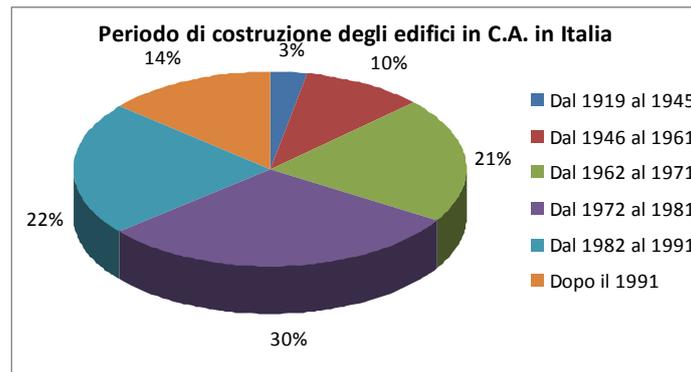


Figura 1-1 - Periodo di costruzione degli edifici in c.a. in Italia – ISTAT 2001 [05]

1.2 L'Aquila, 6 Aprile 2009: l'approccio all'emergenza

Il terremoto di magnitudo momento $M_w=6.3$ ($M_L=6.2$), causato da una faglia normale distensiva, che il 6 aprile 2009 alle ore 3:32, ha colpito l'Abruzzo, è il più forte terremoto registrato in Italia dal 1980 (Irpinia). La città di L'Aquila, duramente colpita dall'evento, si trova a circa 6 km a nord-est dell'epicentro.

I risentimenti macrosismici, secondo la scala MCS (Mercalli-Cancani-Sienberg) a L'Aquila e ad Onna sono stati pari a IX e a X, rispettivamente. A seguito dell'evento principale, sono state registrate numerose repliche, tra cui quelle di maggiore intensità verificatesi il 7 aprile alle 19:48 $M_w=5.6$ ed il 9 aprile alle 2:53 $M_w=5.4$.

Nei giorni immediatamente successivi all'evento distruttivo del 6 Aprile, il Dipartimento della Protezione Civile presso la Presidenza del Consiglio dei Ministri ha coordinato le operazioni di soccorso alla popolazione, rilievo del danno e dell'agibilità degli edifici, provvedimenti urgenti per la loro messa in sicurezza.

In questa prima fase di gestione dell'emergenza, il territorio colpito dal sisma è stato suddiviso in un certo numero di Centri Operativi Misti (COM) relativi a gruppi di Comuni e con il supporto di gruppi regionali del Volontariato della Protezione Civile.

L'operazione di rilievo, affidata a squadre di tre tecnici, è stata peraltro centralizzata in un ufficio gestito dalla Protezione Civile Nazionale (DICOMAC), che ha in particolare uniformato la scheda di rilievo e le procedure che regolano le segnalazioni degli edifici da rilevare, la registrazione delle squadre, le segnalazioni ai Comuni dei risultati e la realizzazione dei provvedimenti di pronto intervento.

La scheda di rilievo prescelta è stata la scheda AeDES (Agibilità e Danno nell'Emergenza Sismica) [06]. Questa è stata finalizzata al rilevamento delle caratteristiche tipologiche, del danno e dell'agibilità degli edifici ordinari nella fase di emergenza che ha seguito il terremoto.

La scheda è composta dalle seguenti nove sezioni su tre pagine e di una quarta pagina contenente delle note esplicative sulla compilazione: identificazione edificio; descrizione edificio; tipologia; danni ad elementi strutturali e provvedimenti di pronto intervento eseguiti; pericolo esterno indotto da altre costruzioni e provvedimenti di pronto intervento eseguiti; terreno e fondazioni; giudizio di agibilità; altre osservazioni.

Nella Figura 1-2 è riprodotta la prima delle nove sezioni in cui è suddivisa, riguardante l'identificazione dell'edificio rilevato.

Presidenza del Consiglio dei Ministri DIPARTIMENTO DELLA PROTEZIONE CIVILE Ufficio Servizio Sismico Nazionale		GRUPPO NAZIONALE PER LA DIFESA DAI TERREMOTI	
SCHEDA DI 1° LIVELLO DI RILEVAMENTO DANNO, PRONTO INTERVENTO E AGIBILITÀ PER EDIFICI ORDINARI NELL'EMERGENZA POST-SISMICA (AeDES 05/2000)/bbs Codice Richiesta			
SEZIONE 1 Identificazione edificio		IDENTIFICATIVO SOPRALLUOGO	
Provincia: <u>L'AQUILA</u>	Squadra: <u>1217</u>	Scheda n.:	Data: <u>10/5/05</u> <u>05/05</u>
Comune: <u>L'ACOLI</u>	IDENTIFICATIVO EDIFICIO		
Frazione/Localtà: (denominazione Istat)	Istat Reg. <u>0143</u>	Istat Prov. <u>0616</u>	Istat Comune <u>0512</u>
Indirizzo	N° aggregato <u>520370</u> N° edificio <u>13</u>		
1 <input checked="" type="radio"/> via <u>A N T Y C I O N E</u>	Cod. di Località Istat		
2 <input type="radio"/> corso	Tipo carta		
3 <input type="radio"/> vicolo	Sez. di censimento Istat		
4 <input type="radio"/> piazza	N° carte		
5 <input type="radio"/> altro	Dati Catastrali Foglio <u>116</u> Allegato <u>de 108a45</u>		
(Indicare: contrada, località, traversa, cattedr., etc.)	Particelle		
Denominazione edificio o proprietario <u>SPONTA, DOMENICO/GIANPIETRO</u>	Posizione edificio: 1 <input type="radio"/> Isolato 2 <input type="radio"/> Interno 3 <input checked="" type="radio"/> D'estremità 4 <input type="radio"/> D'angolo		
	Codice Uso <u>S1</u>		

Figura 1-2 – Scheda AeDES, sezione 1

Gli edifici sono intesi come unità strutturali di tipologia costruttiva ordinaria (tipicamente quella in muratura, in c.a. o acciaio intelaiato o a setti) dell'edilizia per abitazioni e/o servizi. E' esclusa pertanto l'applicazione della scheda agli edifici a tipologia specialistica (capannoni industriali, edilizia sportiva, teatri, chiese etc.) o monumentale. La scheda consente di effettuare un rilievo speditivi ed una prima catalogazione del patrimonio edilizio, disponendo di dati tipologici e metrici degli edifici. Accoppiati ai dati di danno, tali dati sono utili anche ad una prima valutazione dei costi di riparazione e/o miglioramento, consentendo di predisporre scenari di costo per diversi contributi unitari associati a diverse soglie di danno.

La scheda costituisce un valido ausilio alla valutazione dell'agibilità, il cui giudizio finale resta comunque di stretta pertinenza della squadra di rilevatori.

Malgrado non sia stata mai codificata una definizione di agibilità, questa può ritenersi legata alla necessità di utilizzare l'edificio nel corso della crisi sismica, restando ragionevolmente protetti dal rischio di gravi danni alle persone. Per questo motivo la verifica di agibilità non mira a salvaguardare la costruzione da ulteriori danni, ma solamente la vita degli occupanti.

Per assicurare l'uniformità di comportamenti e procedure e anche per esigenze di gestione dati, l'esito del giudizio di agibilità deve ricondursi ad una delle possibili alternative previste nella scheda:

A. Edificio agibile

L'edificio può essere utilizzato in tutte le sue parti senza pericolo per la vita dei residenti, anche senza effettuare alcun provvedimento di pronto intervento. Ciò non implica che l'edificio non abbia subito danni, ma solo che la riparazione degli stessi non è un elemento necessario per il mantenimento dell'esercizio in tutto l'edificio.

B. Edificio temporaneamente inagibile (tutto o parte) ma agibile con provvedimenti di pronto intervento

L'edificio, nello stato in cui si trova, è almeno in parte inagibile, ma è sufficiente eseguire alcuni provvedimenti di pronto intervento per poterlo utilizzare in tutte le sue parti, senza pericolo per i residenti. E' necessario, in questo caso, che il rilevatore proponga gli interventi ritenuti necessari per continuare ad utilizzare l'edificio e che tali provvedimenti siano portati a conoscenza del Comune. Non è,

invece, compito del rilevatore controllare che i provvedimenti consigliati vengano effettivamente realizzati. Da tener presente che i provvedimenti a cui ci si riferisce devono effettivamente essere di pronto intervento, cioè realizzabili in breve tempo, con spesa modesta e senza un meditato intervento progettuale. Nel caso contrario l'edificio deve essere considerato inagibile in tutto o in parte.

C. Edificio parzialmente inagibile

Lo stato di porzioni limitate dell'edificio può essere giudicato tale da comportare elevato rischio per i loro occupanti e quindi da indirizzare verso un giudizio di inagibilità grave. Nel caso in cui si possa ritenere che possibili ulteriori danni nella zona dichiarata inagibile non compromettano la stabilità della parte restante dell'edificio né delle sue vie di accesso e non costituiscano pericolo per l'incolumità dei residenti, allora si può emettere un giudizio di inagibilità parziale.

D. Edificio temporaneamente inagibile da rivedere con approfondimento

L'edificio presenta caratteristiche tali da rendere incerto il giudizio di agibilità da parte del rilevatore. Viene richiesto un ulteriore sopralluogo più approfondito del primo e/o condotto da tecnici più esperti. Fino al momento del nuovo sopralluogo l'edificio viene considerato inagibile. Questo tipo di esito va adottato solo in casi di effettiva necessità poiché la sua gestione comporta un notevole aggravio delle attività di rilievo.

E. F. Edificio inagibile

Per esigenze di organizzazione viene distinto il caso di inagibilità effettiva dell'edificio per rischio strutturale, non strutturale o geotecnica (E) dall'inagibilità per grave rischio esterno (F), in assenza di danni consistenti all'edificio. L'edificio non può essere utilizzato in alcuna delle sue parti neanche a seguito di provvedimenti di pronto intervento. Questo non vuol dire che i danni non siano riparabili, ma che la riparazione richiede un intervento tale che, per i tempi dell'attività progettuale e realizzativa e per i relativi costi, è opportuno sia ricondotto alla fase della ricostruzione.

1.2.1 L'edilizia scolastica di L'Aquila

A partire dall'8 Aprile 2009 sono iniziate le verifiche di agibilità sulle scuole di competenza comunale (da nido a medie) e provinciale (superiori) site a L'Aquila e provincia. In particolare a L'Aquila sono state visitate 54 scuole di competenza comunale e 16 scuole di competenza provinciale; in totale, i sopralluoghi hanno interessato 102 corpi di fabbrica.

In termini di studenti le scuole comunali visitate ospitano circa 6300 studenti (su circa 7000 totali) e quelle provinciali circa 4000 studenti (su circa 5000 totali). Sono state classificate come A e B, 32 scuole comunali e 4 scuole provinciali. Nella seguente tabella si riportano i risultati delle suddette verifiche:

Tabella 1-1 – Esito delle verifiche di agibilità delle scuole di L'Aquila

	Esito						Tot.
	A	B	C	D	E	F	
Numero di corpi di fabbrica	26	41	3	4	22	6	102
	25%	40%	3%	4%	22%	6%	

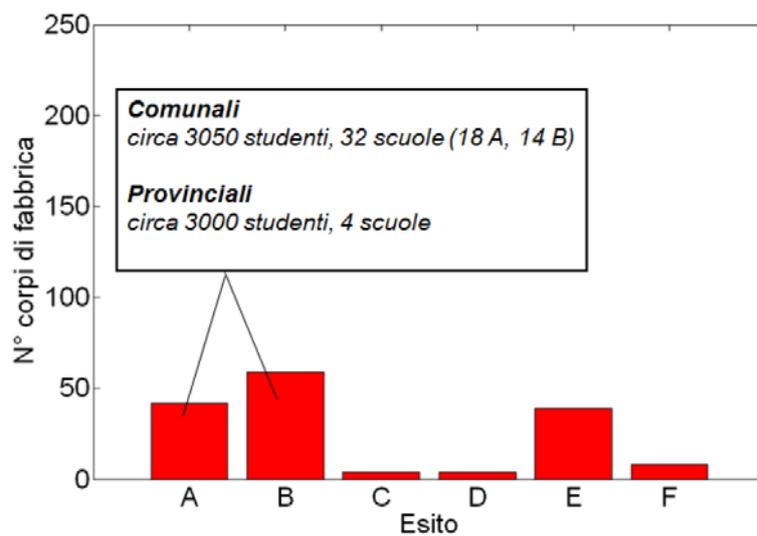


Figura 1-3 – Esito verifiche di agibilità delle scuole di L'Aquila

Si nota come più della metà degli edifici sia risultata agibile o temporaneamente agibile. Soffermandosi invece ai soli fabbricati realizzati con telai in c.a. risulta quanto segue:

Tabella 1-2 - *Esito verifiche di agibilità sulle strutture in c.a.*

	Esito			Tot.
	A	B	E	
% su telai in c.a.	31%	43%	26%	
% su totale tipologie	17%	24%	15%	56%

I danni riscontrati negli edifici catalogati come A appaiono alquanto lievi circoscritti alla sola superficie di intonaco delle pareti (Figura 1-4); per gli edifici B invece le lesioni si sono verificate fundamentalmente in corrispondenza delle pareti di tamponamento (Figura 1-5); mentre per i fabbricati E le lesioni risultano più estese e quindi non può essere garantita l'agibilità degli stessi (Figura 1-6).



Figura 1-4



Figura 1-5



Figura 1-6

1.3 Quadro normativo

Un numero considerevole fra gli edifici in c.a. ad oggi esistenti sul territorio italiano è stato realizzato facendo riferimento a norme tecniche oggi obsolete spesso non in grado di garantire i livelli di sicurezza richiesti dalle mutate esigenze sociali, talvolta utilizzando materiali di scarsa qualità e senza alcun controllo sulle loro effettive proprietà meccaniche. A seguito della mutata attenzione nei confronti della riduzione del rischio sismico, le pubbliche amministrazioni spesso si trovano di fronte a manufatti edilizi le cui prestazioni non sono adeguate alle odierne normative sulle costruzioni e devono quindi provvedere alla valutazione del loro grado di vulnerabilità ed al progetto degli eventuali interventi di recupero necessari. In questo contesto una approfondita conoscenza del manufatto e dei materiali costituenti ed una accurata modellazione della risposta alle sollecitazioni dinamiche risultano evidentemente necessarie per una corretta analisi delle carenze dell'edificio ed una scelta ottimale della filosofia d'intervento.

Allo stato attuale in Italia sono vigenti le norme tecniche emanate con il D.M. 14/01/2008; l'obiettivo fondamentale delle norme è dichiarato esplicitamente nel primo capitolo delle stesse definito "Oggetto delle norme", il quale definisce i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità, anche in caso di incendio, e di durabilità; inoltre esse forniscono i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e, più in generale, trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere.

La progettazione del nuovo e gli interventi sul costruito si basano cioè su un concetto prestazionale nel quale si riconosce il valore della vita umana e allo stesso tempo l'importanza dei termini economici del problema della progettazione.

1.3.1 Livelli d'intensità sismica secondo il D.M. del 14 gennaio 2008

Nel D.M. 2008 i "livelli di intensità sismica" previsti sono quattro (par. 3.2.1), e ciascuno di questi è caratterizzato da uno specifico tempo di ritorno e da una probabilità di occorrenza definita in un certo "periodo di riferimento", indicato con V_R , che viene calcolato in funzione della classe d'uso della

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

La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tabella 1-3 (rif. Tabella 2.4.I, NTC 2008 [01]) e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Tabella 1-3 – *Vita nominale delle costruzioni*

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie - Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

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

- Classe I: costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli;
- Classe II: costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi conseguenze rilevanti;
- Classe III: costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso;
- Classe IV: costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al

funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

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

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tabella 1.4.

Tabella 1-4 – *Coefficienti d'uso*

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Il D.M. del 14 gennaio 2008 prevede i seguenti “livelli di intensità sismica”:

- il “Terremoto Frequente” viene caratterizzato da una probabilità di superamento pari all’81% in V_R ;
- il “Terremoto Occasionale” viene caratterizzato da una probabilità di superamento pari al 63% in V_R ;
- il “Terremoto Raro” viene caratterizzato da una probabilità di superamento pari al 10% in V_R ;
- il “Terremoto Molto Raro” viene caratterizzato da una probabilità di superamento pari al 5% in V_R .

1.3.2 Livelli prestazionali secondo il D.M. del 14 gennaio 2008

Per quanto riguarda la formulazione dei “livelli prestazionali” nel D.M. del 14 gennaio 2008, vengono espresse (par. 3.2.1) le definizioni dei seguenti stati limite di esercizio ed ultimi:

- “Stato Limite di Operatività” (SLO): a seguito del terremoto, la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- “Stato Limite di Danno” (SLD): a seguito del terremoto, la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non

strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature;

- “Stato Limite di salvaguardia della Vita” (SLV): a seguito del terremoto, la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- “Stato Limite di prevenzione del Collasso” (SLC): a seguito del terremoto, la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

I primi due costituiscono i cosiddetti “Stati Limite di Esercizio” (SLE), mentre i restanti due rientrano nella categoria degli “Stati Limite Ultimi” (SLU).

Per raggiungere e soddisfare i livelli prestazionali sopra descritti, per particolari categorie di costruzioni, in relazione alla necessità di mantenerle pienamente funzionali anche dopo terremoti violenti, si possono adottare valori maggioranti delle azioni.

In definitiva si può assumere che la struttura subisca deformazioni anelastiche nel caso di SLU, mentre debba rimanere in campo essenzialmente elastico nel caso degli SLE e quindi richiedere una progettazione che sia in grado di controllare e ottimizzare la risposta strutturale. Alcuni strumenti che le norme indicano per raggiungere gli obiettivi indicati sono:

- l'utilizzo di analisi lineare o non lineare, statica o dinamica, a seconda della regolarità della struttura, nella progettazione;
- l'utilizzo del metodo della gerarchia delle resistenze (capacity design) nella concezione strutturale.

L'estrema rarità dell'evento sismico suggerisce dunque di permettere alla struttura di deformarsi ben oltre il limite elastico ammettendo anche danneggiamenti tali da rendere più conveniente una successiva demolizione

e ricostruzione dell'edificio, purché mantenga integra la sua capacità di sopportare carichi verticali e quindi non si verifichino, oltre che rotture locali, fenomeni di instabilità.

In definitiva nelle NTC, nei riguardi dell'azione sismica, l'obiettivo è il controllo del livello di danneggiamento della costruzione a fronte dei terremoti che possono verificarsi nel sito di costruzione.

2 VALUTAZIONE SISMICA DEGLI EDIFICI ESISTENTI IN C.A.

La valutazione sismica degli edifici esistenti in c.a. risulta essere molto delicata, richiedendo una procedura, spesso, onerosa. Il procedimento da seguire può essere come di seguito schematizzato [02]:

- la conoscenza della struttura in termini di geometria, caratteristiche dei materiali strutturali e delle loro caratteristiche di conservazione;
- la definizione delle prestazioni richieste in termini di pericolosità sismica del sito e livello di protezione sismica accettato;
- la valutazione della struttura esistente che richiede modelli di calcolo e metodi di analisi e verifica che siano compatibili con il comportamento sismico delle strutture esistenti progettate in assenza di specifiche normative;
- il progetto di adeguamento o miglioramento sismico in funzione dei vincoli esistenti e delle prestazioni richieste;
- la valutazione della struttura adeguata.

Nel presente lavoro vengono sviluppati, per i diversi casi studio, le prime tre fasi del processo di valutazione appena descritto, esponendo i metodi di analisi, i modelli di calcolo e di verifica, e discutendo i risultati in modo critico.

Il processo di conoscenza è la fase più onerosa (anche economicamente) del processo di valutazione, richiedendo in ogni caso delle indagini in sito, sia per la struttura in elevazione che per i terreni di fondazione, onde ottenere le caratteristiche meccaniche dei materiali. Nel processo di conoscenza non è meno importante l'indagine sulle caratteristiche geometriche della costruzione. Infatti, ad esempio, essere in possesso dei disegni di progetto originali non è sufficiente per la conoscenza della geometria della struttura da valutare; la causa è individuabile nel fatto che, spesso, il costruito può non coincidere con il progetto. Un ulteriore onere del processo di conoscenza è l'assenza dei disegni di progetto originali, in mancanza dei quali si è costretti ad intervenire con la progettazione simulata. Tale procedura richiede una particolare capacità del progettista, il quale si deve destreggiare con norme che risalgono all'epoca di progettazione della struttura e vecchi manuali di progettazione strutturale, che indicano le tecniche di progettazione e costruttive dell'epoca. Nel presente lavoro non è

stato necessario ricorrere alla progettazione simulata in quanto per ciascun corpo di fabbrica analizzato si sono reperiti tutti i gli elaborati grafici di progetto originali, comprensivi di relazioni di calcolo.

In questo capitolo si espongono in generale i riferimenti normativi, le tecniche di modellazione, i metodi di analisi e di esposizione dei risultati per tutte le valutazioni sismiche eseguite, rimandando al capitolo successivo la esposizione e la discussione puntuale delle analisi di ogni singolo edificio.

2.1 Normative di riferimento

Il testo normativo principale di riferimento per le valutazioni sismiche e statiche in questo lavoro è il D.M. 14 gennaio 2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni” (nel seguito NTC 2008). Per quanto riguarda la sola valutazione del taglio sismico resistente degli elementi trave e pilastro, accanto a quello delle NTC 2008, è stato calcolato anche il taglio resistente secondo l’Eurocodice 8 - parte 3”, relativo alla valutazione e la riparazione degli edifici esistenti.

2.2 Modellazione

Per la modellazione e l’analisi delle strutture in c.a. delle scuole studiate in questo lavoro è stato utilizzato il software di calcolo SAP2000 v12.0.0 che implementa il metodo agli elementi finiti (FEM).

Le travi e i pilastri sono stati modellati con elementi tipo *beam* considerando l’asse geometrico degli stessi. Le pareti in c.a. sono state modellate con elementi tipo *shell* nel caso di analisi lineari, mentre, nel caso di analisi non lineari (Pushover) sono state modellate con elementi *beam*, assegnandovi le caratteristiche rotazionali delle pareti come indicato al punto C8.7.2.5 della Circolare [02].

Il programma di calcolo utilizzato permette di poter definire diverse tipologie di *shell* con diverso comportamento meccanico [08]; tra le varie possibilità, quelle utilizzate nel presente lavoro sono:

- *Shell membrane*: piastra a comportamento membranale, capace, cioè, di sopportare solo forze nel proprio piano e momenti di vettore ortogonale al piano;

- *Shell thin*: piastra a comportamento flessionale avente spessore minore di $1/10$ della luce, per cui si trascura la deformabilità a taglio (formulazione di Kirchhoff);
- *Shell thick*: piastra a comportamento flessionale avente spessore maggiore di $1/10$ della luce, per cui si considera la deformabilità a taglio (formulazione di Mindlin/Reissner).

I nodi trave-pilastro vengono tenuti in conto per mezzo di braccetti di irrigidimento delle estremità di travi e pilastri, per una lunghezza pari alla intersezione degli stessi elementi (Figura 2-1); per tenere conto della reale rigidezza del nodo dovuta alla fessurazione del calcestruzzo i suddetti braccetti sono stati considerati rigidi per una lunghezza pari all'80% della loro estensione.

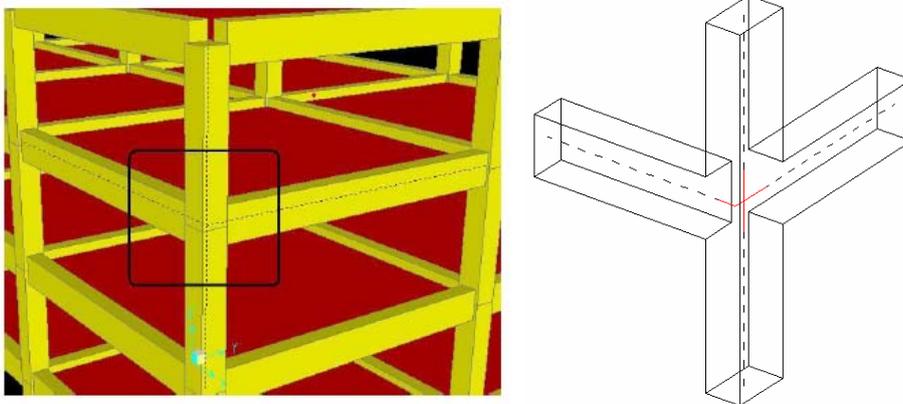


Figura 2-1 – Esempio di definizione dei braccetti rigidi (in rosso).

Le travi di fondazione sono state schematizzate mediante vincoli incastro alle estremità inferiori dei pilastri per tenere conto della rigidezza elevata delle stesse.

I solai con spessore della soletta maggiore o uguale a 4 cm sono stati modellati con vincoli a comportamento membranale tipo *diaphragm*, per simulare il comportamento rigido nel proprio piano. Nel caso di solette con spessore minore di 4 cm, oppure, come nel caso di tetti a più falde con solette ad asse spezzato, sono state utilizzate le *shell membrane*, con spessore equivalente allo spessore della soletta più i travetti.

Il materiale è stato definito mediante il peso per unità di volume ($\gamma=25 \text{ kN/m}^3$) e il modulo di Young, che dipende dalla resistenza cilindrica media a compressione mediante la formula seguente (§ 11.2.10.3 NTC 2008):

$$E_{cm} = 22000 \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.3}$$

2.3 Azioni

2.3.1 Carichi gravitazionali

I carichi gravitazionali sono stati calcolati tenendo conto dei pesi specifici γ e dei pesi al metro quadro p dei materiali come di seguito riportati:

- Calcestruzzo armato $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$;
- Laterizi forati $\gamma=8 \text{ kN/m}^3$;
- Massetto in cls leggero $\gamma=15 \text{ kN/m}^3$;
- Gres porcellanato $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$;
- Marmo $\gamma=27 \text{ kN/m}^3$;
- Intonaco $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$;
- Impermeabilizzante $p= 0.1 \text{ kN/m}^2$.

L'incidenza dei tramezzi sul solaio è calcolata tenendo conto della altezza netta degli stessi, trasformando il peso al metro lineare in peso a metro quadro mediante le tabelle di conversione del § 3.1.3.1 NTC 2008.

Per applicare i carichi sono state inserite nel piano dei solai delle *shell* con caratteristiche di peso e rigidità trascurabili, in modo da non interferire con i diaframmi, richiamati nel paragrafo precedente, che definiscono il comportamento membranale dei solai. Così, calcolati i carichi al metro quadro, essi sono stati assegnati a tali *shell* stando attenti ad imporre lo scarico sulle travi ortogonali alla direzione dei travetti, ruotando opportunamente gli assi di riferimento locale di tali *shell*.

Il peso delle tamponature esterne è stato calcolato caso per caso, abbattendo lo stesso al 70% nel caso di pareti finestrate. In alcuni casi tale carico è stato abbattuto anche al 50% in caso di finestratura di superficie rilevante rispetto alla restante parte in laterizio. I carichi così calcolati sono stati applicati alle travi come carico al metro lineare.

2.3.2 Azione da neve

Il carico provocato dalla neve sulla copertura è stato valutato mediante la seguente espressione (§ 3.4 NTC 2008):

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

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico da neve al suolo [kN/m²] per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione;

C_t è il coefficiente termico.

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

La città de L'Aquila si trova nella Zona III definita al § 3.4.2 NTC 2008 e, siccome l'altitudine a_s dei complessi scolastici oggetto di studio è sempre maggiore di 200 m s.l.m. e minore di 1500 m s.l.m., il valore di q_{sk} può essere così ricavato:

$$q_{sk}=0,51[1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$$

2.3.3 Azione sismica

L'azione sismica sulle costruzioni, così come espresso nell'Allegato A delle NTC 2008, è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

La "pericolosità sismica di base", nel seguito chiamata *pericolosità sismica*, costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La *pericolosità sismica* in un generico sito è descritta:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi

delle NTC 2008, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale;

- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e diversi periodi di ritorno T_R ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata, per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

Le azioni di progetto si ricavano, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Le forme spettrali sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e periodi di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- il periodo di riferimento V_R della costruzione;
- le probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R associate a ciascuno degli stati limite considerati.

Come parametro caratterizzante della pericolosità sismica si individua il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni. Fissato il periodo di riferimento V_R , i due parametri P_{VR} e T_R sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

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

La forma dello spettro di risposta elastico inoltre dipende dalla categoria di sottosuolo e dalle condizioni topografiche attraverso i coefficienti S_s , S_T , e C_c (§ 3.2.3.2.1 NTC 2008).

Le NTC 2008, al punto 8.3, indica che le verifiche allo SLU per la valutazione degli edifici esistenti, possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC). In questo studio le verifiche sono state eseguite rispetto allo stato limite di salvaguardia della vita umana (SLV).

2.4 Metodi di analisi

La valutazione della vulnerabilità degli edifici esistenti si traduce essenzialmente nella determinazione della capacità, dipendente dalla resistenza massima e soprattutto dalla duttilità, che le strutture sono in grado di esibire se soggette ad azioni orizzontali quali quelle sismiche. In particolare a differenza della nuova progettazione, in cui è obbligatorio garantire un adeguato livello di duttilità ed il rispetto della gerarchia delle resistenze, per gli edifici esistenti, per i quali non sono assicurate queste caratteristiche strutturali, lo studio del comportamento anelastico risulta indispensabile per conoscere il livello di sicurezza e soprattutto individuare gli eventuali deficit strutturali.

La normativa ammette quattro metodi di analisi caratterizzati da complessità e accuratezza crescenti:

- analisi statica lineare;
- analisi dinamica lineare;
- analisi statica non lineare o Push-Over;
- analisi dinamica non lineare

2.4.1 Descrizione e condizioni di applicabilità dei vari metodi

L'Analisi Statica Lineare si basa sull'applicazione ai vari livelli dell'edificio di forze statiche orizzontali distribuite lungo l'altezza, cercando di rappresentare le massime forze d'inerzia che si innescano sotto l'azione del sisma. Una volta definite le azioni statiche laterali da applicare alla struttura, il calcolo degli effetti indotti si basa su un modello elastico-lineare della struttura.

Secondo quanto prevede la normativa nel paragrafo 7.3.3.2 vengono definiti:

- il periodo principale di vibrazione nella direzione di analisi (T_1);
- la forza da applicare a ciascun piano;

Il taglio alla base viene così ripartito fra i vari piani in maniera proporzionale alle forze d'inerzia che corrisponderebbero ad un'ipotetica forma modale triangolare. Questo tipo di analisi è in grado di fornire risultati soddisfacenti solamente nel caso di strutture la cui risposta non è significativamente influenzata dai modi superiori di vibrazione.

Purtroppo il metodo di calcolo appena esposto è estremamente semplificato e possiede limiti di applicabilità abbastanza restrittivi: non si può impiegare per tutte le strutture, ma risulta adatto solamente per gli edifici con regolarità geometrica, di rigidità e di massa.

Per tali edifici si presuppone che il modo di vibrare fondamentale sia di forma quasi lineare con l'altezza e con massa partecipante superiore all'85% nella direzione prescelta. Ciò non è vero per strutture molto alte o molto deformabili, per le quali i modi di vibrare superiori non sono trascurabili, e per strutture irregolari, per le quali modi torsionali possono avere masse partecipanti rilevanti.

L'Analisi Statica Non Lineare o Pushover consiste nell'applicare all'edificio i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali che, mantenendo invariati i rapporti relativi fra le forze stesse, vengono tutte scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo sulla struttura (solitamente un punto posto in sommità dell'edificio), fino al raggiungimento della condizione ultima.

Con tale analisi è possibile verificare la capacità della struttura, sia in termini di resistenza che di deformabilità, tenendo conto sia delle non linearità geometriche, sia di quelle del materiale.

Risultato finale dell'analisi è la curva di *taglio alla base – spostamento del punto di controllo*, che rappresenta la capacità della struttura che verrà confrontata con la domanda rappresentata da punti sulla curva stessa individuati da valori di spostamento corrispondenti alle massime domande di spostamento che la struttura subirebbe qualora fosse sottoposta ai diversi terremoti di progetto.

Si è già detto come per effettuare questa analisi sia necessario sottoporre la struttura all'azione di forze orizzontali; queste sono applicate nel centro di

massa di ogni piano allo scopo di simulare le azioni inerziali indotte dal sisma. Il decreto ministeriale del 14 gennaio 2008 prescrive di utilizzare due distribuzioni di forze orizzontali, una principale ed una secondaria, soltanto se per la struttura in questione ricorrono le condizioni di applicabilità, le quali riguardano in via indiretta la regolarità strutturale. In particolare il testo normativo fornisce le possibili distribuzioni principali nel “Gruppo 1” e le distribuzioni di forze secondarie nel “Gruppo 2”.

Nel “Gruppo 1” si hanno tre distribuzioni di forze che sono sinteticamente:

- distribuzione proporzionale alle forze statiche;
- distribuzioni corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare;
- distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un’analisi dinamica lineare.

Le prime due possono essere applicate soltanto se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% mentre per la terza è necessario che il periodo fondamentale della struttura sia superiore a T_c .

Le distribuzioni secondarie sono invece le seguenti:

- distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l’altezza della costruzione;
- distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura

In linea teorica le distribuzioni principali hanno lo scopo di modellare la risposta dinamica finché la struttura rimane in campo elastico, mentre quelle secondarie vogliono simulare il comportamento nella fase plastica; in particolare la distribuzione uniforme lungo l’altezza, proporzionale alle masse di piano, ha lo scopo di approssimare la risposta strutturale quando si raggiungono grandi deformazioni. In generale dunque è possibile procedere applicando due distribuzioni, una proporzionale alla forma del modo di vibrare ed una proporzionale alle masse di piano, a patto che la struttura sia sufficientemente regolare, come è implicitamente imposto nelle condizioni di applicabilità.

L’Analisi Dinamica Lineare, associata allo spettro di risposta di progetto, è da considerarsi il metodo più diffuso per la definizione delle sollecitazioni di progetto, e va applicata ad un modello tridimensionale dell’edificio.

Questo tipo di analisi prevede un'analisi modale iniziale per l'individuazione delle caratteristiche modali effettive della struttura. Le forme modali consentono di definire delle distribuzioni di forze orizzontali che tengono conto anche di eventuali fenomeni torsionali per strutture irregolari.

Lo scopo è quello di sollecitare la struttura con distribuzioni di forze statiche proporzionali ai modi propri di vibrare della struttura, ottenendo la risposta dinamica come combinazione lineare delle risposte ottenute con le singole distribuzioni. L'analisi dinamica modale può essere utilizzata per valutare il modo

principale di vibrazione in ciascuna direzione (quello cui corrisponde il massimo valore del coefficiente di partecipazione delle masse).

L'analisi prevede il calcolo, tramite lo spettro di risposta in pseudo-accelerazione, dei valori massimi di sollecitazioni e spostamenti associati a ciascun modo di vibrare della struttura, ipotizzata elastica lineare; quindi, segue la combinazione della risposta secondo le comuni regole di combinazione modale, calibrate su strutture a telaio, SRSS (Square Root of Sum of Squares), o CQC (Complete Quadratic Combination), presupponendo valido il principio di sovrapposizione degli effetti.

L'analisi modale a spettro di risposta possiede sicuramente una maggiore accuratezza nel prevedere la risposta sismica, rispetto all'analisi statica lineare; il vantaggio di tale analisi risiede nella capacità di cogliere il comportamento torsionale delle strutture attraverso l'applicazione di coppie torcenti di piano. Grazie a ciò, è possibile estendere il campo di applicazione di tale procedura a un più vasto insieme di strutture, ossia a strutture spaziali irregolari, di discreta altezza o molto deformabili.

Questa tipologia di analisi appartiene ancora alla classe delle analisi lineari, quindi è affetta, come quella statica, dai problemi e dalle limitazioni proprie di questa classe di metodi. Tali procedure non sono in grado di cogliere i cambiamenti nella risposta dinamica della struttura, che si verificano man mano che i singoli elementi entrano in campo anelastico; non consentono inoltre di dedurre informazioni sulla distribuzione della domanda di duttilità della struttura.

I metodi di analisi elastico-lineari possono in parte tener conto del comportamento non lineare tramite un fattore di struttura q , che permette di ridurre lo spettro di risposta elastico; per operare questa riduzione è necessario garantire una sufficiente duttilità, mediante un opportuno

rispetto dei dettagli strutturali così come indicato in normativa ed in accordo con la teoria della gerarchia delle esistenze (capacity-design).

Per edifici esistenti la definizione del fattore di struttura risulta alquanto complessa perché presuppone la conoscenza approfondita dei dettagli costruttivi, perché da essi dipende tale fattore. Le norme attuali, per ovviare a tale incertezza, pongono cautelativamente la scelta del fattore di struttura in un intervallo che varia tra 1.5 e 3, esclusivamente per la verifica dei meccanismi fragili, mentre lo impone a 1.5 per la verifica dei meccanismi fragili.

L'Analisi Dinamica Non Lineare consiste nel calcolo della risposta sismica della struttura mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello non lineare della struttura e gli accelerogrammi definiti al § 3.2.3.6 NTC 2008. Essa ha lo scopo di valutare il comportamento dinamico della struttura in campo non lineare, consentendo il confronto tra duttilità richiesta e duttilità disponibile, nonché di verificare l'integrità degli elementi strutturali nei confronti di possibili comportamenti fragili.

La panoramica sui vari metodi di analisi consentiti dalla norma permette di scegliere quello più adatto ai diversi casi reali che si presentano. Tra i criteri di scelta di un metodo, oltre alle condizioni di applicabilità, bisogna tenere presente anche la semplicità di applicazione del metodo, in modo da evitare complicazioni che possano non apportare sostanziali miglioramenti di accuratezza dei risultati. Ad esempio, per la valutazione sismica di un edificio esistente, se ricorrono le condizioni di applicabilità della Pushover, è consigliabile eseguire tale analisi piuttosto che una dinamica non lineare, onde evitare un maggiore dispendio di risorse temporali e abbattere l'onere computazionale che una dinamica non lineare richiede.

Quando ricorrono le condizioni di applicabilità, l'analisi di Pushover è la maggiormente consigliata per la valutazione degli edifici esistenti perché con essa, a differenza della analisi dinamica lineare, si riesce a cogliere anche il comportamento plastico della struttura, ottenendo una valutazione più rispondente alla realtà e un abbattimento degli eventuali costi di miglioramento/adequamento.

2.5 Scelta ed applicazione del metodo di analisi

Come visto nel paragrafo precedente, il metodo di analisi preferibile nella valutazione degli edifici esistenti, quando ne ricorrono le condizioni di applicabilità, è il metodo di analisi statica non lineare (ovvero Pushover). In questo lavoro di tesi tutti i casi studiati tranne due hanno permesso l'utilizzo della analisi di Pushover; negli altri due casi è stata applicata l'analisi dinamica lineare.

In questo paragrafo si espongono le procedure seguite, in accordo con le NTC 2008, per l'applicazione dei metodi di pushover e dell'analisi dinamica lineare.

2.5.1 Analisi Statica Non Lineare o Pushover

Questo tipo di analisi richiede che al sistema strutturale reale venga associato un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà [02].

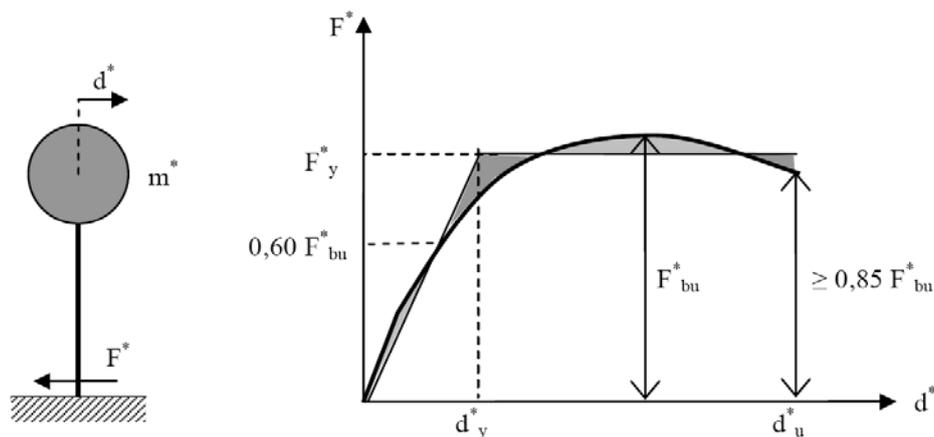


Figura 2-2 – Sistema e diagramma bilineare equivalente [02].

La forza F^* e lo spostamento d^* del sistema equivalente sono legati alle corrispondenti grandezze F_b e d_c del sistema reale dalle relazioni:

$$\begin{aligned} F^* &= F_b/\Gamma \\ d^* &= d_c/\Gamma \end{aligned}$$

dove Γ è il “fattore di partecipazione modale” definito dalla relazione:

$$\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi}$$

Il vettore τ è il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata; il vettore φ è il modo di vibrare fondamentale del sistema reale normalizzato ponendo $d_c = 1$; la matrice M è la matrice di massa del sistema reale.

Alla curva di capacità del sistema equivalente occorre ora sostituire una curva bilineare avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico (Figura 2-2). Detta F_{bu} la resistenza massima del sistema strutturale reale ed $F_{bu}^* = F_{bu} / \Gamma$ la resistenza massima del sistema equivalente, il tratto elastico si individua imponendone il passaggio per il punto $0,6F_{bu}^*$ della curva di capacità del sistema equivalente, la forza di plasticizzazione F_y^* si individua imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità per lo spostamento massimo d_u^* corrispondente ad una riduzione di resistenza $\leq 0,15F_{bu}^*$.

Il periodo elastico del sistema bilineare è dato dall'espressione:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

dove $m^* = \Phi^T M \tau$ e k^* è la rigidezza del tratto elastico della bilineare.

Nel caso in cui il periodo elastico della costruzione T^* risulti $T^* \geq T_c$ la domanda in spostamento per il sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo (§ 3.2.3.2.3 delle NTC 2008 e Figura 2-3):

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$$

Nel caso in cui $T^* < T_c$ la domanda in spostamento per il sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo (Figura 2-4) e si ottiene da quest'ultima mediante l'espressione:

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^*$$

$$q^* = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y}$$

dove q^* rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

Se risulta $q^* \leq 1$ allora si ha $d_{max}^* = d_{e,max}^*$.

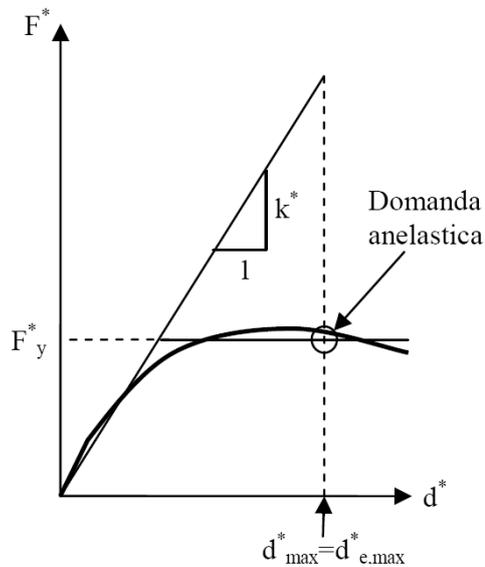


Figura 2-3 – Spostamento di riferimento per $T^* > T_c$ [02].

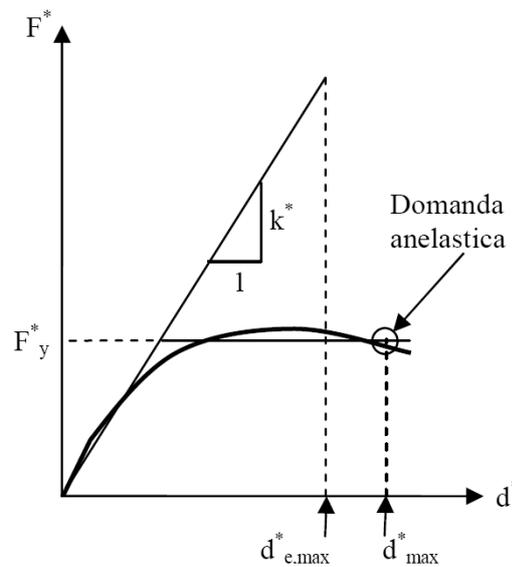


Figura 2-4 – Spostamento di riferimento per $T^* \leq T_c$ [02].

Gli effetti torsionali accidentali sono tenuti in conto applicando le forze di pushover in punti decentrati rispetto al centro delle masse, per una distanza pari al 5% della massima dimensione dell'edificio misurata ortogonalmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica.

Una volta trovata la domanda in spostamento d_{max}^* per lo stato limite in esame si verifica che sia $d_{max}^* \leq d_u^*$ e si procede alla verifica della compatibilità degli spostamenti per gli elementi/meccanismi duttili e delle resistenze per gli elementi/meccanismi fragili.

L'analisi non lineare statica condotta nei modi previsti dalle NTC può sottostimare significativamente le deformazioni sui lati più rigidi e resistenti di strutture flessibili torsionalmente, cioè strutture in cui il modo di vibrare torsionale abbia un periodo superiore ad almeno uno dei modi di vibrare principali traslazionali. Per tener conto di questo effetto, tra le distribuzioni secondarie delle forze occorre scegliere la distribuzione adattiva.

L'azione sismica deve essere applicata, per ciascuna direzione, in entrambi i possibili versi e si devono considerare gli effetti più sfavorevoli derivanti dalle due analisi.

In questo studio è stata implementata la modellazione a plasticità concentrata negli estremi degli elementi che costituiscono la struttura. Tale modellazione prevede che il comportamento post-elastico sia tenuto in conto grazie a cerniere anelastiche posizionate alle estremità degli elementi (cerniere plastiche), mentre la restante parte centrale è a comportamento elastico lineare.

Il vantaggio di tale modellazione rispetto a quella a plasticità diffusa, che prevede l'intero elemento a comportamento non lineare, è la semplicità e l'efficienza computazionale. Una limitazione del modello a plasticità concentrata è l'assunzione del punto di flesso fisso durante l'analisi (ossia di una luce di taglio prestabilita) [02].

2.5.2 Analisi Dinamica Lineare

L'Analisi Dinamica Lineare è condotta secondo tre passaggi fondamentali [02]:

- 1) determinazione dei modi di vibrare naturali della costruzione (Analisi Modale);
- 2) calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- 3) combinazione degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare.

L'Analisi Modale consiste nella soluzione delle equazioni del moto della costruzione, considerata elastica, in condizioni di oscillazioni libere (senza forzante esterna) e nella individuazione di particolari configurazioni deformate che costituiscono i modi di vibrare di una costruzione. Ogni modo di vibrare è caratterizzato da un periodo proprio di oscillazione T , da uno smorzamento ξ , nonché da una forma. Ad ogni modo di vibrare sarà associata una massa partecipante che rappresenta la quota parte delle forze

sismiche di trascinamento, e quindi dei relativi effetti, che ogni singolo modo è in grado di descrivere. Per poter cogliere con sufficiente approssimazione gli effetti dell'azione sismica sulla costruzione, è opportuno considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%, trascurando solo i modi di vibrare meno significativi in termini di massa partecipante.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi di vibrare, la normativa italiana permette di utilizzare solo la combinazione quadratica completa (CQC), che è un metodo più generale rispetto alla combinazione con regole di applicazione più restrittive SRSS (Square Root of Sum of Squares).

L'inconveniente della analisi dinamica lineare è la perdita del segno degli effetti a causa della combinazione dei singoli effetti dei modi di vibrare, che è in ogni caso di tipo quadratico.

Per ovviare a tale inconveniente, a volte, può essere utile considerare i segni degli effetti del primo modo di vibrare ed associarli alla combinazione degli effetti. In questo lavoro di tesi è stato applicato il metodo appena descritto per l'accoppiamento dei segni con la combinazione degli effetti.

Per tenere conto degli effetti torsionali accidentali, le sollecitazioni dovute alle azioni sismiche sono state amplificate di una quantità pari a:

$$\delta = 1 + 0.6x / L_e$$

dove:

x è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico di piano, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata;

L_e è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo.

In questo studio sono state eseguite la analisi dinamiche lineari con fattore di struttura q , pari a 2.5 per la verifica dei meccanismi duttili, e 1.5 per la verifica dei meccanismi fragili. Avendo scelto di utilizzare il fattore di struttura, le verifiche di resistenza sono state eseguite in termini di sollecitazione per tutti i meccanismi di crisi.

2.6 Metodi di verifica

I risultati delle analisi eseguite sui vari corpi di fabbrica sono stati verificati con tecniche diverse, a seconda del metodo di analisi utilizzato (Pushover o Dinamica Lineare).

Le verifiche di resistenza a taglio e dei nodi sono state eseguite per ogni passo di analisi (cioè per ogni incremento di spostamento del nodo di controllo ovvero delle forze laterali indotte) in modo da poter individuare lo spostamento, e quindi l'accelerazione sismica, che conduce all'attivazione del primo meccanismo fragile.

Per la conduzione di tali verifiche sono stati implementati dei fogli elettronici che elaborano in modo automatico le tabelle di output del programma di calcolo, restituendo il valore dell'accelerazione che innesca il primo meccanismo di crisi, per ogni analisi di pushover. Le tabelle di output del programma sono state filtrate per ogni singolo passo di analisi ed elaborate dal foglio elettronico che restituisce l'esito delle verifiche.

Nel caso di analisi dinamica lineare le verifiche sono eseguite per input sismici crescenti, partendo dall'accelerazione relativa ad un $T_R=30$ anni fino ad un $T_R=712$ anni (periodo di ritorno relativo ad edifici in classe d'uso III per SLV, capitolo 3 delle NTC 2008).

Per l'analisi dinamica lineare bisogna eseguire anche le verifiche a presso-flessione perché i risultati delle analisi, in termini di sollecitazione e deformazione, sono indipendenti dalle armature presenti nelle sezioni in c.a. Anche per le verifiche a presso-flessione, come per quelle a taglio e dei nodi, è stato implementato un foglio elettronico che elabora i dati di output del programma di calcolo, eseguendo, in particolare, una verifica a presso flessione deviata.

Le verifiche di resistenza a taglio e dei nodi sono state eseguite con lo stesso foglio elettronico usato in caso di analisi di pushover, con la differenza che, per le analisi dinamiche lineari, il parametro di controllo non è più lo spostamento monitorato ma il periodo di ritorno.

2.7 Meccanismi di crisi duttile

Come visto nel paragrafo precedente, le verifiche dei meccanismi duttili sono differenti a seconda del metodo di analisi eseguito. A tale proposito, in

questo paragrafo, si spiega il metodo di verifica dei meccanismi duttili a seconda del metodo di analisi scelto.

Le analisi di Pushover sono state eseguite mediante un modello a plasticità concentrata. Per implementare tale modello è necessario costruire, per le sezioni di estremità di travi e pilastri, le curve momento-rotazione.

La relazione momento-rotazione è valutata in ciascuna estremità dell'elemento strutturale (trave e pilastro). In particolare, con riferimento ai pilastri la valutazione di tale legame è effettuata nell'ipotesi di uno sforzo assiale pari a quello agente in condizione di carico gravitazionale da combinazione sismica.

La definizione della curva caratteristica della cerniera plastica è stata effettuata sulla base del comportamento non lineare della sezione di estremità dell'elemento e della luce di taglio L_v . In generale, il comportamento non lineare della sezione di estremità, definito dal legame momento-rotazione $M-\theta$, può sinteticamente esprimersi mediante una legge quadrilineare definita da: una fase elastico-lineare sino alla formazione della prima fessura, (θ_{cr}, M_{cr}) ; da una fase fessurata durante la quale si registra la formazione/apertura di ulteriori fessure fino allo snervamento (θ_y, M_y) ; da una fase post-elastica, definita da una notevole diminuzione di rigidità con conseguente aumento di deformabilità sino all'attingimento di un picco di resistenza flessionale (θ^*, M_{max}) ed infine, da una fase discendente caratterizzata da una diminuzione di capacità resistente e da una elevata capacità deformativa sino all'attingimento della condizione ultima (θ_u, M_u) .

Nei casi studio analizzati le cerniere plastiche sono state modellate con un legame momento-rotazione del tipo trilineare che offre la possibilità di tenere in conto anche del momento di prima fessurazione.

I punti caratteristici del diagramma elemento momento-rotazione sono quindi:

- Rotazione di prima fessurazione ;
- Rotazione di snervamento ;
- Rotazione ultima;
- Momento di prima fessurazione;
- Momento di snervamento;

- Momento ultimo.

Il momento di cracking è calcolato attraverso la seguente espressione:

$$M_{cr} = \left(\frac{N}{A} + f_{ctm} \right) \cdot \frac{bh^2}{6}$$

dove:

f_{ctm} è la resistenza a trazione del calcestruzzo.

La rotazione associata al cracking è stata calcolata come prodotto della curvatura di cracking per la luce di taglio, considerando quindi una formulazione di tipo elastica:

$$\theta_{cr} = \frac{M_{cr} \cdot L_V}{3 \cdot EI}$$

dove il modulo di elasticità E è calcolato come visto nel paragrafo 2.2 e abbattuto fino al 50% per le travi e al 70% per i pilastri, come consentito dalle NTC al §7.2.6 [01].

La valutazione della rotazione di snervamento può effettuarsi in funzione della corrispondente curvatura, e dei due contributi deformativi dovuti al taglio e allo scorrimento delle armature (§C8.7.2.5 [02]):

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V}{3} + 0.0013 \left(1 + 1.5 \frac{L_V}{h} \right) + 0.13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad \text{per travi e pilastri}$$

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V}{3} + 0.002 \left(1 + 0.125 \frac{L_V}{h} \right) + 0.13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad \text{per pareti}$$

dove:

ϕ_y è la curvatura a snervamento della sezione terminale;
 h l'altezza della sezione;
 d_b è il diametro (medio) delle barre longitudinali (in mm);
 f_c e f_y sono rispettivamente la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio longitudinale (in MPa), ottenute come media delle prove

eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.

Per quanto riguarda la rotazione ultima è stata utilizzata la formula semplificata presente nella circolare n.617 (C8A.6.1) [02]:

$$\theta_u = \frac{I}{\gamma_{el}} \left(\theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_v} \right) \right)$$

dove:

- γ_{el} vale 1.5 per elementi primari e 1.0 per i secondari;
- θ_y è la rotazione rispetto alla corda allo snervamento definita prima;
- ϕ_y è la curvatura a snervamento valutata considerando l'acciaio alla deformazione di snervamento ε_{sy} ;
- ϕ_u è la curvatura ultima valutata considerando le deformazioni ultime del conglomerato e dell'acciaio;
- L_v è la luce di taglio;
- L_{pl} è la lunghezza della cerniera plastica valutata come (§C8A.6.1 [02]):

$$L_{pl} = 0.1L_v + 0.17h + 0.24 \frac{d_{bL} f_y}{\sqrt{f_c}}$$

La valutazione di una prestabilita luce di taglio L_v , ossia del punto di nullo del diagramma dei momenti rispetto all'estremità dell'elemento, non è di facile risoluzione. Una semplice analisi lineare consente di valutare in maniera esatta la posizione del punto di flesso durante la fase a comportamento lineare della struttura. D'altra parte, la formazione delle prime cerniere plastiche conduce ad una redistribuzione delle sollecitazioni flettenti con conseguente traslazione del punto di flesso. Inoltre, il comportamento post-elastico dell'elemento è influenzato dal punto di flesso; infatti, la variazione della sua posizione conduce ad una diversa caratterizzazione meccanica della cerniera plastica (problemi di convergenza del calcolo non lineare).

Tuttavia, l'assunzione di una luce di taglio prefissata consente di poter definire a priori la curva caratteristica della cerniera plastica e di ridurre l'onere computazionale durante il processo di analisi. In generale la luce di taglio L_v può determinarsi:

- come metà della luce dell'elemento ($L_v=0,5 L$);
- dal diagramma dei momenti flettenti presente lungo l'elemento valutata mediante una analisi elastica lineare (statica o modale);
- dal diagramma dei momenti flettenti presenti lungo l'elemento, valutato mediante una analisi non lineare (es. analisi limite), corrispondente ad una configurazione deformata caratterizzata da uno spostamento del punto di controllo pari allo spostamento sismico richiesto.

Nei casi in esame la luce di taglio è stata assunta pari a $L_v=0,5 L$.

La Figura 2-5 mostra un tipico esempio di legame momento-rotazione utilizzato nelle analisi del presente lavoro; si fa notare il valore della rotazione pari a $3/4\theta_u$, secondo quanto previsto dalla circolare 617 [02], risulta il limite convenzionale della rotazione ammessa per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV). Ovviamente, nella individuazione della massima capacità di spostamento della struttura, bisogna non soltanto considerare l'attingimento della rotazione pari a $3/4\theta_u$, ma valutare la eventuale presenza di meccanismi di piano verificatisi prima del raggiungimento di tale limite convenzionale.

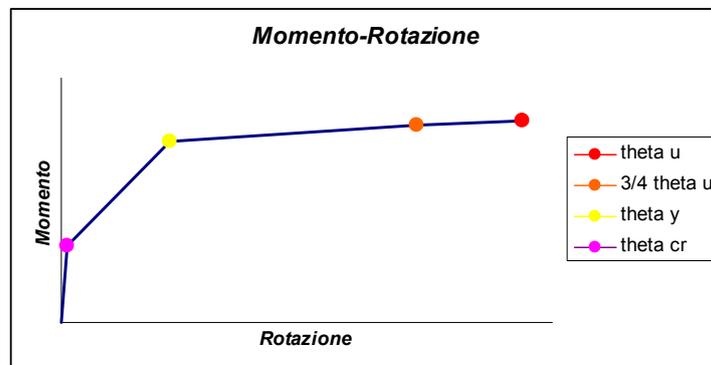


Figura 2-5 – Legame momento rotazione.

Calcolato il diagramma momento-rotazione per tutti gli elementi, ad essi bisogna apportare una modifica prima di inserirli nel programma di calcolo.

Tale modifica consiste nella traslazione del legame di una quantità pari alla rotazione di cracking, in quanto le rotazione elastiche sono calcolate in automatico dal programma di calcolo. Il diagramma definitivo assume la forma richiamata in Figura 2-6.

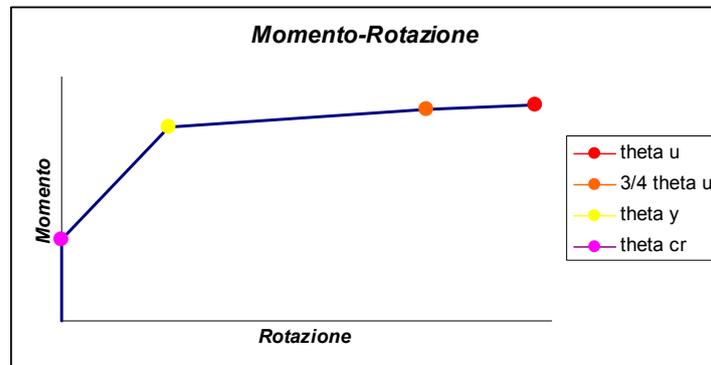


Figura 2-6 – Modellazione del legame momento-rotazione nel programma di calcolo.

In alcuni casi dove la convergenza del calcolo risultava lenta o impossibile, è stata apportata una modifica al legame momento-rotazione imponendo il momento ultimo pari al momento di snervamento, rendendo così orizzontale il tratto di curva dopo il momento di snervamento.

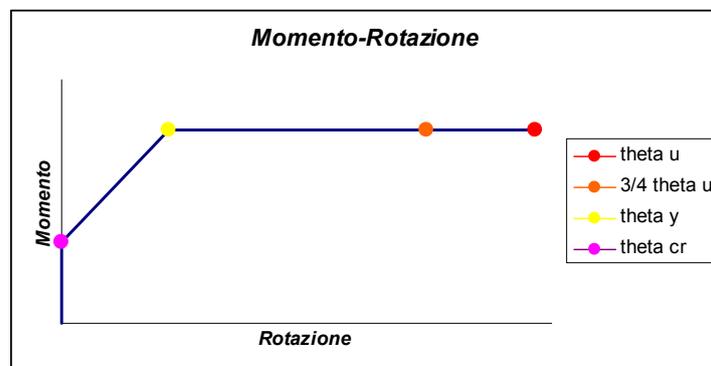


Figura 2-7 – Modellazione del legame momento-rotazione senza incrudimento nel programma di calcolo.

La capacità tagliante degli elementi non è stata tenuta in conto nella definizione del legame momento-rotazione, bensì sono state eseguite le verifiche a taglio nella fase post-analisi.

Le verifiche a presso-flessione deviata, eseguite per gli edifici analizzati con l'analisi dinamica lineare, utilizzano il metodo suggerito nello studio di Monti e Alessandri (2007) [17], che di seguito si espone.

Il dominio $M_{Rd, x}$ - $M_{Rd, y}$ può essere rappresentato, in via approssimata, alla "Bresler" (Bresler, 1960) secondo una curva del tipo:

$$\left(\frac{M_{Rdx}}{M_{Rdx,0}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{Rdy}}{M_{Rdy,0}} \right)^\beta = I$$

In cui M_{Rdx} e M_{Rdy} indicano i momenti resistenti lungo x e y nel caso di presso flessione deviata, $M_{Rdx,0}$ e $M_{Rdy,0}$ indicano i momenti resistenti rispetto agli assi x e y nel caso di presso-flessione retta. Secondo il metodo di Monti e Alessandri, gli esponenti α e β visti nella precedente formula possono essere posti uguali tra loro ($\alpha=\beta$). La formulazione può essere, dunque, espressa come segue:

$$\left(\frac{M_{Rdx}}{M_{Rdx,0}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{Rdy}}{M_{Rdy,0}} \right)^\alpha = I$$

Il valore di α si fa dipendere dalle percentuali geometriche di armatura nella direzione x e nella direzione y e dallo sforzo normale adimensionalizzato:

$$\omega_x = \frac{A_{sx} f_{yd}}{bh \sigma_{cd}} \quad \omega_y = \frac{A_{sy} f_{yd}}{bh \sigma_{cd}} \quad \nu = \frac{N_{sd}}{bh \sigma_{cd}}$$

Monti e Alessandri (2007) suggeriscono di calcolare l'esponente α secondo la seguente espressione:

$$\alpha = c \left(\frac{b}{h} \right)^\gamma (\omega_x)^\rho (\omega_y)^\psi (\nu)^\theta$$

Tabella 2-1 – valori di c , γ , φ , ψ , θ per la valutazione di α

N_{sd}	c	γ	φ	ψ	θ
>0	1.15	-0.01	-0.03	-0.03	-0.07
=0	1.18	-0.02	-0.06	-0.14	
<0	1.30	-0.06	0.13	-0.30	0.18

2.8 Meccanismi di crisi fragile

I meccanismi di crisi fragile si identificano in due tipologie di meccanismo differenti:

- meccanismo di crisi per taglio di elementi trave e pilastro;
- meccanismo di crisi per raggiungimento delle massime tensioni di trazione o di compressione nei nodi trave-pilastro.

I meccanismi resistenti a taglio, non sono caratterizzati da elevati impegni plastici dell'acciaio di armatura ma coinvolgono soprattutto il calcestruzzo, sia in compressione sia in trazione, che, a sua volta, possiede limitate capacità deformative rispetto all'acciaio.

In questo paragrafo si illustrano i modelli di calcolo dalla capacità a taglio, secondo i codici italiano ed europeo (rispettivamente NTC 2008 [01] ed EC8 [04]), entrambi utilizzati per le valutazioni sismiche dei casi studio; inoltre, si mostra l'utilizzo dei modelli di capacità a trazione e compressione dei nodi trave-colonna in c.a.

2.8.1 Modelli di capacità a taglio

L'attuale quadro normativo italiano ed europeo fornisce diverse formulazioni di capacità a taglio. Se per le strutture in cemento armato di nuova progettazione i modelli e le prescrizioni da applicare sono piuttosto chiari e in ogni caso conformi all'approccio dell'Eurocodice [03], per la valutazione della resistenza a taglio nelle strutture in cemento armato esistente la normativa italiana, insieme con la Circolare 617 prospettano un quadro non altrettanto chiaro e apparentemente dissimile dall'approccio suggerito dall'Eurocodice [04].

Nel seguito è proposta una breve ricapitolazione dei modelli adottati dalla normativa italiana e dagli Eurocodici per le strutture in cemento armato di nuova progettazione ed esistenti.

La normativa italiana è stata recentemente aggiornata apportando sostanziali modifiche sia al progetto delle strutture in zona sismica ma anche al progetto delle strutture in situazioni non sismiche. Per quanto riguarda la resistenza a taglio di elementi dotati di armatura trasversale la normativa [01] suggerisce sia in situazioni sismiche che in situazioni non sismiche di assumere il modello di traliccio a inclinazione variabile.

Tale formulazione è andata a sostituirsi alla formulazione additiva suggerita in [09] e riportata nel seguito. In tale formulazione il contributo del calcestruzzo (V_{cd}) non poteva superare il 50% della capacità totale, mentre il contributo relativo all'armatura trasversale andava valutato in accordo al modello di Ritter-Mörsch, come mostrato nelle equazioni (1) e (2), in cui α è l'inclinazione dell'armatura a taglio.

$$V_{sdu} \leq V_{cd} + V_{wd} \quad (1)$$

$$V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{yw} \cdot \frac{0.9 \cdot d}{s} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad (2)$$

La attuale normativa invece, eliminando l'approccio additivo, tiene conto dei meccanismi resistenti del calcestruzzo attraverso un valore della $\cot \theta$ variabile, in cui θ rappresenta l'inclinazione delle bielle compresse, ed è ottenuta dall'equilibrio tra il taglio associato alle bielle compresse e quello associato all'armatura tesa, limitando in ogni caso il valore della $\cot \theta$ all'interno dell'intervallo [1;2.5]; come mostrato nelle equazioni (3), (4), (5).

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_y \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha \quad (3)$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot 0.5 \cdot f_c \cdot \frac{(\cot \alpha + \cot \theta)}{(1 + \cot^2 \theta)} \quad (4)$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad (5)$$

L'approccio appena esposto va modificato nel caso in cui ci si riferisca alla zona critica di travi progettate in CD "A" in cui il valore della $\cot\theta$ si assume pari a 1 ritornando al modello più conservativo di Ritter-Mörsch.

Riguardo la resistenza a taglio di elementi esistenti, la normativa rimanda alla Circolare [02] in cui viene specificato che: *la resistenza a taglio si valuta come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche, considerando comunque un contributo del conglomerato al massimo pari a quello relativo agli elementi senza armature trasversali resistenti a taglio [...]*. Il testo riportato della Circolare presenta un'ambiguità, in quanto se per le nuove costruzioni il modello adottato è quello di traliccio a inclinazione variabile, d'altra parte non è possibile, utilizzando tale modello, valutare in maniera diretta il contributo del calcestruzzo. E', infatti, prerogativa delle formulazioni additive la possibilità di valutare il contributo del calcestruzzo ed eventualmente di ridurlo. E' evidente che l'approccio classico di Ritter-Mörsch sembrerebbe sposare entrambe le condizioni imposte dalla Circolare a prezzo di una notevole conservatività del modello di capacità a taglio adottato, che, inoltre, mal si confà ad una situazione di verifica sismica dell'esistente.

L'ambiguità del testo della Circolare 617 è causata da un refuso dell'OPCM3431 [11], in cui il modello di capacità a taglio di riferimento era ancora quello del DM del 1996 [09] e si proponeva in tale documento [11] di adottare, quale contributo del calcestruzzo alla resistenza a taglio, la formulazione adottata nello stesso DM del 1996 ma per elementi non armati a taglio.

Per quanto riguarda gli elementi di nuova progettazione in situazioni sismiche e non sismiche, invece, la valutazione della resistenza a taglio in base alle prescrizioni degli Eurocodici presenta una sostanziale analogia rispetto alla normativa italiana assumendo appunto il modello di traliccio a inclinazione variabile per le situazioni non sismiche e richiamando tali formulazioni di capacità per il progetto di elementi di nuova progettazione in zona sismica [03]. Per il progetto in alta duttilità l'Eurocodice riporta gran parte delle prescrizioni o limitazioni del modello di traliccio a inclinazione variabile presenti nella normativa italiana; un esempio ne è la limitazione relativa alla zona critica delle travi già richiamata prima.

Se per gli elementi di nuova progettazione l'approccio dell'Eurocodice 8 parte 1 [03] e quello della normativa italiana [01], in materia di capacità

tagliante, sono perfettamente analoghi, per quanto riguarda gli elementi esistenti in cemento armato l'Eurocodice 8 parte 3 [04] suggerisce dei modelli di capacità a taglio sostanzialmente differenti rispetto alle indicazioni della Circolare 617 [02] già richiamate sopra. Il modello proposto dall'Eurocodice per elementi esistenti tiene conto del degrado della resistenza a taglio in funzione dell'impegno plastico dell'elemento e assume due formulazioni di regressione sperimentale differenti, tarate su un ampio database sperimentale di 239 test [12]. Una formulazione è valida per elementi il cui rapporto tra luce di taglio (L_v) e altezza della sezione (H) è minore o uguale a 2 (elementi tozzi), mentre l'altra è valida quando tale rapporto è maggiore di 2 (elementi snelli). Nel caso di elementi tozzi la formulazione è mostrata nell'equazione (6), mentre nel caso di elementi snelli la formulazione è riportata nelle equazioni (7), (8), (9) e (10). Va enfatizzato, in ogni caso, che l'Eurocodice 8 parte 3 prevede che sia utilizzata la capacità minima tra la formulazione di regressione (in funzione del valore di L_v/H) e quella valutata secondo il modello di traliccio a inclinazione variabile dell'Eurocodice 8 parte 1. D'altra parte, come si vedrà nel paragrafo successivo, difficilmente il modello di traliccio a inclinazione variabile, per le armature trasversali tipiche dell'esistente, conduce a una resistenza che sia inferiore rispetto a quella delle formulazioni di regressione.

$$V_{EC8} = \frac{I}{\gamma_{el}} \frac{4}{7} (1 - 0.02 \min(5; \mu_{\Delta pl})) \left(1 + 1.35 \frac{N}{A_c f_c} \right) \cdot (1 + 0.45 \cdot 100 \rho_{tot}) \sqrt{\min(f_c; 40)} b_w \cdot z \cdot \sin 2\delta \quad (6)$$

$$V_{EC8} = \frac{I}{\gamma_{el}} [V_N + V_c + V_w] \quad (7)$$

$$V_N = \frac{H - x}{2L_v} \cdot \min(N; 0.55 A_c f_c) \quad (8)$$

$$V_c = (1 - 0.05 (5; \mu_{\Delta}^{pl})) \cdot \left[0.16 \max(0.5; 100 \rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c \right] \quad (9)$$

$$V_w = (1 - 0.05(5; \mu_{\Delta}^{pl})) (\rho_w b_w z \cdot f_{yw}) \quad (10)$$

Il termine V_w nell'equazione (7) rappresenta il contributo dell'armatura trasversale secondo il modello alle Ritter-Mörsch. Il fattore $\mu_{\Delta pl}$ rappresenta la parte plastica della domanda di duttilità e governa il degrado della resistenza. È interessante osservare come nella formulazione riportata nell'equazione (10) il coefficiente di degrado sia riferito anche al taglio associato all'armatura trasversale; tale peculiarità è tipica anche di altri modelli di regressione presenti in letteratura [13] e basati sull'approccio della normativa americana.

In ambito americano, infatti, le recenti ASCE/SEI 41-06 [14], specifiche per gli edifici esistenti, adottano il modello di regressione basato sul database di 51 prove sperimentali messo a punto da Sezen e Mohele [13].

Ulteriore riferimento, che conferma la scarsa affidabilità del traliccio a inclinazione variabile per la verifica di elementi esistenti in zona sismica, e dunque la necessità di adottare modelli più specifici e dettagliati nella verifica degli elementi esistenti in c.a., è dato nel recentissimo Model Code 2010 [15] in cui, al paragrafo 7.4.3.5 del volume II, le limitazioni su $\cot\theta$ variabile tra 1 e 2.5, previste per situazioni non sismiche, sono rivisitate in funzione della specifica richiesta di duttilità dell'elemento da verificare. In particolare, si pone il valore di $\cot\theta$ pari a 1 ogni qualvolta la rotazione di corda dell'elemento (θ) sia pari o superiore a due volte il valore della rotazione di snervamento (θ_y), accettando il valore di $\cot\theta$ pari a 2.5 esclusivamente nel caso di assenza di richiesta plastica di rotazione ($\theta < \theta_y$) e infine proponendo un'interpolazione lineare per il limite massimo del valore di $\cot\theta$ nei casi in cui la rotazione di corda dell'elemento sia compresa tra θ_y e $2\theta_y$.

In questo lavoro tesi, nell'ambito della valutazione sismica dei casi studio, sono stati utilizzati due modelli di resistenza a taglio:

- il traliccio di Ritter-Mörsch;
- formulazione EC8 parte 3 con massimo degrado della resistenza ($\mu_{\Delta pl}=5$).

Il traliccio di Ritter-Mörsch coincide con il V_{Rsd} delle NTC 2008 [01] considerando la biella di calcestruzzo compresso ad inclinazione fissa a 45° e staffe a 90°; tale modello, seppure conservativo, è particolarmente indicato

per la valutazione della capacità delle travi in quanto permette di computare anche il contributo dei ferri sagomati a 45°; è importante sottolineare che il contributo dei sagomati è stato computato solo nel caso in cui il segno dell'azione tagliante non è cambiato a seguito dell'azione sismica, rispetto alla combinazione gravitazionale per sisma.

Il contributo dei sagomati è stato calcolato come:

$$V_{Rsd,p} = f_{yd} \cdot A_{sw} \cdot \sqrt{2} / 2$$

avendo considerato una lunghezza d'indagine dei sagomati pari a due volte l'altezza utile della sezione (sono stati considerati tutti i sagomati il cui baricentro ricade in una lunghezza pari a due volte l'altezza utile misurata a partire dal filo interno del pilastro); tale contributo, ove possibile, va sommato al contributo delle staffe.

Il modello di capacità delle EC8 parte 3 considerato, distinguendo tra elementi tozzi e snelli, tiene conto del massimo degrado plastico, avendo imposto $\mu_{\Delta}^{pl}=5$; tale modello è particolarmente adatto per le colonne in quanto tiene conto dell'effettivo sforzo normale agente e del rapporto di forma (L_v/h). Si riporta la formula utilizzata per rapporti $L_v/h > 2$, indicando anche le ipotesi fatte alla base del calcolo:

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_s} \min(N; 0.55A_c f_c) + (1 - 0.05(5; \mu_{\Delta}^{pl})) \right] \cdot \left[0.16 \max(0.5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right]$$

dove:

- γ_{el} è pari a 1.15 per elementi primari e pari a 1.0 per elementi secondari;
- h è l'altezza della sezione;
- x rappresenta l'altezza della zona compressa, calcolata nell'ipotesi di armature inferiore e superiore entrambe snervate;
- N è lo sforzo assiale di compressione (preso con segno positivo, pari a 0 se di trazione);

$L_v=M/V$	è il rapporto momento/taglio nella sezione di estremità, assunto pari a 0.5L;
A_c	è l'area della sezione, pari a b_w*d nel caso di sezione rettangolare;
f_c	è la resistenza a compressione del calcestruzzo;
ρ_{tot}	è la percentuale di armatura longitudinale;
V_w	è il contributo alla resistenza a taglio dell'armatura trasversale, che nel caso di sezioni rettangolari è pari a:

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw}$$

dove:

ρ_w	è la percentuale di armatura trasversale;
z	è il braccio della coppia interna (pari, per travi e pilastri, a 0.9d);
f_{yw}	è la tensione di snervamento dell'armatura trasversale.

2.8.2 Modelli di capacità di nodi trave-colonna

Una prima classificazione delle diverse tipologie di nodo può essere fatta in base all'impiego o meno di un sistema di telai spaziali come ossatura dell'edificio che consente di suddividere i nodi in due grandi famiglie, nodi tridimensionali e nodi bidimensionali o piani. I nodi, inoltre, possono essere classificati in base alla posizione che essi occupano all'interno del telaio in: a) interni ; b) esterni. In Figura 2-8 si riportano per maggiore chiarezza tutte le possibili tipologie di nodi trave-colonna [20].

Osservando le variazioni di momento flettente e taglio sugli elementi che convergono in un nodo, a seguito dell'applicazione di azioni orizzontali alla struttura, si nota come gli elementi di congiunzione tra travi e pilastri siano soggetti a:

- taglio orizzontale V_c trasmesso dai pilastri;
- taglio verticale V_b trasmesso dalle travi;
- azioni flettenti trasmesse dalle travi e dai pilastri.

Di queste ultime azioni si considera la sola somma dei momenti trasmessi dalle travi in quanto per equilibrio deve essere uguale ed opposta ai momenti trasmessi dai pilastri. Tali azioni flettenti possono essere a loro

volta schematizzate attraverso sforzi di trazione T (possibili grazie alle armature) e sforzi di compressione nella sezione di calcestruzzo C .

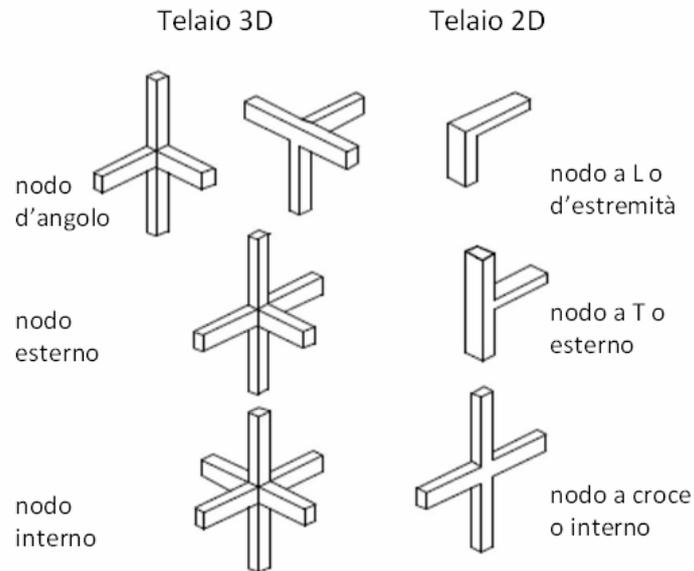


Figura 2-8 – *Tipologie di nodi trave-colonna*

2.8.2.1 Azioni sul nodo esterno

Il calcolo della sollecitazione sul pannello nodale deriva dall'equilibrio tra il taglio sollecitante nella colonna V_C e la trazione agente nel registro superiore della trave T . Il taglio agente sul nodo si calcola mediante la seguente espressione [20]:

$$V_n = V_C - T$$

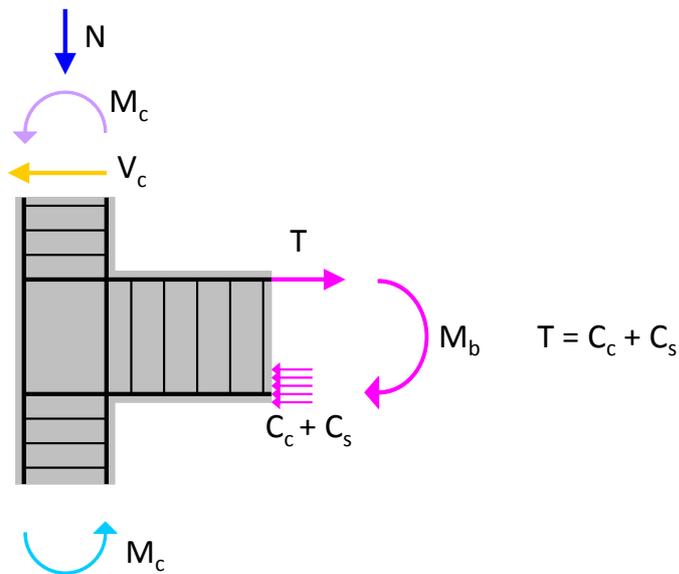


Figura 2-9 – Azioni sul nodo d'angolo

2.8.2.2 Azioni sul nodo interno

Nel calcolo del nodo interno bisogna computare, nel calcolo del taglio sollecitante, anche il valore di trazione T' . Il taglio sollecitante si esprime con la seguente:

$$V_n = V_c - (T + T')$$

Il calcolo delle forze T e T' , sia per i nodi interni che per gli esterni, deve essere consistente con la reale capacità flessionale della trave. In questo studio, il calcolo di T e T' è stato effettuato in base alla reale condizione di sollecitazione della trave al momento della verifica, distinguendo il caso di acciaio snervato da quello di acciaio in campo elastico. Tale circostanza si può schematizzare nel seguente modo:

- se $M_b \geq M_y$ si assume $M_b = M_y$, da cui $T = A_s f_y$
- se $M_b < M_y$ si assume $T \approx M / (0.9h)$

dove:

M_y è il momento di snervamento della sezione in c.a.;

A_s è l'area delle barre d'acciaio in trazione;

f_y è la tensione di snervamento dell'acciaio;

h è l'altezza utile della sezione;

$0.9h$ è il braccio della coppia interna.

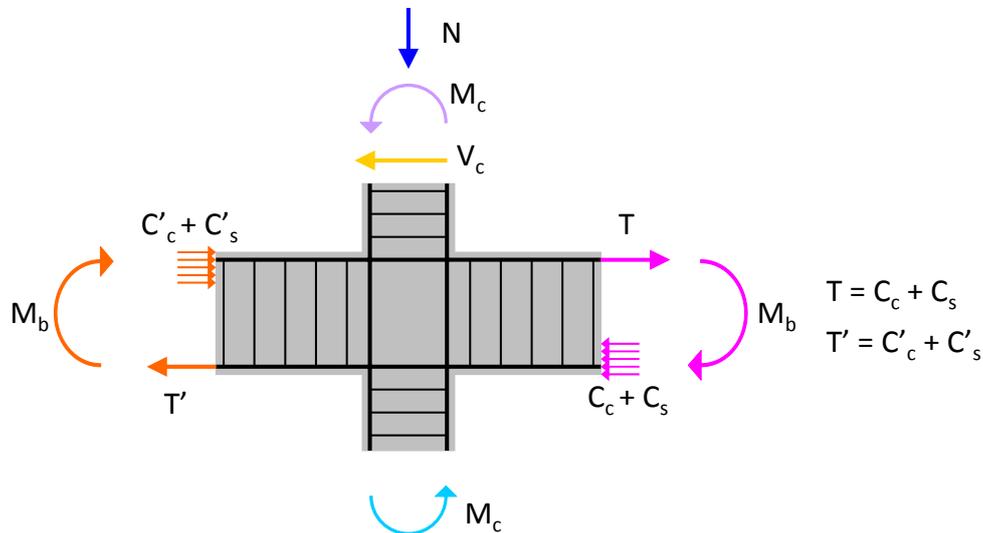


Figura 2-10 – Azioni sul nodo interno

Tali assunzioni trovano conforto nel fatto che, se il momento agente è maggiore del momento di snervamento, la tensione di trazione nelle barre non può essere superiore alla tensione di snervamento; diversamente, se il momento agente è minore del momento di snervamento, con buona approssimazione, la forza di trazione si stima pari al momento agente diviso il braccio della coppia interna.

Nel caso di analisi pushover, le azioni sui nodi vengono calcolate per ogni incremento di spostamento del nodo di controllo, perché le verifiche sono eseguite per ogni incremento di tale spostamento.

Nel caso di analisi dinamiche lineari, le azioni sui nodi vengono calcolate per diversi periodi di ritorno, partendo da $T_R=30$ fino al periodo di ritorno corrispondente alla domanda di accelerazione sismica.

2.8.2.3 Limiti tensionali

Nella progettazione dei nodi trave-colonna degli edifici si è diffusa la consuetudine normativa di limitare il valore del taglio nominale. Tali

prescrizioni sono fondate su campagne di indagini sperimentali condotte su provini caratterizzati dal non avere alcuna armatura specifica nel pannello nodale. In molti casi si sottolinea come questi valori sottostimino i limiti di nodi opportunamente progettati ma non siano di certo conservativi per casi di cattiva progettazione.

Al fine di valutarne il potenziale danneggiamento risulta maggiormente significativa l'analisi dei valori di tensione principale che si raggiungono nel nodo. Se, infatti, lo sforzo medio di trazione nel nodo non raggiunge il valore limite di trazione del calcestruzzo, non si verificherà nel nodo un danneggiamento diffuso da trazione; si rileveranno al più piccole fessure dovute a sforzi concentrati. In tale caso i valori minimi di armatura nel nodo sono sufficienti a garantirne il buon funzionamento. Inoltre, se lo sforzo principale di compressione supera quello limite del calcestruzzo, non avrebbe comunque grande efficacia l'adozione di un'armatura specifica a taglio per il nodo.

Si evidenzia, inoltre, come sia lecito attendersi un collasso per compressione del nodo ad un valore significativamente inferiore a quello nominale di resistenza su provino cilindrico di calcestruzzo a causa di due motivi:

- Il valore medio di compressione nell'area del pannello nodale è nettamente inferiore a quello massimo che governa il collasso.
- La resistenza a compressione è ridotta dalle tensioni trasversali di trazione che si ritrovano nel nodo.

I valori delle tensioni e delle direzioni principali sono ricavati da una applicazione della teoria dei cerchi di Mohr. Nella figura seguente si indicano le azioni agenti sul nodo ed il relativo cerchio di Mohr:

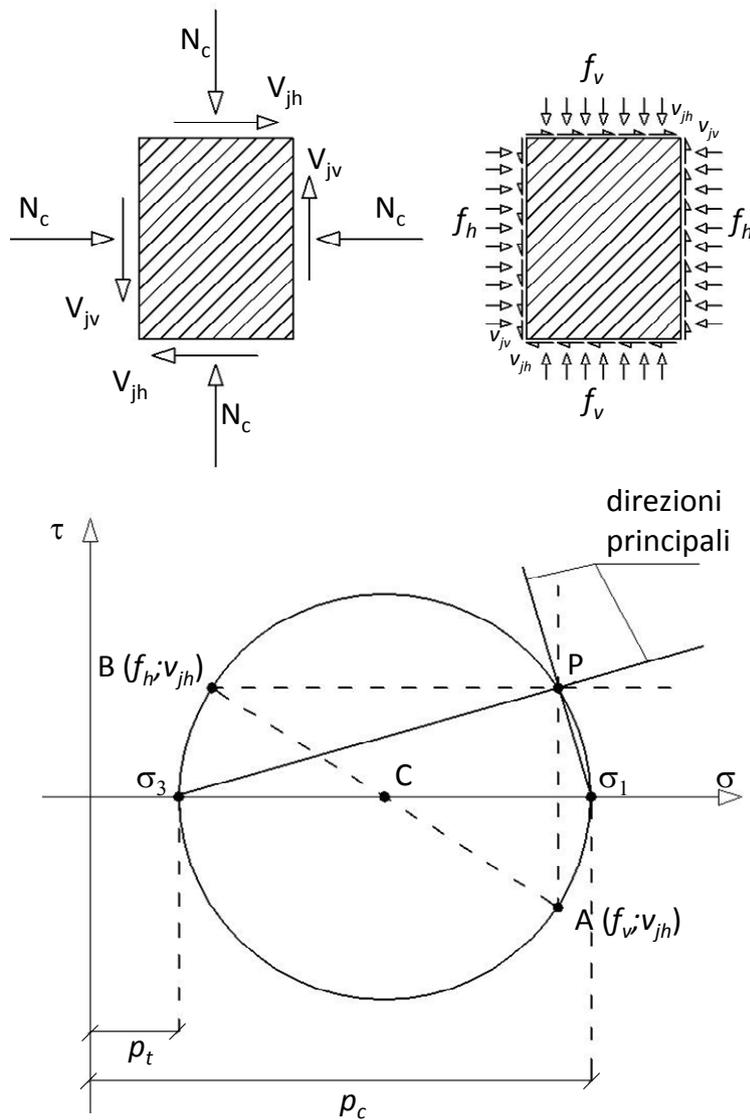


Figura 2-11 - Costruzione del cerchio di Mohr relativo allo stato tensionale agente su un generico pannello nodale e determinazione delle direzioni e tensioni principali.

Definite le tensioni a partire dalle azioni agenti sul pannello nodale come di seguito:

$$f_a = \frac{N_c}{b_j \cdot h_c} \quad f_h = \frac{N_b}{b_j \cdot h_c} \quad v_{jh} = \frac{V_{jh}}{b_j \cdot h_c} = v_{jv} = v_j$$

si nota come, mentre i tagli di nodo orizzontale e verticale possono essere differenti, le tensioni tangenziali dovranno necessariamente essere uguali al fine di soddisfare l'equilibrio alla rotazione globale.

Noti gli stati tensionali agenti su due giaciture ortogonali sul pannello nodale, condizione necessaria per costruire il relativo cerchio di Mohr, le tensioni principali potranno essere ricavate attraverso la seguente formula:

$$p_{t,c} = \frac{f_a + f_h}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{f_a + f_h}{2}\right)^2 + v_j^2}$$

che nel caso di strutture ordinarie, considerando che lo sforzo normale nelle travi f_h è pressoché nullo, si semplifica in:

$$p_t = \left| \frac{f_a}{2} - \sqrt{\left(\frac{f_a}{2}\right)^2 + v_j^2} \right|$$

$$p_c = \frac{f_a}{2} + \sqrt{\left(\frac{f_a}{2}\right)^2 + v_j^2}$$

da cui è possibile ricavare il taglio limite trasmissibile al nodo dalla relazione:

$$v_j = p_t \cdot \sqrt{\frac{f_a}{p_t} + 1}$$

Note le tensioni principali sollecitanti il pannello nodale è necessario ricercare i limiti, ovvero le massime tensioni di trazione e compressione sopportabili.

In accordo con la maggior parte dei lavori di ricerca condotti su tale argomento è conveniente esprimere tali limiti in funzione della resistenza a compressione del calcestruzzo, attraverso relazioni del tipo:

$$p_t \leq k_1 \cdot \sqrt{f_c} \quad p_c \leq k_2 \cdot f_c$$

I paragrafi seguenti illustrano le disposizioni dei Codici normativi italiano ed europeo.

2.8.2.4 Eurocodice 8 parte 3 (2005)

Le EC8 parte 3 per edifici esistenti, per ciò che riguarda la capacità dei nodi di edifici esistenti (cioè non staffati) non fornisce particolari dettagli e rimanda alle prescrizioni per gli edifici di nuova progettazione all'EC8 parte 1, paragrafo 5.5.3.3 in base al quale la sollecitazione tagliante massima di compressione diagonale può essere espressa come:

$$V_{jhd} \leq \eta \cdot f_{cd} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} \cdot b_j \cdot h_c$$

dove:

- $\eta = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$;
- v_d = sforzo normale adimensionalizzato;
- h_c = distanza tra le armature più esterne del pilastro;
- b_j = è la larghezza effettiva del nodo ed è assunta pari alla minore tra:
 - a) la maggiore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave;
 - b) la minore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave, ambedue aumentate di metà altezza della sezione del pilastro.

Tale valore va moltiplicato per 0,8 nel caso si tratti di un nodo esterno.

Per evitare che la massima trazione diagonale del calcestruzzo ecceda la f_{ctd} deve essere previsto un adeguato confinamento. In assenza di modelli più accurati, si possono disporre nel nodo staffe orizzontali di diametro non inferiore a 6 mm, in modo che:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{\left[\frac{V_{jbd}}{(b_j \cdot h_{jc})} \right]^2}{f_{ctd} + \nu_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd}$$

in cui i simboli già utilizzati hanno il significato in precedenza illustrato, mentre A_{sh} è l'area totale della sezione delle staffe e h_{jw} è la distanza tra le giaciture di armature superiori e inferiori della trave. In alternativa, l'integrità del nodo a seguito della fessurazione diagonale può essere garantita integralmente dalle staffe orizzontali se:

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8\nu_d) \quad \text{per nodi interni}$$

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8\nu_d) \quad \text{per nodi esterni}$$

dove A_{s1} ed A_{s2} sono rispettivamente le aree d'armatura tesa delle travi convergenti nel nodo (dunque quasi sempre A_{s1} è riferita lembo superiore della trave di destra e A_{s2} al lembo inferiore di quella di sinistra, considerando il sisma agente da destra sinistra verso destra), γ_{Rd} vale 1,20, ν_d è la forza assiale normalizzata agente al di sopra del nodo, per i nodi interni, al di sotto del nodo, per i nodi esterni.

2.8.2.5 NTC 2008 e Circolare n°617

Allo stato attuale le verifiche su nodi non staffati, possono essere effettuate limitando le azioni trasmesse al nodo e cercando di evitarne la fessurazione. Fenomeno che renderebbe complesso lo studio della capacità residua del nodo, in quanto non si potrebbe più ricorrere a relazioni di equilibrio, poiché le fessure rendono il materiale anisotropo. Valutate dunque le azioni trasmesse al nodo dagli elementi strutturali, tramite opportune analisi preferibilmente non lineari, da semplici relazioni di equilibrio è possibile risalire al taglio di nodo con cui effettuare le verifiche. Utilizzando poi i cerchi di Mohr è possibile risalire alle tensioni principali che si verificano per l'elemento nodo soggetto alle sollecitazioni prima ricavate e con esse effettuare le verifiche di resistenza, limitando la capacità resistente del nodo

secondo le indicazioni fornite dalla normativa italiana NTC 2008 al C8.7.2.5 della circolare applicativa n°617 [02].

$$\sigma_{nt} = \left| \frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \right| \leq 0.3\sqrt{f_c}$$

$$\sigma_{nc} = \frac{N}{2A_g} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \leq 0.5f_c$$

dove:

- N = azione assiale nel pilastro superiore;
- V_n = taglio totale agente sul nodo (§ 2.8.2.1 e § 2.8.2.2)
- $A_g = h_c \cdot b_j$, è la sezione orizzontale del nodo;
- h_c = distanza tra le armature più esterne del pilastro;
- b_j = è la larghezza effettiva del nodo ed è assunta pari alla minore

tra:

- a) la maggiore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave;
- b) la minore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave, ambedue aumentate di metà altezza della sezione del pilastro.

Il valore dello sforzo normale e del taglio nominale sul nodo sono calcolati come indicato nei paragrafi precedenti.

2.9 Determinazione dell'indicatore di rischio (α_{uv})

Si definisce indicatore di rischio allo stato limite di salvaguardia della vita (α_{uv}) il seguente rapporto:

$$\alpha_{uv} = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}}$$

dove:

- $PGA_{CLV} = a_{g_CLV} * S$, accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale che può essere sostenuta dall'edificio, relativa al T_{R_CLV} , amplificata dal fattore $S = S_S * S_T$ (§3.2.3.2.1);
- $PGA_{DLV} = a_{g_DLV} * S$ accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale che ha una probabilità di essere superata pari al 10% ($P_{Vr} = 10\%$) in un tempo pari al periodo di riferimento dell'opera, relativa al T_{R_DLV} , amplificata dal il fattore $S = S_S * S_T$ (§3.2.3.2.1).

In base alle indicazioni della legge n°77/2009, delle OPCM 3779 e 3790, nella valutazione degli edifici esistenti, e per la assegnazione di eventuali contributi monetari, è necessaria la determinazione dell'indicatore di rischio, grazie al quale si stabilisce in modo estremamente sintetico ed univoco il comportamento sismico di una struttura.

Per la quantificazione dell'indicatore di rischio è necessario eseguire le verifiche di sicurezza relative sia ai meccanismi di crisi duttile che fragile, perché non è noto a priori quale dei due meccanismi si inneschi prima.

2.9.1 Metodi per scalare lo spettro spostamento-accelerazione

Per la quantificazione dell'indicatore di rischio è necessario conoscere, oltre alla PGA_{DLV} che dipende dalla classe d'uso della struttura e dalla categoria topografica e stratigrafica del sito, la PGA_{CLV} cioè l'accelerazione orizzontale che la struttura può sostenere senza che si attivi nessun meccanismo di crisi. Per ricavare la PGA_{CLV} bisogna procedere per tentativi, scalando lo spettro di domanda di accelerazione fino a ritrovare quello per cui non si attiva nessun meccanismo di crisi; l'accelerazione di aggancio dello spettro così ricavato rappresenta la PGA_{CLV} cercata.

Un *metodo approssimato* per scalare lo spettro è quello per cui, partendo dallo spettro di domanda, esso viene scalato omoteticamente, trascurando la dipendenza dello stesso dai parametri sismici a_g , F_o e T_c^* come previsto dalle NTC 2008 [01].

Il *metodo rigoroso* per scalare lo spettro, invece, tiene conto anche dei parametri a_g , F_o e T_c^* che sono legati al periodo di ritorno in funzione del sito in cui sorge la costruzione.

Nell'Allegato B delle NTC 2008 [01] vengono riportati 9 periodi di ritorno fissati ($T_R=30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975$ e 2475 anni), e i relativi valori a_g , F_o , T_c^* . Per i valori dei periodi di ritorno intermedi ai 9 valori fissati, utilizzando la relazione logaritmica riportata nell'Allegato A alle NTC 2008 [01] è possibile ottenere i parametri sismici ad essi relativi:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \times \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \times \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

nella quale:

p è il valore del parametro di interesse (a_g , F_o , T_c^*) corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato;

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

I valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* relativi alla *pericolosità su reticolo di riferimento* nell'*intervallo di riferimento* sono forniti nelle tabelle riportate nell'Allegato B delle NTC 2008 [01].

La procedura rigorosa per scalare lo spettro diviene più semplice se gli spettri di spostamento e accelerazione vengono rappresentati nel formato ADRS (Acceleration Displacement Response Spectrum) [16], dove le ascisse rappresentano gli spostamenti spettrali e le ordinate le accelerazioni spettrali. Nella Figura 2-12 si riporta uno schema in formato ADRS per l'individuazione della PGA_{CLV} dato il periodo T di vibrazione della struttura; lo spettro di domanda sismica viene scalato fintanto che non si individua l'accelerazione spettrale Sae_{CLV} che non innesca alcun meccanismo di crisi duttile o fragile; l'accelerazione di aggancio allo spettro è la PGA_{CLV} cercata.

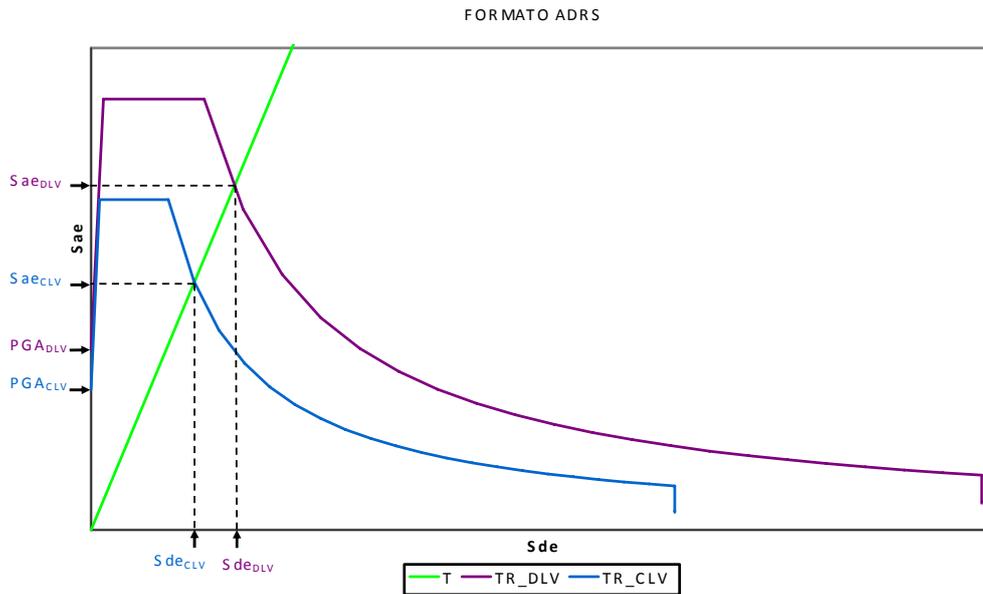


Figura 2-12 – Individuazione della PGA_{CLV} a partire dallo spettro di domanda sismica.

Nei paragrafi che seguono si mostra in dettaglio il *metodo rigoroso* per scalare lo spettro nei casi di Analisi Lineare e di Analisi Non Lineare.

2.9.2 Indicatore di rischio per Analisi Lineare

Nel caso di valutazione sismica eseguita mediante Analisi Lineare, si costruiscono gli spettri di risposta sismica per periodi di ritorno crescenti da $T_R=30$ anni fino al periodo di ritorno di domanda sismica. Per ogni input sismico si eseguono le verifiche per gli elementi/meccanismi duttili e fragili, individuando così il periodo di ritorno T_{R_CLV} per il quale si registra il primo meccanismo di crisi. A tale periodo di ritorno corrisponde la PGA_{CLV} con la quale calcolare l'indicatore di rischio α_{UV} .

2.9.3 Indicatore di rischio per Analisi Non Lineare

Il calcolo dell'indicatore di rischio nel caso si eseguano Analisi Non Lineari, comporta l'utilizzo di metodi diversi a seconda che l'analisi sia di tipo statica

o dinamica. Premettendo che nel presente studio non ci si è serviti di Analisi Dinamiche Non Lineari, di seguito viene trattato il solo caso specifico di Analisi Statica Non Lineare (o pushover).

Nel caso di analisi di Pushover, la quantificazione di α_{uv} è più laboriosa, rispetto al caso del paragrafo precedente, perché si tiene conto del comportamento non lineare della struttura. Infatti, individuato lo spostamento per il quale si innesca il primo meccanismo di crisi, dalla curva di Pushover si costruisce il relativo SDOF (Singol Degree of Freedom) equivalente. I parametri che caratterizzano il SDOF, periodo T^* , forza di snervamento F_y^* , e spostamento ultimo $d_{u,}^*$, consentono di ricavare il periodo di ritorno T_{R_CLV} , e quindi la PGA_{CLV} , per il quale si raggiunge il meccanismo di crisi. Si fa notare che per la costruzione del SDOF equivalente nel caso in cui si innesca un meccanismo di crisi per spostamenti del nodo di controllo molto piccoli (in generale, si tratta di meccanismi di crisi fragile), si usa lo stesso metodo suggerito dalla Circolare [02], riportato già nel §2.5.1.

La procedura per la quantificazione di α_{uv} viene implementata nel piano ADRS (Acceleration Displacement Response Spectrum) [16], nel quale le ascisse sono gli spostamenti spettrali e le ordinate sono le accelerazioni spettrali. Nella Figura 2-13 si riporta lo spettro di risposta nel formato ADRS per il periodo di ritorno $T_R=712$ anni su suolo di riferimento rigido (tale periodo di ritorno è relativo alle verifiche sismiche per costruzioni in Classe d'uso III allo SLV).

Per ricavare la domanda di spostamento del sistema MDOF (Multi Degree of Freedom) bisogna prima costruire il SDOF equivalente e mettere in relazione i parametri significativi dello stesso con lo spettro di risposta sismica fissato, così come descritto nel § 2.5.1.. Lo spettro di risposta sismica dipende dalle caratteristiche del sito in cui sorge la costruzione, dalla classe d'uso della stessa nonché, dallo stato limite che si vuole controllare.

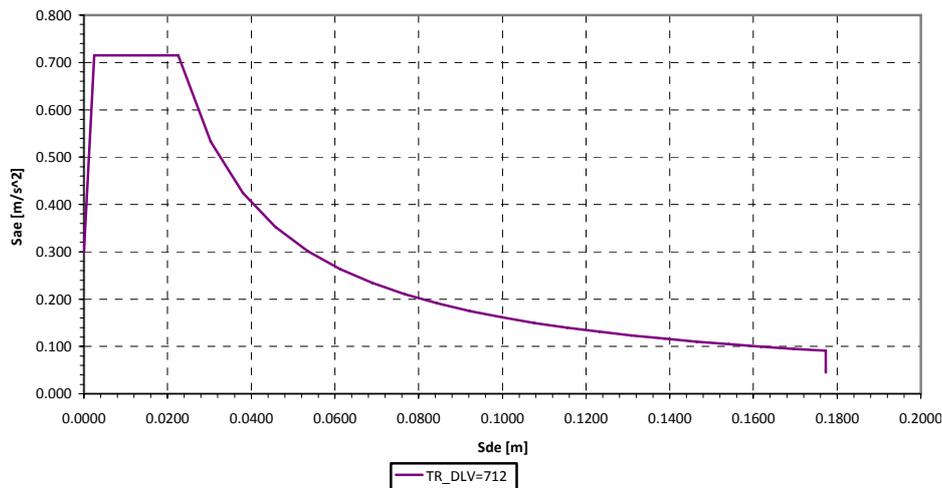


Figura 2-13 – Spettro di risposta nel formato ADRS ($T_R=712$).

Diverso è il discorso da fare per la determinazione di α_{UV} , in quanto è noto il SDOF equivalente, e quindi la capacità in termini di spostamento spettrale e di accelerazione spettrale, ma non il T_{R_CLV} con la relativa PGA_{CLV} ($PGA_{CLV} = a_g * S$ §3.2.3.2.1). Infatti, il periodo di ritorno è una incognita del problema, che deve essere ricavata in modo iterativo.

La procedura per la determinazione del periodo di ritorno a partire dal quale si attivano i meccanismi di crisi, si specifica in due casi, uno per $T^* \geq T_C$ e l'altro per $T^* < T_C$.

La procedura consiste nello scalare lo spettro elastico di domanda sismica, per piccoli decrementi del T_R , fino a trovare lo spettro che contiene il punto prestazionale (S_{ae} ; S_{De}) del SDOF equivalente, individuato dalla retta di inclinazione T^* e dallo spostamento d_{max}^* , controllando per ogni iterazione se T^* risulta minore o maggiore del T_C relativo al periodo di ritorno di tentativo. In ciascuna iterazione per cui il periodo elastico del SDOF equivalente T^* risulti $T^* \geq T_C$, lo spostamento massimo per il sistema anelastico è assunto uguale a quello di un sistema elastico di pari periodo (§ 3.2.3.2.3 delle NTC 2008 [01]):

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*) \quad (2.1)$$

Nelle Figura 2-14 e Figura 2-15 si riporta una rappresentazione grafica della procedura iterativa per $T^* \geq T_C$.

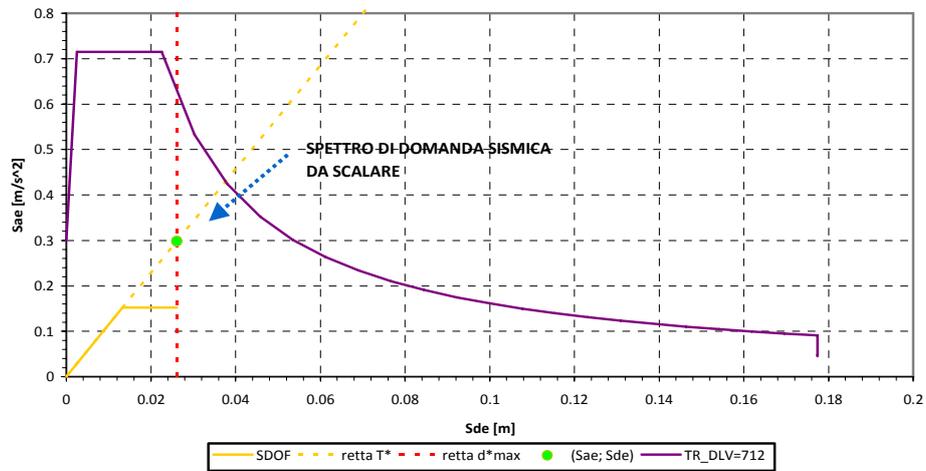


Figura 2-14 – Capacità in termini di accelerazione e spostamento del SDOF equivalente e spettro di domanda sismica per $T^* \geq T_c$.

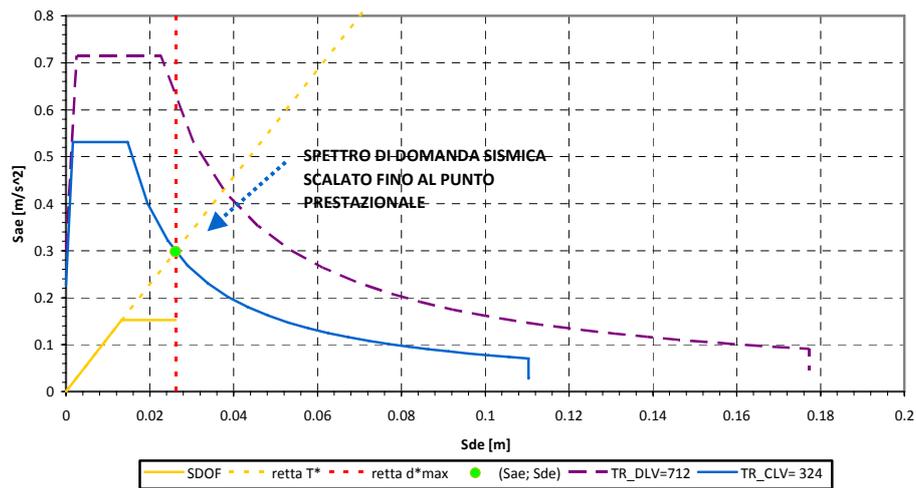


Figura 2-15 - Capacità in termini di accelerazione e spostamento del SDOF equivalente con spettro di capacità sismica per $T^* \geq T_c$.

Da quanto esposto, per $T^* \geq T_C$, si ricava il periodo di ritorno $T_{R_CLV}=324$ anni e la $PGA_{CLV}=0.227$ g. Dunque, assumendo nell'esempio riportato una $PGA_{DLV}=0.300$ g, l'indicatore di rischio risulta pari a:

$$\alpha_{UV} = \frac{0.227}{0.300} = 0.76 = 76\%$$

Nel caso in cui $T^* < T_C$ lo spostamento massimo per il sistema anelastico è maggiore di quello di un sistema elastico di pari periodo e si ottiene da quest'ultimo mediante l'espressione:

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^* \quad (2.2)$$

$$q^* = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*} \quad (2.3)$$

dove q^* rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

Se risulta $q^* \leq 1$ allora si ha $d_{max}^* = d_{e,max}^*$.

Nelle Figura 2-16 e Figura 2-17 si riporta una rappresentazione grafica della procedura iterativa per $T^* < T_C$. Nelle stesse figure, si fa notare che la linea rossa tratteggiata, rappresentante lo spostamento d_{max}^* , non è una retta, bensì una curva individuata dalla relazione (2.2). Tale circostanza è dovuta al fatto che il valore q^* dell'equazione (2.3), nell'esempio di calcolo riportato, risulta maggiore di 1.

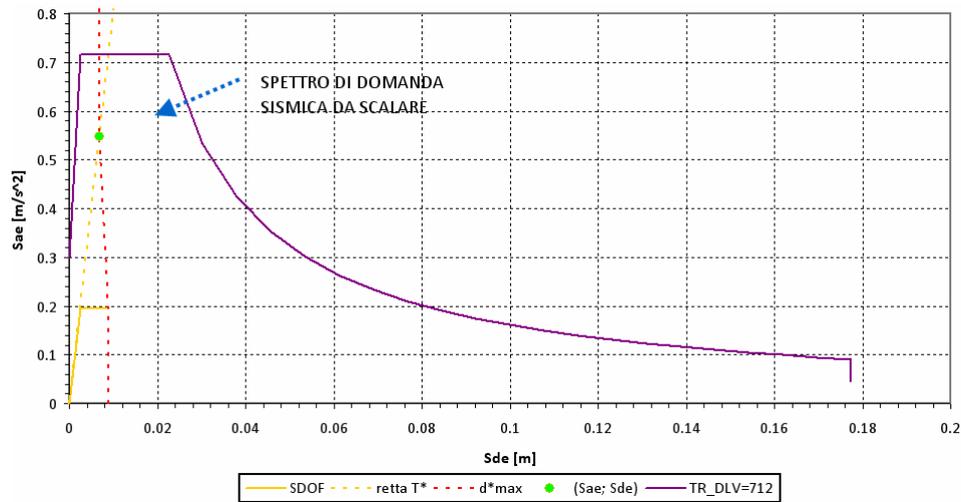


Figura 2-16 - Capacità in termini di accelerazione e spostamento del SDOF equivalente e spettro di domanda sismica per $T^* < T_C$.

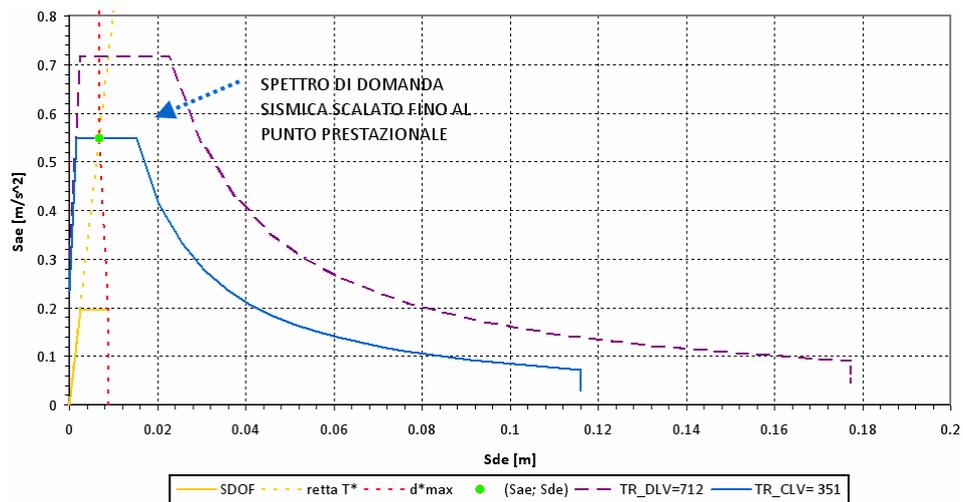


Figura 2-17 - Capacità in termini di accelerazione e spostamento del SDOF equivalente con spettro di capacità sismica per $T^* < T_C$.

Da quanto esposto, per $T^* < T_C$, si ricava il periodo di ritorno $T_{R_CLV}=351$ anni e la $PGA_{CLV}=0.234$ g. Assumendo nell'esempio considerato una $PGA_{DLV}=0.300$ g, l'indicatore di rischio risulta pari a:

$$\alpha_{UV} = \frac{0.234}{0.300} = 0.78 = 78\%$$

La procedura grafica appena descritta è stata implementata, nel presente lavoro, attraverso una procedura analitica iterativa mediante un foglio di calcolo elettronico.

Inserendo come input i dati che caratterizzano il SDOF equivalente (sono sufficienti T^* e d_u^*), si è a conoscenza dello spostamento spettrale e dell'accelerazione spettrale che la struttura è in grado di sostenere senza che si attivi nessun meccanismo di crisi. Infatti, lo spostamento spettrale è noto dalla formula (2.1), per $T^* \geq T_C$, o dalle (2.2) e (2.3) per $T^* < T_C$; conseguentemente l'accelerazione spettrale si ricava sapendo che $S_{ae}(T^*) = S_{De}(T^*) / (T^* / (2\pi))^2$.

Il periodo di ritorno T_{R_CLV} viene cercato facendo variare iterativamente il periodo di ritorno $T_{R_CLV_tentativo}$ tra gli intervalli dei T_R fissati dalla norma (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975, 2475 anni). Per tali 9 periodi di ritorno la norma [01], al variare del sito di riferimento, fornisce i valori dei parametri sismici a_g , F_o , T^*_c , con i quali si calcolano T_b , T_c e T_d , e si costruiscono gli spettri elastici. Invece, per i valori dei periodi di ritorno intermedi ai 9 valori fissati dalla norma, i parametri sismici suddetti si ricavano per interpolazione mediante l'espressione logaritmica vista nel §2.9.1 (Figura 2-18).

n°	Tr [anni]	ag [g]	Fo [-]	T*c [s]	Tb	Tc	Td	S	fattore η
0	<30	<0,079	<2,4	<0,272					
1	30	0,078808921	2,39965	0,272178	0,090726	0,272178	1,9152357	1	1
2	50	0,103926868	2,332027	0,28104	0,09368	0,28104	2,0157075	1	1
3	50	0,103926868	2,332027	0,28104	0,09368	0,28104	2,0157075	1	1
4	72	0,122443414	2,317992	0,289081	0,09636	0,289081	2,0897737	1	1
5	72	0,122443414	2,317992	0,289081	0,09636	0,289081	2,0897737	1	1
6	101	0,142267002	2,304187	0,296433	0,098811	0,296433	2,169068	1	1
7	101	0,142267002	2,304187	0,296433	0,098811	0,296433	2,169068	1	1
8	140	0,163865609	2,300766	0,30907	0,103023	0,30907	2,2554624	1	1
9	140	0,163865609	2,300766	0,30907	0,103023	0,30907	2,2554624	1	1
10	201	0,190569562	2,31474	0,317688	0,105896	0,317688	2,3622782	1	1
11	201	0,190569562	2,31474	0,317688	0,105896	0,317688	2,3622782	1	1
12	323,6957	0,226733247	2,341755	0,333396	0,111132	0,333396	2,506933	1	1
13	475	0,260765807	2,363727	0,346601	0,115534	0,346601	2,6430632	1	1
14	475	0,260765807	2,363727	0,346601	0,115534	0,346601	2,6430632	1	1
15	975	0,334091157	2,399884	0,363891	0,121297	0,363891	2,9363646	1	1
16	975	0,334091157	2,399884	0,363891	0,121297	0,363891	2,9363646	1	1
17	2475	0,452292188	2,457611	0,384455	0,128152	0,384455	3,4091688	1	1
18	>2475	>0,452	>2,458	>0,384					

Figura 2-18 – Tabella dei 9 T_R fissati dalla norma (numerazione dispari) e dei T_R di tentativo intermedi (numerazione pari) calcolati mediante l'espressione logaritmica del §2.9.1.

La procedura iterativa si articola in 3 *passaggi* eseguiti per ogni periodo di ritorno di tentativo. Si riportano di seguito i 3 passaggi anzidetti.

Passaggio n°1. Si impone un $T_{R_CLV_tentativo}$ variabile nell'intervallo 30÷50 anni. Mediante l'espressione logaritmica vista nel §2.9.1 si ricavano i parametri sismici a_g , F_o , T_C^* , con i quali si calcolano T_B , T_C e T_D relativi al $T_{R_CLV_tentativo}$.

Passaggio n°2. Con i parametri sismici F_o , T_C^* , T_B , T_C e T_D , ricavati nel *Passaggio n°1*, e mediante l'accelerazione spettrale $S_{ae}(T^*)$ relativa al SDOF equivalente, si ricava l'accelerazione orizzontale a_g' servendosi di una delle seguenti espressioni:

$$0 \leq T^* < T_B \quad a_g' = \frac{S_{ae}(T^*)}{S \cdot \eta \cdot F_o \left[\frac{T^*}{T_B} + \frac{1}{\eta F_o} \left(1 - \frac{T^*}{T_B} \right) \right]} \quad (2.4)$$

$$T_B \leq T^* < T_C \quad a_g' = \frac{S_{ae}(T^*)}{S \cdot \eta \cdot F_o} \quad (2.5)$$

$$T_C \leq T^* < T_D \quad a_g' = \frac{S_{ae}(T^*)}{S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \frac{T_C}{T^*}} \quad (2.6)$$

$$T_D \leq T^* \quad a_g' = \frac{S_{ae}(T^*)}{S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^{*2}} \right)} \quad (2.7)$$

Le precedenti espressioni (2.4), (2.5), (2.6) e (2.7), sono le formule usate per la costruzione degli spettri elastici in accelerazione (§3.2.3.2.1 delle NTC 2008 [01]), esplicitando da esse la a_g' in funzione dell'accelerazione spettrale nota $S_{ae}(T^*)$.

Passaggio n°3. Si esegue la differenza tra la a_g' ricavata nel *Passaggio n°2* con la a_g ricavata nel *Passaggio n°1*.

Se la differenza $a_g' - a_g \approx 0$, con una precisione dell'ordine di 10^{-5} , il $T_{R_CLV_tentativo}$ è il T_{R_CLV} cercato, e la procedura si blocca. Se la suddetta differenza non soddisfa la condizione imposta si passa ad un altro periodo di

ritorno di tentativo, di poco superiore al primo, e si eseguono di nuovo i 3 passaggi prima descritti.

Superato il periodo di ritorno $T_R=50$ anni, il $T_{R_CLV_tentativo}$ si fa variare nell'intervallo $50\div 72$ anni, e così via fino a ritrovare la soluzione, bloccando la procedura al periodo di ritorno massimo contemplato dalla norma $T_R=2475$ anni.

Nella Figura 2-19 si riporta l'immagine del foglio di calcolo di esempio per la determinazione del periodo di ritorno cui corrisponde la massima accelerazione sostenibile dalla struttura senza che si attivi nessun meccanismo di crisi, T_{R_CLV} , utilizzato per il calcolo dell'indicatore di rischio α_{UV} . Come si può vedere dalla colonna in verde della Figura 2-19, il valore della minima differenza $a_g' - a_g \approx 0$ è alla riga 12, valore per il quale si ottiene un $T_{R_CLV}=324$ anni.

Alla stessa riga 12 si sono evidenziati con un rettangolo rosso i valori pressappoco coincidenti di a_g ricavato nel *Passaggio n°1* e il valore di a_g' ricavato nel *Passaggio n°2*.

A questo punto, noto il T_{R_CLV} , è possibile ricavare la PGA_{CLV} moltiplicando a_g , o egualmente a_g' , per il parametro S .

Si fa notare che nell'esempio qui riportato la a_g risulta uguale alla PGA in quanto si è ipotizzato categoria di sottosuolo A e categoria topografica T1, da cui discende $S=1$ (§ 3.2.3.2.1 delle NTC 2008 [01]).

Tabella relativa al *Passaggio n°1*

n°	Tr [anni]	ag [g]	Fo [-]	T*c [s]	Tb	Tc	Td	S	fattore η
0	<30	<0,079	<2,4	<0,272					
1	30	0,078808921	2,39965	0,272178	0,090726	0,272178	1,9152357	1	1
2	50	0,103926868	2,332027	0,28104	0,09368	0,28104	2,0157075	1	1
3	50	0,103926868	2,332027	0,28104	0,09368	0,28104	2,0157075	1	1
4	72	0,122443414	2,317992	0,289081	0,09636	0,289081	2,0897737	1	1
5	72	0,122443414	2,317992	0,289081	0,09636	0,289081	2,0897737	1	1
6	101	0,142267002	2,304187	0,296433	0,098811	0,296433	2,169068	1	1
7	101	0,142267002	2,304187	0,296433	0,098811	0,296433	2,169068	1	1
8	140	0,163865409	2,300766	0,30907	0,103023	0,30907	2,2554624	1	1
9	140	0,163865409	2,300766	0,30907	0,103023	0,30907	2,2554624	1	1
10	201	0,190569562	2,31474	0,317688	0,105896	0,317688	2,3622782	1	1
11	201	0,190569562	2,31474	0,317688	0,105896	0,317688	2,3622782	1	1
12	323,6957	0,226733247	2,341755	0,333396	0,111132	0,333396	2,506933	1	1
13	475	0,260755807	2,363727	0,346601	0,115534	0,346601	2,6430632	1	1
14	475	0,260755807	2,363727	0,346601	0,115534	0,346601	2,6430632	1	1
15	975	0,334091157	2,399884	0,363891	0,121297	0,363891	2,9363646	1	1
16	975	0,334091157	2,399884	0,363891	0,121297	0,363891	2,9363646	1	1
17	2475	0,452292188	2,457611	0,384455	0,128152	0,384455	3,4091688	1	1
18	>2475	>0,452	>2,458	>0,384					

Tabella relativa al *Passaggio n°2* per $T^* \geq T_c$

PARAMETRI PER $T^* \geq T_c$ ↓	ag'(0<T*<Tb)	ag'(Tb<T*<Tc)	ag'(Tc<T*<Td)	ag'(T*>Td)	0<T*<Tb	Tb<T*<Tc	Tc<T*<Td	T*>Td
	0,029337949	0,124227161	0,271029632	0,0840327	no	no	si	no
0,031567029	0,127829466	0,270095165	0,0795688	no	no	si	no	
0,031567029	0,127829466	0,270095165	0,0795688	no	no	si	no	
0,03267908	0,128603435	0,264171936	0,0750656	no	no	si	no	
0,03267908	0,128603435	0,264171936	0,0750656	no	no	si	no	
0,033730718	0,129373923	0,259163476	0,0709503	no	no	si	no	
0,033730718	0,129373923	0,259163476	0,0709503	no	no	si	no	
0,035081031	0,129566319	0,248936959	0,0655401	no	no	si	no	
0,035081031	0,129566319	0,248936959	0,0655401	no	no	si	no	
0,035604987	0,128784141	0,240721287	0,0605114	no	no	si	no	
0,035604987	0,128784141	0,240721287	0,0605114	no	no	si	no	
0,036489703	0,127298435	0,226733652	0,0537065	no	no	si	no	
0,0372196	0,126115121	0,216068292	0,0485442	no	no	si	no	
0,0372196	0,126115121	0,216068292	0,0485442	no	no	si	no	
0,037959101	0,124215065	0,202701325	0,0409921	no	no	si	no	
0,037959101	0,124215065	0,202701325	0,0409921	no	no	si	no	
0,038444125	0,121297374	0,187352557	0,0326336	no	no	si	no	

Tabella relativa al *Passaggio n°2* per $T^* < T_c$ e al *Passaggio n°3*

PARAMETRI PER $T^* < T_c$ ↓	Sa(T*)	q*	d*e, max	Sa(T*<Tc)	ag'(T*<Tc)	celle di controllo ag'
	0,08668085	0,570995	0,02612	0,2981018	0,124227	
0,11470321	0,755587	0,02612	0,2981018	0,127829	0,16617	
0,11470321	0,755587	0,02612	0,2981018	0,127829		
0,13816985	0,910169	0,02612	0,2981018	0,128603	0,14173	
0,13816985	0,910169	0,02612	0,2981018	0,128603		
0,16364205	1,077963	0,027102	0,3093048	0,134236	0,11690	
0,16364205	1,077963	0,027102	0,3093048	0,134236		
0,1962289	1,292623	0,029301	0,3344024	0,145344	0,08507	
0,1962289	1,292623	0,029301	0,3344024	0,145344		
0,23599542	1,554578	0,031315	0,3573873	0,154396	0,05015	
0,23599542	1,554578	0,031315	0,3573873	0,154396		
0,29810122	1,963689	0,033284	0,3798583	0,16221	0,00000	
0,29810122	1,963689	0,033284	0,3798583	0,16221		
0,35976933	2,369917	0,034398	0,3925751	0,166083	-0,04470	
0,35976933	2,369917	0,034398	0,3925751	0,166083		
0,4913296	3,236547	0,035662	0,4070023	0,169592		
0,4913296	3,236547	0,035662	0,4070023	0,169592	-0,13139	
0,71965442	4,740596	0,036188	0,412997	0,168048		

Tabella riassuntiva dei risultati delle iterazioni

n°	Tr [anni]	ag [g]	Fo [-]	T*c [s]
12	324	0,2267	2,342	0,333

Figura 2-19 – Foglio di calcolo di T_{R_CLV} per la determinazione di α_{UV}

2.10 Schede di sintesi dei risultati di analisi

Per le rappresentazioni di sintesi dei risultati delle analisi, sono state impostate delle schede che riassumono il comportamento sismico o statico secondo le due tipologie di meccanismi di crisi (duttile e fragile). Le schede di sintesi sono nate principalmente per la rappresentazione sintetica dei risultati delle analisi di pushover, in quanto si vuole restituire, per ogni meccanismo di crisi e per le varie formulazioni di capacità a taglio, lo spostamento del punto di controllo per il quale si attivano i singoli meccanismi di crisi. Le stesse schede sono state utilizzate, comunque, anche per le analisi dinamiche lineari; in tali casi, però, non è stato messo in relazione diretta lo spostamento con il meccanismo di crisi.

Le schede di sintesi sono di tre tipologie e vengono riportate di seguito delle brevi spiegazioni:

- SCHEDA DI SINTESI PER CARICHI VERTICALI: scheda in cui sono riportati gli esiti delle verifiche dei meccanismi fragili e duttili in corrispondenza delle combinazioni di carico gravitazionale per sisma e gravitazionale allo stato limite ultimo (SLU).
- SCHEDA PGA_{CLV} : scheda in cui sono riportati i valori degli indicatori di rischio con riferimento ai meccanismi duttili/fragili in corrispondenza dello Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV). Per tutti i meccanismi di crisi possibili e per tutti i modelli di capacità utilizzati, riportati ognuno in una specifica sezione della scheda, si indica il passo di analisi (nel caso di analisi di pushover) in cui si innesca il meccanismo di crisi, lo spostamento del punto di controllo relativo a detto passo di analisi, nonché l'indicatore di rischio relativo al singolo meccanismo di crisi. Risulta chiaro che l'indicatore di rischio della struttura è il minimo indicatore di rischio tra tutti quelli indicati. Il vantaggio di determinare l'indicatore di rischio per ogni tipologia di meccanismo di crisi è quello di costruire una scala di priorità degli interventi di rinforzo. Infatti, ipotizzando di eseguire degli interventi di rafforzamento locale su una certa percentuale di elementi che necessitano di essere rinforzati, con tecniche che non producono significativi aumenti di massa e di rigidità, senza eseguire ulteriori analisi, si è direttamente a conoscenza del nuovo indicatore di rischio minimo.
- SCHEDA PGA_{DLV} : scheda in cui sono riportati gli esiti delle verifiche dei meccanismi duttili/fragili in corrispondenza dell'azione sismica di domanda;

tale scheda è corredata dall'elenco degli elementi (travi, pilastri e nodi) per cui le verifiche non sono soddisfatte.

Di seguito si riportano una scheda PGA_{CLV} e una PGA_{DLV} come esempio delle schede prodotte per le analisi riportate in questo studio, fornendo una spiegazione dettagliata delle varie sezioni che le compongono.

L'obiettivo delle schede, oltre a restituire una sintesi completa del comportamento strutturale, è quello di fornire uno strumento che guidi le scelte di miglioramento o adeguamento sismico. Esse, infatti, indicano in modo dettagliato, quali sono i meccanismi di crisi che si innescano per ogni incremento di spostamento (nel caso di analisi di pushover), e quali sono gli elementi interessati dal meccanismo di crisi. Nel caso di analisi dinamica lineare, invece, i meccanismi di crisi non sono associati allo spostamento del nodo di controllo della struttura, in quanto il tipo di analisi è concettualmente diverso dalla pushover, ma direttamente al periodo di ritorno degli spettri utilizzati per le analisi; anche nel caso di analisi dinamica lineare si fornisce l'elenco degli elementi interessati dal meccanismo di crisi. Si fa notare che, nelle schede che seguono l'indicatore di rischio è indicato con I_R e non con α_{UV} , come riportato nei paragrafi precedenti, lasciando però invariato il suo significato.

Ai fini di una corretta interpretazione di tali schede si riporta di seguito la legenda dei simboli adottati:

LEGENDA

d_c	<i>capacità in termini di spostamento;</i>
d_d	<i>spostamento di domanda;</i>
d_c/d_d	<i>rapporto capacità domanda in termini di spostamento;</i>
step	<i>step di analisi in corrispondenza del quale si effettua la verifica;</i>
T^*	<i>periodo elastico del sistema bilineare $T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$ con $m^* = \Phi^T M \tau$ e k^* = rigidezza del tratto elastico della bilineare del sistema SDOF;</i>
step d	<i>step di analisi in corrispondenza del quale si raggiunge la domanda in termini di spostamento;</i>

step c	<i>step di analisi in corrispondenza del quale si raggiunge una rotazione pari $\theta=3/4\theta_u$ in un elemento;</i>
α_{uv} o I_R	<i>indicatore di rischio;</i>
T_{rCLV}	<i>periodo di ritorno dell'azione sismica che può essere sostenuta dall'edificio;</i>
C/D	<i>rapporto capacità domanda in termini di sollecitazione;</i>
Min verificato	<i>elemento con rapporto C/D>1 minimo;</i>
Max non verificato	<i>elemento con rapporto C/D minimo;</i>
σ_{es}	<i>tensione di calcolo trazione/compressione diagonale nel pannello di nodo allo step di domanda;</i>
σ_{MAX}	<i>resistenza a trazione/compressione diagonale (pari a $0.3\sqrt{f_c}$ ovvero $0.5f_c$ come indicato in Circolare al punto C.8.2.5, espressioni 8.7.2.2 e 8.7.2.3);</i>
$\Delta\%$	<i>(C-D)/C;</i>
Min verificato Z	<i>elemento con rapporto C/D>1 minimo, per taglio agente in direzione verticale;</i>
Min verificato X/Y	<i>elemento con rapporto C/D>1 minimo, per taglio agente in direzione orizzontale;</i>
PGA_{CLV}	<i>capacità in accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento orizzontale;</i>
PGA_{DLV}	<i>domanda in accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento orizzontale che ha una probabilità di essere superato pari al 10% ($P_{vr}=10\%$) in un tempo pari al periodo di riferimento dell'opera;</i>
V_{dom}	<i>Domanda di sollecitazione tagliante;</i>
V_{res}	<i>Taglio resistente.</i>

Tabella 2-2 – Esempio Scheda PGA_{CLV}

POx+_e-_masse

<u>STATO LIMITE</u>		SLV	PGA_{SLV} [g]	T_{RSLV} [anni]	C_U [-]	$PGA (T_{R30})$ [g]	I_{Rmin}				
			0.300	712	III	0.079	26%				
<u>SPOSTAMENTI</u>		dc [cm]	dd [cm]	dc/dd [-]	T^* [s]	step d	step c	PGA_{CLV} [g]	I_R	T_{RCLV} [anni]	
		8.40	6.34	132%	0.77	32	42	0.368	123%	1314	
<u>NODI</u>		(Circ. 02/02/2009, n° 617)									
		TOTALE	Trazione	Compressione				step tr.	step comp.		
n° non verificati		1	1	0				n°	7	>32	
		elemento	C/D	σ_{es} [kg/cm ²]	σ_{max} [kg/cm ²]	Δ %	T^* [s]	dc [cm]	PGA_{CLV} [g]	I_R	T_{RCLV} [anni]
Min verificato a trazione		V3	1.36	6	8.37	27%	---	---	---	---	---
Min verificato a compressione		S1	1.07	36	38.89	6%	---	---	---	---	---
Max non verificato a trazione		V2	0.96	9	8.37	-4%	0.52	1.40	0.109	36%	56
Max non verificato a compressione		S1	1.07	36	38.89	6%	>0.72	>6.34	>0.3	>100%	>712
<u>TAGLIO PILASTRI</u>		EC8 (μ_p^{pl} max)									
		TOTALE	Dir. X	Dir. Y				step X	step Y		
n° non verificati		1	1	0				n°	22	>32	
		elemento	C/D	V_{dom} [kg]	V_{res} [kg]	Δ %	T^* [s]	dc [cm]	PGA_{CLV} [g]	I_R	T_{RCLV} [anni]
Min verificato X		P-1005	1.00	18949	18995	0%	---	---	---	---	---
Min verificato Y		P-2015	2.15	4249	9144	54%	---	---	---	---	---
Max non verificato X		P-3002	0.99	7213	7161	-1%	0.63	4.40	0.253	84%	438
Max non verificato Y		P-2015	2.15	4249	9144	54%	>0.72	>6.34	>0.3	>100%	>712
<u>TAGLIO TRAVI</u>		EC8 (μ_p^{pl} max)									
		TOTALE	Dir. Z				step Z				
n° non verificati		68	67				n°	1			
		elemento	C/D	V_{dom} [kg]	V_{res} [kg]	Δ %	T^* [s]	dc [cm]	PGA_{CLV} [g]	I_R	T_{RCLV} [anni]
Min verificato Z		T-2033	1.00	13396	13407	0%	---	---	---	---	---
Max non verificato Z		T-4013	0.47	12547	5901	-	0.51	0.20	<0.079	<26%	<30
<u>TAGLIO PILASTRI</u>		NTC 2008 ($\theta=45^\circ$)									
		TOTALE	Dir. X	Dir. Y				step X	step Y		
n° non verificati		10	9	2				n°	1	1	
		elemento	C/D	V_{dom} [kg]	V_{res} [kg]	Δ %	T^* [s]	dc [cm]	PGA_{CLV} [g]	I_R	T_{RCLV} [anni]
Min verificato X		P-2013	1.03	3366	3450	2%	---	---	---	---	---
Min verificato Y		P-2015	1.03	2210	2271	3%	---	---	---	---	---
Max non verificato X		P-2012_1	0.60	5791	3450	-68%	0.51	0.20	<0.079	<26%	<30

Max non verificato Y	P-1014	0.39	5824	2271	-156%	0.51	0.20	<0.079	<26%	<30
TAGLIO TRAVI		NTC 2008 ($\theta=45^\circ$)								
	TOTALE	Dir. Z								
n° sezioni non verificate	22	20			n°	1				
	elemento	C/D	V_{dom} [kg]	V_{res} [kg]	Δ %	T* [s]	dc [cm]	PGA_{CLV} [g]	I_R	Tr_{CLV} [anni]
Min verificato Z	T-2022	1.07	22447	24063	7%	---	---	---	---	---
Max non verificato Z	T-4004	0.87	12585	10974	-15%	0.51	0.20	<0.079	<26%	<30

Di seguito si riportano le descrizioni dettagliate di tutte le sezioni della Scheda PGA_{CLV} .

Tabella 2-3 – Sezione STATO LIMITE della Scheda PGA_{CLV}

<u>STATO LIMITE</u>	SLV	PGA_{SLV} [g]	T_{rSLV} [anni]	C_u [-]	$PGA(T_{R30})$ [g]	I_{Rmin}
		0.300	712	III	0.079	26%

Nella Tabella 2-3 si riportano l'accelerazione orizzontale sul sito in cui sorge la costruzione ($a_g * S$) e il periodo di ritorno relativi allo SLV, la classe d'uso della struttura, l'accelerazione orizzontale sul sito in oggetto relativa al periodo di ritorno minimo indicato dalle NTC 2008 ($T_R=30$ anni), e l'indicatore di rischio minimo ottenibile, calcolato assumendo quale PGA minima quella relativa al periodo di ritorno minimo (ALLEGATO A alle NTC 2008 [01]).

Tabella 2-4 – Sezione SPOSTAMENTI della Scheda PGA_{CLV}

<u>SPOSTAMENTI</u>	dc [cm]	dd [cm]	dc/dd [-]	T^* [s]	step d	step c	PGA_{CLV} [g]	I_R	T_{rCLV} [anni]
	8.40	6.34	132%	0.77	32	42	0.368	123%	1314

Nella Tabella 2-4, tralasciando quanto già specificato nella legenda riportata in precedenza, si riporta la capacità in termini di periodo di ritorno e di accelerazione sul sito in cui sorge la costruzione e l'indicatore di rischio relativo al meccanismo duttile. Si noti come, nell'esempio riportato, l'indicatore di rischio risulta maggiore del 100% come era desumibile anche dalla maggiore capacità in spostamento (dc) rispetto alla domanda di spostamento (dd). Si noti altresì che il rapporto tra la capacità e la domanda in termini di spostamento, 132%, è, seppur di poco, diverso dallo stesso tipo di rapporto in termini di PGA , 123%, in quanto si tratta di due rapporti ottenuti con due quantità dimensionalmente diverse.

Tabella 2-5 – Sezione NODI della Scheda PGA_{CLV}

NODI	(Circ. 02/02/2009, n° 617)			step tr.		step comp.		PGA_{CLV} [g]	I_R	T_{RCLV} [anni]
	TOTALE	Trazione	Compressione	n°	7	>32				
n° non verificati	1	1	0							
	elemento	C/D	σ_{es} [kg/cm ²]	σ_{max} [kg/cm ²]	Δ %	T^* [s]	dc [cm]			
Min verificato a trazione	V3	1.36	6	8.37	27%	---	---	---	---	---
Min verificato a compressione	S1	1.07	36	38.89	6%	---	---	---	---	---
Max non verificato a trazione	V2	0.96	9	8.37	-4%	0.52	1.40	0.109	36%	56
Max non verificato a compressione	S1	1.07	36	38.89	6%	>0.72	>6.34	>0.3	>100%	>712

Nella Tabella 2-5 si riportano le verifiche dei nodi secondo le indicazioni della Circolare 617 [02]. In alto a sinistra si indica, separatamente, il numero di nodi in trazione ed in compressione che non soddisfano la verifica di resistenza, e il numero totale dei nodi non verificati. In alto a destra si indica il passo di analisi (step tr./comp.) al quale le verifiche di trazione e compressione non risultano soddisfatte. Si può notare che alla voce “step compr” compare il valore “>32”, volendo indicare con esso che, essendo, nel caso esaminato, 32 lo step a cui coincide la domanda di spostamento, la crisi per compressione del nodo non si raggiunge in nessuno dei 32 passaggi di verifica. Con la locuzione “Min verificato a trazione/compressione” si vuole indicare il nodo che supera la verifica avendo però il rapporto capacità/domanda, in termini di tensione, più prossimo a 1 tra tutti i nodi analizzati, allo step di verifica indicato in alto a destra. Con la locuzione “Max non verificato a trazione/compressione” si vuole indicare il primo nodo che non supera la verifica di resistenza, allo step indicato in alto a destra; per tali nodi si indicano anche il periodo di vibrazione dello SDOF equivalente, ricavato dalla curva di pushover bloccata allo spostamento a cui si attinge la crisi, l’indicatore di rischio con la relativa capacità in termini di periodo di ritorno e di accelerazione, nonché lo spostamento del punto di controllo.

Tabella 2-6 – Sezione TAGLIO PILASTRI, secondo la formulazione EC8 parte 3 con degrado ciclico massimo, della Scheda PGA_{CLV}

TAGLIO PILASTRI	EC8 (μ_{Δ}^{pl} max)									
	TOTALE	Dir. X	Dir. Y	step X			step Y			
n° non verificati	1	1	0	n°	22	>32				
	elemento	C/D	V_{dom} [kg]	V_{res} [kg]	Δ %	T^* [s]	dc [cm]	PGA_{CLV} [g]	I_R	T_{RCLV} [anni]
Min verificato X	P-1005	1.00	18949	18995	0%		---	---	---	---
Min verificato Y	P-2015	2.15	4249	9144	54%		---	---	---	---
Max non verificato X	P-3002	0.99	7213	7161	-1%	0.63	4.40	0.253	84%	438
Max non verificato Y	P-2015	2.15	4249	9144	54%	>0.72	>6.34	>0.3	>100%	>712

Nella Tabella 2-6 si riportano le verifiche dei pilastri secondo le indicazioni della EC8 parte 3 con degrado ciclico massimo ($\mu_{\Delta}^{pl}=5$) [04]. In alto a sinistra si indicano, separatamente, il numero di pilastri in direzione X e Y che non superano la verifica di resistenza, e il numero totale di elementi non verificati. In alto a destra si indica il passo di analisi (step tr./comp.) al quale le verifiche in direzione X e Y non risultano soddisfatte. Si può notare che alla voce “step Y” compare il valore “>32”, volendo indicare con esso che, essendo il 32 lo step a cui coincide la domanda di spostamento, la crisi per taglio non si raggiunge in nessuno dei 32 passaggi di verifica. Con la locuzione “Min verificato a trazione/compressione” si vuole indicare il pilastro che supera la verifica avendo però il rapporto capacità/domanda, in termini di forze, più prossimo a 1 tra tutti i pilastri analizzati, allo step di verifica indicato in alto a destra. Con la locuzione “Max non verificato a trazione/compressione” si vuole indicare il primo pilastro che non supera la verifica di resistenza, allo step indicato in alto a destra; per tali pilastri si indicano anche il periodo di vibrazione dello SDOF equivalente, ricavato dalla curva di pushover bloccata allo spostamento a cui si attinge la crisi, l’indicatore di rischio con la relativa capacità in termini di periodo di ritorno e di accelerazione, nonché lo spostamento del punto di controllo.

Analoghe sono le interpretazioni delle sezioni dedicate al taglio travi e taglio pilastri con riferimento alle NTC 2008 [01]. Si sottolinea che con riferimento a tale normativa, la determinazione della capacità tagliante dell’elemento è stata effettuata ad un valore dell’angolo θ , inclinazione delle bielle compresse, pari a 45°.

Tabella 2-7 – Esempio Scheda PGA_{DLV}

$POx+_e_masse$					
<u>STATO LIMITE</u>	SLV	PGA_{SLV} [g]		T_{rSLV} [anni]	C_U [-]
		0.300		712	III
<u>SPOSTAMENTI</u>	dc [cm]	dd [cm]	dc/dd [-]	T^* [s]	step d
	8.40	6.34	132%	0.77	32
<u>NODI</u>	(Circ. 02/02/2009, n° 617)				
	TOTALE	Trazione	Compressione		
n° non verificati	8	8	0		
	elemento	C/D	σ_{es} [kg/cm ²]	σ_{max} [kg/cm ²]	Δ %
Min verificato a trazione	V1	1.06	7.89	8.37	verificato
Min verificato a compressione	S1	1.07	36.48	38.89	verificato
Max non verificato a trazione	V3	0.46	18.28	8.37	-118%
Max non verificato a compressione	S1	1.07	36.48	38.89	verificato
<u>TAGLIO PILASTRI</u>	EC8 (μ_{pl}^{\max})				
	TOTALE	Dir. X	Dir. Y		
n° non verificati	13	13	0		
	elemento	C/D	V_{dom} [kg]	V_{res} [kg]	Δ %
Min verificato X	P-3014	1.01	8213	8273	verificato
Min verificato Y	P-2015	2.15	4249	9144	verificato
Max non verificato X	P-3002	0.75	9540	7161	-33%
Max non verificato Y	P-2015	2.15	4249	9144	verificato
<u>TAGLIO TRAVI</u>	EC8 (μ_{pl}^{\max})				
	TOTALE	Dir. Z			
n° non verificati	79	79			
	elemento	C/D	V_{dom} [kg]	V_{res} [kg]	Δ %
Min verificato Z	T-1030	1.01	13939	14055	verificato
Max non verificato Z	T-4013	0.42	13972	5901	-137%
<u>TAGLIO PILASTRI</u>	NTC 2008 ($\theta=45^\circ$)				
	TOTALE	Dir. X	Dir. Y		
n° non verificati	76	74	20		
	elemento	C/D	V_{dom} [kg]	V_{res} [kg]	Δ %
Min verificato X	P-2013	1.15	3007	3450	verificato
Min verificato Y	P-2011_1	1.04	2181	2271	verificato
Max non verificato X	P-1002	0.14	24775	3450	-618%
Max non verificato Y	P-1014	0.48	4757	2271	-110%

<u>TAGLIO TRAVI</u>	NTC 2008 ($\theta=45^\circ$)					
	TOTALE	Dir. Z				
n° sezioni non verificate	25	25				
	elemento	C/D	V _{dom} [kg]	V _{res} [kg]	Δ %	
Min verificato Z	T-1007	1.00	24030	24063	verificato	
Max non verificato Z	T-4005	0.78	14146	10974	-29%	

Per le sezioni della Scheda PGA_{DLV} valgono tutte le informazioni di dettaglio già fornite per le sezioni della Scheda PGA_{CLV} , con la differenza che tutte le verifiche sono eseguite per l'accelerazione spettrale di domanda. La scheda fornisce un quadro sintetico del gap di capacità, con riferimento a ciascun meccanismo di crisi, per raggiungere l'adeguamento sismico della struttura esistente oggetto di analisi.

Successivamente, nella Tabella 2-8, si riporta l'elenco degli elementi travi, pilastri e nodi non verificati, allegato alla Scheda PGA_{DLV} . Tale elenco consente di determinare tutti gli elementi sui quali è necessario intervenire per incrementare la capacità sismica della struttura o per portarla all'adeguamento sismico.

Tabella 2-8 – Esempio di elenco di elementi non verificati allegato alla Scheda PGA_{DLV}

POx+_e_masse

NODI non verificati				elem. PILASTRO non verificati				sez. TRAVE non verificate	
trazione Dir. X	comp. Dir. X	trazione Dir. Y	comp. Dir. Y	EC8 (μ_{Δ}^{pl} max) dir. X	EC8 (μ_{Δ}^{pl} max) dir. Y	NTC $\vartheta=45^{\circ}$ dir. X	NTC $\vartheta=45^{\circ}$ dir. Y	EC8 (μ_{Δ}^{pl} max)	NTC $\vartheta=45^{\circ}$
H1				P-1002		P-1001	P-1004	T-1001	T-1006
H2				P-1005		P-1002	P-1007	T-1002	T-1011
H3				P-1008		P-1003	P-1010	T-1006	T-1016
I2				P-1011		P-1004	P-1013	T-1007	T-1020
L1				P-1014		P-1005	P-1014	T-1007	T-1021
P1				P-1019		P-1006	P-1018	T-1011	T-1029
V2				P-2002		P-1007	P-2001	T-1012	T-1030
V3				P-2005		P-1008	P-2004	T-1012	T-1031
				P-2016		P-1009	P-2007	T-1016	T-2006
				P-3002		P-1010	P-2010	T-1017	T-2011
				P-3005		P-1011	P-2013	T-1020	T-2016
				P-3008		P-1012	P-2015	T-1021	T-2021
				P-3011		P-1013	P-2018	T-1021	T-2022
						P-1014	P-2021	T-1022	T-2030
						P-1015	P-2022	T-1023	T-2031
						P-1016	P-2027	T-1029	T-4004
						P-1017	P-3015	T-1030	T-4005
						P-1018	P-2012_2	T-1031	T-4007
						P-1019	P-2011_2	T-1031	T-4008
						P-1020	P-2012_1	T-1032	T-4010
						P-1021		T-1032	T-4011
						P-1022		T-1038	T-4013
						P-1023		T-1039	T-4014
						P-1024		T-1040	T-4016
						P-1025		T-1041	T-4017
						P-1026		T-2001	

				P-1027	T-2002
				P-2001	T-2006
				P-2002	T-2007
				P-2003	T-2007
				P-2004	T-2011
				P-2005	T-2012
				P-2006	T-2012
				P-2007	T-2016
				P-2008	T-2017
				P-2009	T-2021
				P-2010	T-2022
				P-2014	T-2030
				P-2015	T-2030
				P-2016	T-2031
				P-2017	T-2031
				P-2019	T-2032
				P-2020	T-2033
				P-2021	T-2039
				P-2022	T-2040
				P-2024	T-3006
				P-2025	T-3007
				P-2026	T-3011
				P-2027	T-3012
				P-3001	T-3016
				P-3002	T-3017
				P-3003	T-3021
				P-3004	T-3022
				P-3005	T-3026
				P-3006	T-3027
				P-3007	T-4001
				P-3008	T-4002
				P-3009	T-4004
				P-3010	T-4004
				P-3011	T-4005
				P-3012	T-4005
				P-3013	T-4007
				P-3014	T-4007
				P-3015	T-4008
				P-3018	T-4008
				P-3019	T-4010
				P-3020	T-4010
				P-3023	T-4011
				P-3024	T-4011
				P-3025	T-4013
				P-2012_2	T-4013
				P-2011_1	T-4014
				P-2011_2	T-4014
				P-2012_1	T-4016
					T-4016
					T-4017
					T-4017
					T-4019
					T-4020

3 I CASI STUDIO DELLE SCUOLE DI L'AQUILA

In questo lavoro di tesi si sono eseguite le valutazioni di comportamento sismico di 3 complessi scolastici in cemento armato situati in L'Aquila, danneggiati a seguito del sisma del 6 aprile 2009. Le scuole analizzate sono composte da più edifici e vengono di seguito elencate:

- Scuola TORRIONE (1 edificio).
- Scuola RENDINA (6 edifici);
- Scuola I.P.S.I.A.S.A.R. "Leonardo da Vinci" (2 edifici);



Figura 3-1 – Individuazione territoriale delle scuole oggetto di studio

3.1 Scuola "TORRIONE"

3.1.1 Descrizione del complesso scolastico

L'edificio, costruito all'inizio degli anni '60, si presenta con pianta ad "L" ed è costituito da due piani dedicati alle aule, un seminterrato e un sottotetto. Il lato corto della "L" è costituito solo dal seminterrato e dal primo piano. Il seminterrato è praticabile solo dalla parte del lato corto della "L". Le altezze interpiano sono di 3.80 m per i due piani delle aule, 3.35 m per il punto più alto del tetto a due falde e 2.50 m per il seminterrato. La parte praticabile del seminterrato ha una altezza di interpiano di 3.50 m. Il piano delle fondazioni, dunque, è situato a due quote diverse con dislivello di 1 m.

La struttura portante è costituita da un telaio in c.a. ordito in una sola direzione con travi di collegamento nella direzione opposta. Le sezioni di

travi e pilastri sono rettangolari. I solai sono tutti gettati in opera con altezza dei travetti di 21.5 cm e soletta da 5 cm, tranne il solaio di copertura, che presenta travetti di altezza 20 cm e soletta da 3 cm.

I vari piani sono collegati da una scala con struttura a soletta rampante.

Le fondazioni sono costituite da travi a T rovesce e da travi di collegamento rettangolari. In Figura 3-2 si riporta una vista dall'alto dell'edificio in esame.



Figura 3-2 – Edificio scolastico “TORRIONE”.

3.1.2 Geometria

Per l'individuazione della geometria si hanno a disposizione gli elaborati grafici originali ed, in più, è stato eseguito un rilievo geometrico a campione per verificarne l'effettiva corrispondenza con i disegni.

3.1.2.1 Dettagli costruttivi

I disegni esecutivi hanno consentito di individuare puntualmente la quantità delle armature e la loro disposizione all'interno degli elementi strutturali. Tali dati sono stati validati mediante indagini di tipo distruttivo e non distruttivo. In particolare, è stato scalzato il copriferro su alcuni elementi, al fine di verificare la presenza, il diametro e lo stato di conservazione di ferri longitudinali e staffe e il passo delle staffe. Le tipologie di prove non distruttive effettuate sono: prove pacometriche, sclerometriche ed ultrasoniche.

3.1.3 Proprietà dei materiali

Per la presente valutazione, oltre all'acquisizione del progetto originale, sono stati effettuati i rilievi geometrici e strutturali, ed indagini sui materiali. Indicazioni in merito alle caratteristiche dei materiali sono state desunte dalla relazione di calcolo originale e da prove in situ.

I dati reperiti consentono di ritenere raggiunto un livello di conoscenza pari a 2 (LC2) secondo quanto prescritto dalle NTC 2008. Pertanto, il livello di conoscenza raggiunto consente di utilizzare un qualsiasi metodo di analisi e determina un fattore di confidenza da doversi adoperare nelle verifiche di sicurezza pari a $FC=1,20$.

3.1.3.1 Calcestruzzo

Per l'individuazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo in opera ci si è basati sulle prove a schiacciamento delle carote, e sulle prove non distruttive (Pnd). Sono state eseguite un totale di 2 carote sui pilastri e 60 prove non distruttive su travi e pilastri, così come indicato nei certificati del Laboratorio di prova dei materiali.

In base a tali risultati si è assunto come resistenza media cubica da considerare nell'analisi $R_{cm} = 14$ MPa. Tale valore è stato poi opportunamente diviso per il valore del fattore di confidenza relativo al livello di conoscenza raggiunto in funzione del tipo di verifica da eseguire (meccanismo fragile/duttile).

3.1.3.2 Acciaio

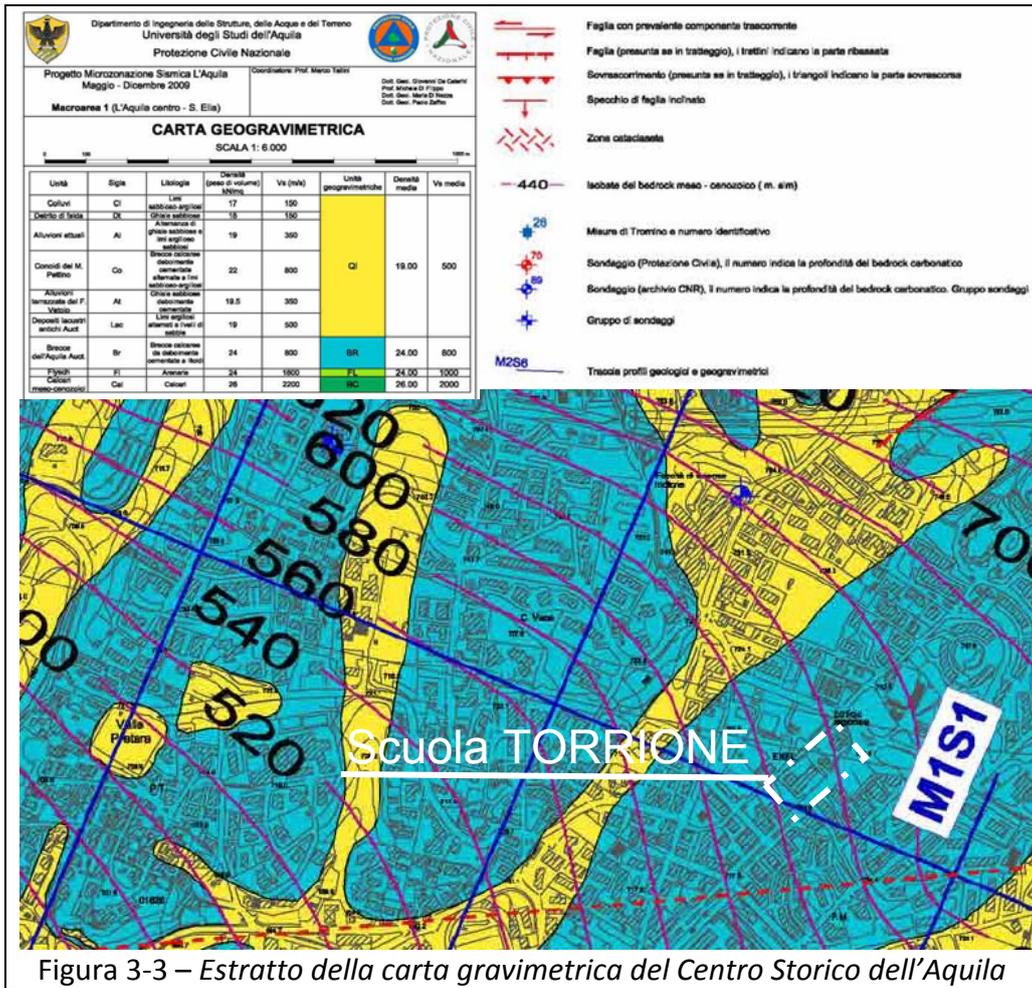
In assenza di prove condotte sugli acciai effettivamente impiegati all'epoca di costruzione, si fa riferimento ai dati disponibili nella relazione di calcolo, in accordo con i quali si può assumere una resistenza a snervamento $f_y=320$ MPa. Infatti dalla relazione di calcolo risulta che l'armatura impiegata è "ferro tondo omogeneo", che in base al R.D. 2229/39 corrisponde all'acciaio dolce (carico di rottura per trazione compreso fra 4200 e 5000 kg/cm², limite di snervamento non inferiore a 2300 kg/cm², allungamento di rottura non inferiore al 20%). Il valore della tensione media di snervamento adottato

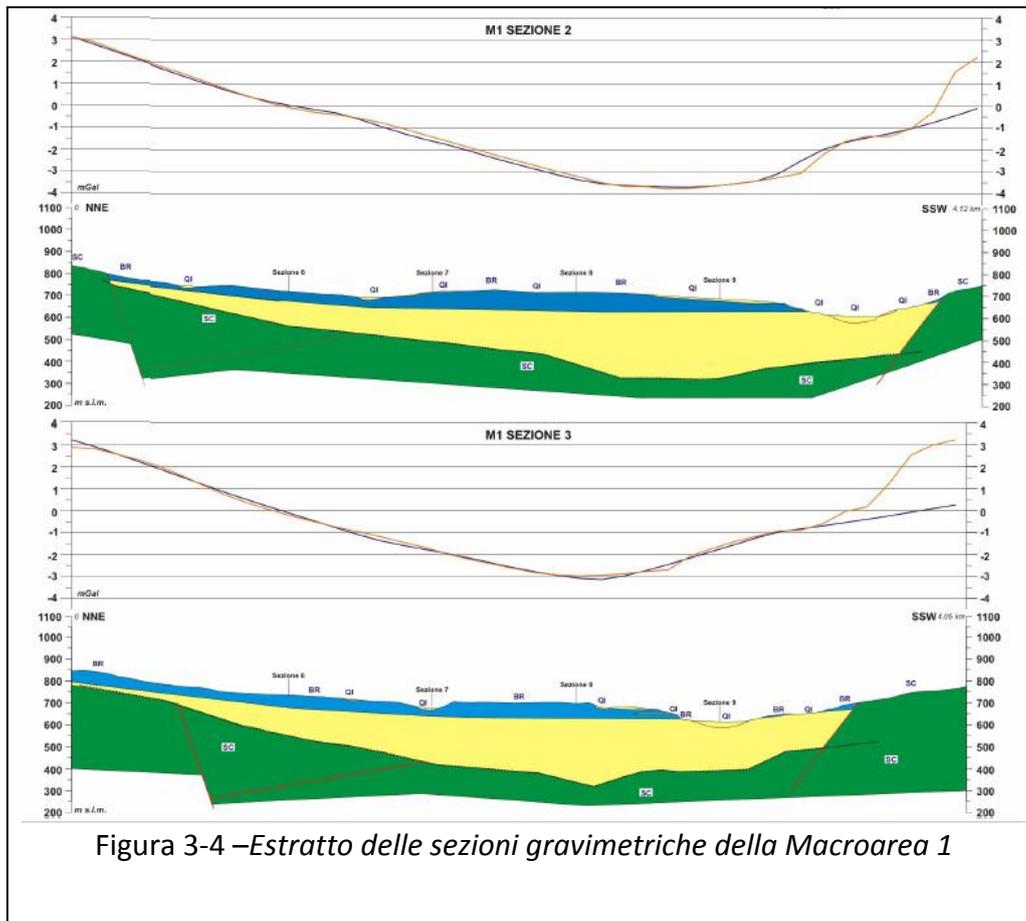
nell'analisi ($f_y=320$ MPa) è stato assunto in base ai verbali di prove di laboratorio eseguite negli anni '60 su barre in acciaio dolce liscio [21].

3.1.4 Terreno di fondazione

In assenza di specifiche indagini in sito, la caratterizzazione sismica del terreno di fondazione è stata ricavata sulla base delle risultanze del "Progetto Microzonazione Sismica L' Aquila" a cura dell' Università degli Studi dell' Aquila e della Protezione Civile. I dati così ricavati dovranno essere confortati da indagini specifiche sul sito in oggetto.

Dalla carta gravimetrica e dalle sezioni gravimetriche, i cui estratti si riportano rispettivamente nella Figura 3-3 e nella Figura 3-4, si evince che il V_{S_MEDIO} del sito in oggetto vale 800 m/s, cui corrisponde una classificazione del sottosuolo come categoria sismica A.





3.1.5 Valutazione dell'azione sismica

Note le coordinate di latitudine e longitudine del complesso, le caratteristiche topografiche, la categoria di sottosuolo e la classe d'uso, sono stati ricercati i parametri sismici necessari alla valutazione dalla domanda di accelerazione sismica e dello spostamento.

Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	III
Longitudine	13.40960
Latitudine	42.35908
Categoria suolo	A

Coefficiente topografico	1
Regolarità in altezza	no
Regolarità in pianta	no
Tr (SLV)	712
ag [g] (SLV)	0.300
Fo [-] (SLV)	2.384
T*c [s] (SLV)	0.356
PGA [g] (SLV)	0.300

Nella Figura 3-5 si riporta lo spettro di accelerazione elastico.

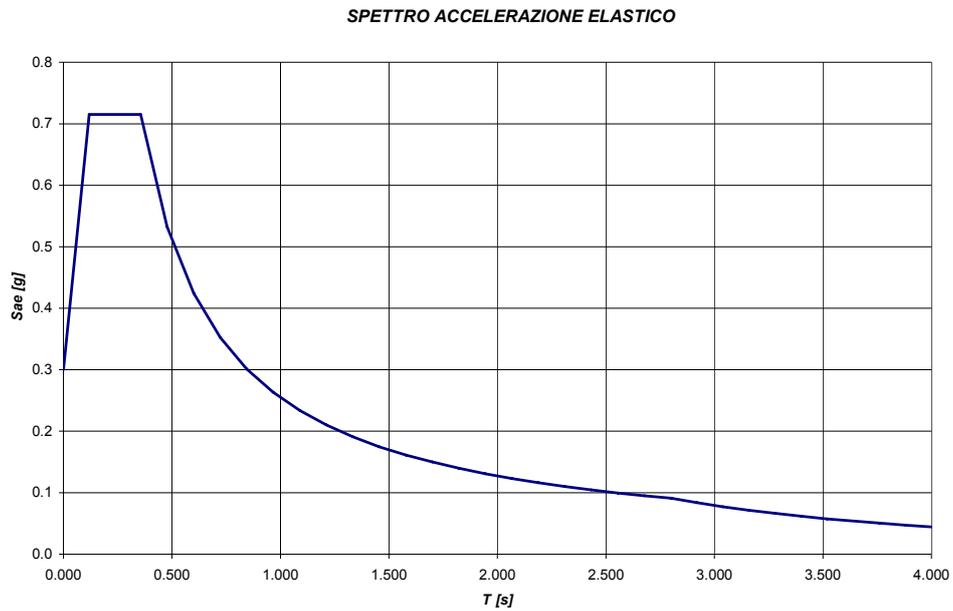


Figura 3-5 –spettro di accelerazione elastico.

3.1.6 Modellazione

Il modello, di tipo spaziale, è stato realizzato attraverso l'ausilio del programma di calcolo SAP2000, ed è definito dalla linea d'asse degli elementi.

Per tenere conto della rigidità del pannello nodale, gli estremi di travi e pilastri, per una lunghezza pari ai tratti direttamente interessati dal pannello di intersezione, sono stati modellati con braccetti rigidi.

Ad ogni impalcato è stato assegnato un vincolo di tipo constraint diaphragm per tenere conto della elevata rigidità del solaio nel proprio piano. Tale assunzione è giustificata dal fatto che i solai hanno la soletta da 5 cm.

Una immagine del modello geometrico è riportata nella seguente Figura 3-6.

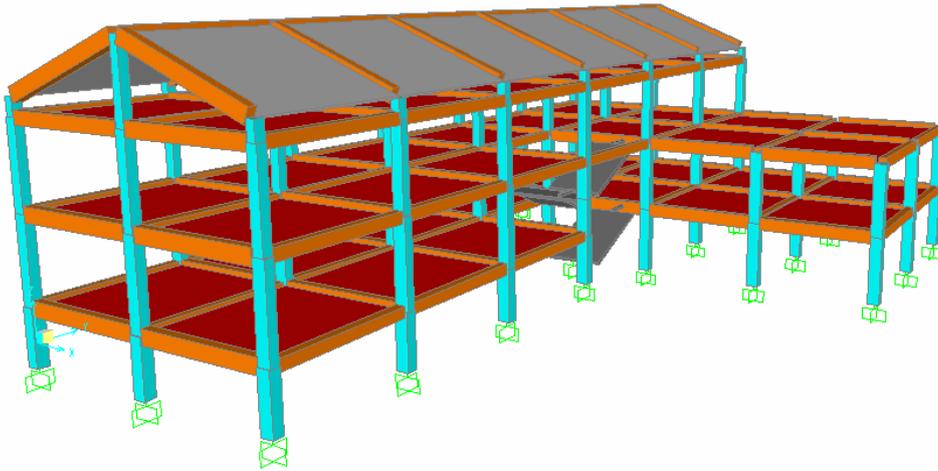


Figura 3-6 - Vista 3d del modello geometrico

Si riporta una vista in pianta dell' edificio (Figura 3-7) con il sistema di riferimento utilizzato.

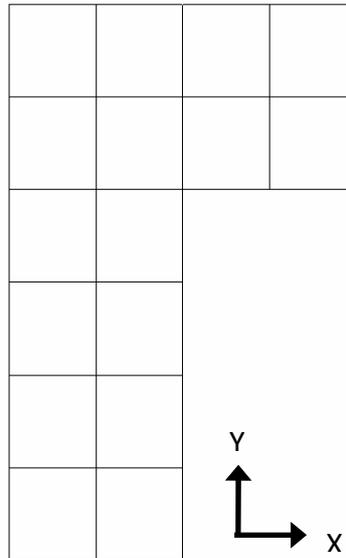


Figura 3-7- Pianta dell'edificio con sistema di riferimento

3.1.7 Analisi dei carichi

3.1.7.1 Carichi permanenti

Di seguito si riportano in forma tabellare i valori dei carichi permanenti relativi ai solai di ciascun impalcato.

soffitto (peso al m²)					
	H (m)	B (m)	L (m)	P(kN/m ³)	tot. Parz. (kN/m ²)
laterizi	0.2	0.8	1	8	1.28
travetti	0.2	0.2	1	25	1.00
soletta	0.03	1	1	25	0.75
impermeabilizzante + copertura	-	-	-	-	1.40
TOTALE					4.43

soffitto sottotetto (peso al m²)					
	H (m)	B (m)	L (m)	P(kN/m ³)	tot. Parz. (kN/m ²)
laterizi	0.22	0.8	1	8	1.38

travetti	0.22	0.2	1	25	1.08
soletta	0.03	1	1	25	0.75
intonaco	-	-	-	-	0.36
				TOTALE	3.56

solaio terrazzo (peso al m²)					
	H (m)	B (m)	L (m)	P(kN/m ³)	tot. Parz. (kN/m ²)
laterizi	0.22	0.8	1	8	1.38
travetti	0.22	0.2	1	25	1.08
soletta	0.05	1	1	25	1.25
impermeabilizzante	-	-	-	-	0.10
				TOTALE	3.80

solaio piano tipo (peso al m²)					
	H (m)	B (m)	L (m)	P(kN/m ³)	tot. Parz. (kN/m ²)
laterizi	0.22	0.8	1	8	1.38
travetti	0.22	0.2	1	25	1.08
soletta	0.05	1	1	25	1.25
massetto	0.05	1	1	15	0.75
pavimento	0.02	-	-	-	0.40
intonaco	-	-	-	-	0.36
incidenza tramezzi	-	-	-	-	1.20
				TOTALE	6.41

scala a soletta rampante (peso al m²)					
	H (m)	B (m)	L (m)	P(kN/m ³)	tot. Parz. (kN/m ²)
soletta	0.15	1	1	25	3.75
gradino	0.15	0.3	1	25	1.88
marmo	0.02	0.45	1	27	0.81
intonaco	-	-	-	-	0.36
				TOTALE	6.80

Il peso della tamponatura è stato calcolato considerando, a seguito dalle indagini in sito, una doppia fodera di laterizi da 8 cm e uno strato di intonaco dal peso complessivo di 0.2 kN/m². Nelle zone con sole finestre si è scelto

di considerare un peso pari al peso della tamponatura ridotta al 70%. Si riporta di seguito il calcolo dei pesi della tamponatura.

tompagni (peso al m ²)					
	H (m)	B (m)	L (m)	P(kN/m ³)	Totale (kN/m ²)
doppia fodera+intonaco	0.16	1	1	8	1.64
finestrato (70% doppia fodera)	-	-	-	-	1.15

3.1.7.2 Carichi variabili

Come riportato nella Tabella 3.1.II delle NTC2008 si distingue tra carichi variabili per le coperture, per l'interpiano della palestra e per il solaio del locale caldaia:

$Q_{k_coperture} = 0.5kN / m^2$ Categoria H1 (coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione)

$Q_{k_interpiano} = 3kN / m^2$ Categoria C1

$Q_{k_scala} = 4kN / m^2$

3.1.8 Calcolo delle proprietà dinamiche

Per il calcolo delle caratteristiche dinamiche della struttura è stata considerata la combinazione di carico prevista dalle NTC '08:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

dove G_1 e G_2 sono, rispettivamente, i carichi strutturali e i carichi permanenti non strutturali, Q_{kj} è il carico accidentale come definito nel § 3.1.7.2 e ψ_{2j} è il coefficiente di combinazione pari a 0,6 (Tabella 2.5.I NTC, Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento).

In Tabella 3-1 si riportano i rapporti di massa partecipante, utili per stabilire le distribuzioni di forze da adottare per eseguire le analisi di pushover.

Tabella 3-1 – Rapporti di massa partecipante

Rapporti di Massa Partecipante							
MODO	Periodo	UX	UY	UZ	SommaUX	SommaUY	SommaUZ
-	Sec	%	%	%	%	%	%
1	0.618706	0%	69%	0%	0%	69%	0%
2	0.490615	52%	1%	0%	52%	70%	0%
3	0.428386	18%	1%	0%	70%	71%	0%
4	0.211434	0%	14%	0%	70%	84%	0%
5	0.178718	12%	0%	0%	82%	85%	0%
6	0.162401	5%	0%	0%	87%	85%	0%

Di seguito si riportano le deformate relative ai primi tre modi di vibrazione della struttura.

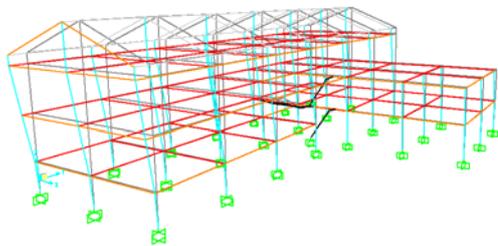


Figura 3-8 – vista 3D della deformata del primo modo (direzione Y)

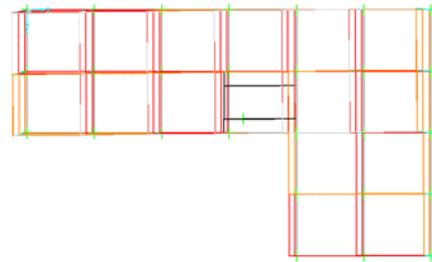


Figura 3-9 – vista in pianta della deformata del primo modo (direzione Y)

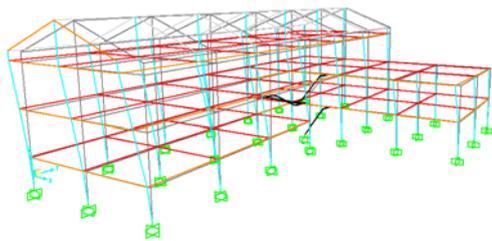


Figura 3-10 – vista 3D della deformata del secondo modo (direzione X)

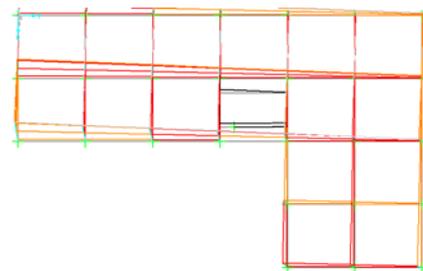


Figura 3-11 – vista in pianta della deformata del secondo modo (direzione X)

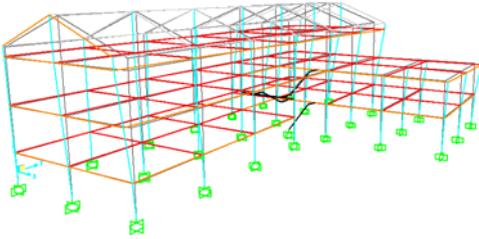


Figura 3-12 – vista 3D della deformata del terzo modo (torsionale)

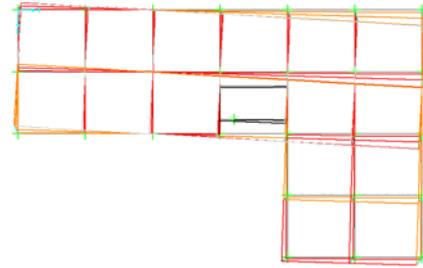


Figura 3-13 – vista piana della deformata del terzo modo (torsionale)

3.1.9 Metodo di analisi

Il metodo di analisi adottato per la verifica sismica dell'edificio è l'analisi statica non lineare (pushover), con un modello a plasticità concentrata negli estremi degli elementi trave e colonna. Le analisi di pushover sono state eseguite separatamente nelle due direzioni X e Y, per ognuna delle quali sono state applicate due distribuzioni di forze diverse, l'una proporzionale al modo principale di vibrazione nella specifica direzione (Gruppo 1), l'altra proporzionale alle masse (Gruppo 2). Tenendo conto che il verso di applicazione delle forze deve essere positivo e negativo, e che l'eccentricità accidentale da considerare raddoppia i casi di analisi, sono state eseguite un totale di 16 analisi di pushover.

In base ai risultati dell'analisi modale riassunti nella Tabella 3-1 del paragrafo precedente, risulta evidente che, in base al § 7.3.4.1 delle NTC '08, sia nella direzione X, sia nella direzione Y, avendo una massa partecipante inferiore al 75% e un periodo di vibrazione superiore a T_c , è possibile adottare una distribuzione principale corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in una analisi dinamica lineare; quella secondaria (Gruppo 2) è una distribuzione uniforme di forze, derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni. Nella Figura 3-14 si riportano le distribuzioni di carico principale e secondaria per le analisi di pushover.

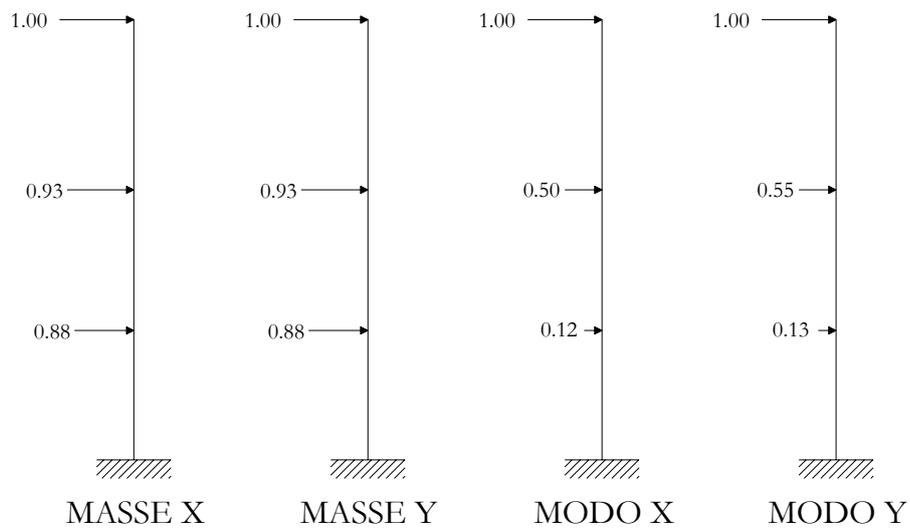


Figura 3-14 – Distribuzione di forze applicate nelle due direzioni

Mediante l'analisi di pushover si ottiene la curva di capacità della struttura che riporta il valore del taglio alla base in funzione dello spostamento di un punto di controllo, posizionato nel centro di massa dell'ultimo impalcato. L'obiettivo della presente valutazione sismica è quello di individuare, per ogni pushover:

- i valori delle accelerazioni che comportano, in un qualsiasi elemento resistente, la formazione di un meccanismo di tipo fragile o duttile;
- la valutazione dell'indicatore di rischio (α_{UV}) definito nel paragrafo 2.9;
- il numero di travi, pilastri e nodi che raggiungono la crisi fragile per l'accelerazione sismica di domanda con il corrispondente rapporto capacità/domanda;
- Il rapporto capacità/domanda in termini di spostamento per il meccanismo di crisi di tipo duttile.

3.1.10 Risultati delle analisi di pushover

Le analisi di pushover sono state condotte fino ad uno spostamento del nodo di controllo tale da innescare, in un qualsiasi elemento, una rotazione rispetto alla corda pari ai $\frac{3}{4}$ della rotazione detta ultima per il meccanismo di

tipo duttile, oppure in corrispondenza dell'attivazione di un meccanismo di piano.

Dalla Figura 3-15 alla Figura 3-18 si riportano le curve di capacità corrispondenti a ciascuna delle 16 analisi.

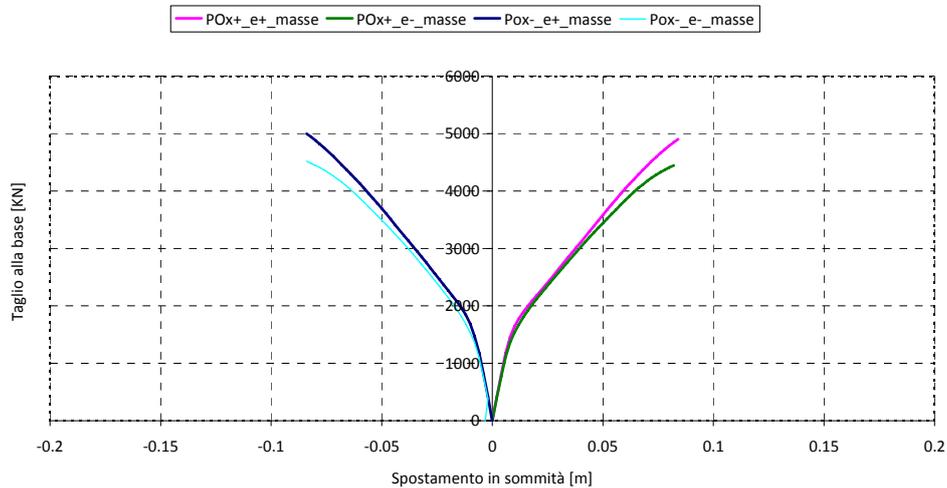


Figura 3-15 – curve di pushover X Masse

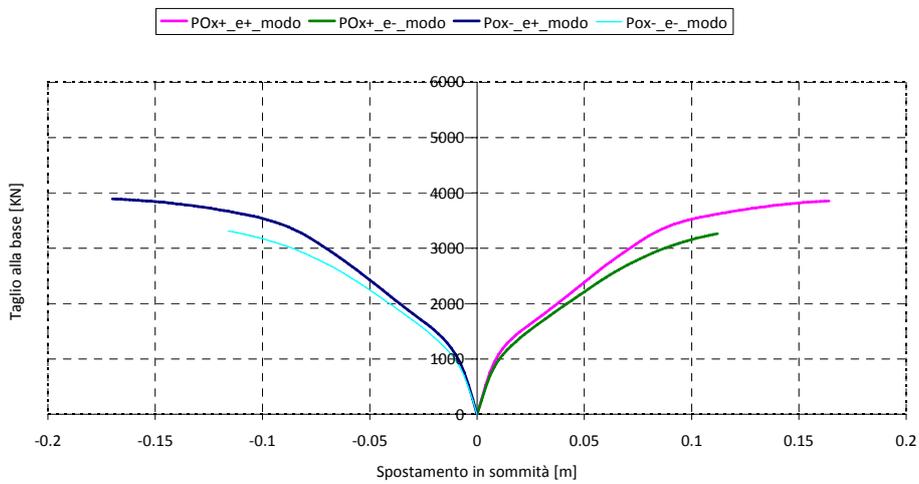


Figura 3-16 – curve di pushover X Modo

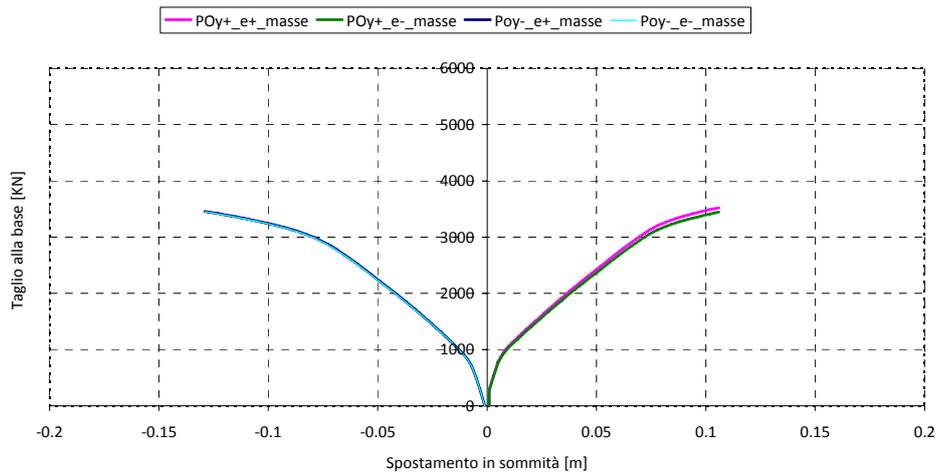


Figura 3-17 – curve di pushover Y Masse

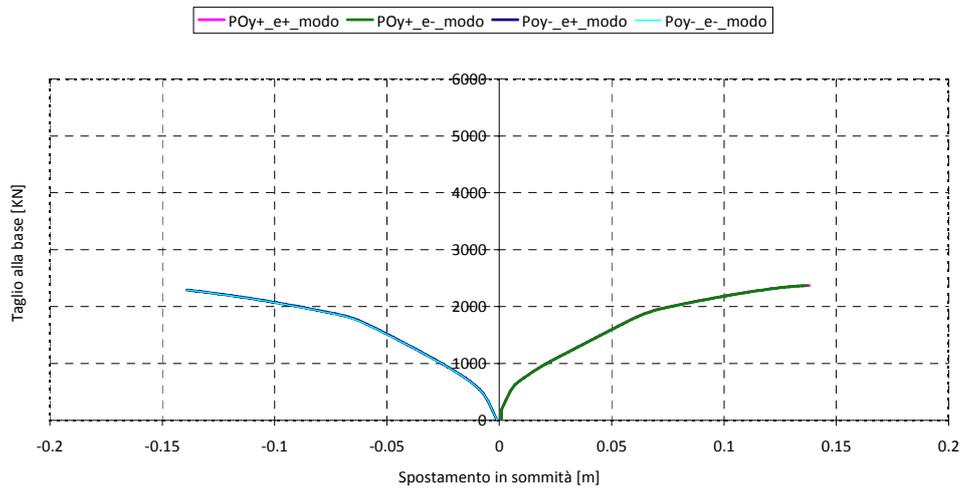


Figura 3-18 – curve di pushover Y Modo

3.1.10.1 Meccanismi di crisi duttile

I risultati relativi alle verifiche in spostamento allo SLV sono riassunte nella Tabella 3-2 in cui:

d_c	capacità in termini di spostamento;
d_d	spostamento di domanda;
d_c/d_d	rapporto capacità domanda in termini di spostamento;
step d_c	step di analisi in corrispondenza del quale si raggiunge una rotazione pari $\theta=3/4\theta_u$ in un elemento;
step d_d	step di analisi in corrispondenza del quale si raggiunge la domanda in termini di spostamento;
elem. $\theta=3/4\theta_u$	elemento sul quale si raggiunge una rotazione pari $\theta=3/4\theta_u$ in un elemento;
T^*	periodo elastico del sistema bilineare $T^*=2\pi\sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$ con $m^* = \Phi^T M \tau$ e $k^* =$ rigidezza del tratto elastico della bilineare.

Tabella 3-2 – Verifiche duttili allo SLV

	dc [cm]	dd [cm]	dc/dd	α_{UV}	step dc	step dd	elem. crisi flessione	T^*
Poy+_e+_masse	10.60	8.06	1.32	123%	53	40	P-1014	0.99
POy-_e+_masse	13.10	8.57	1.53	138%	65	41	P-1014	1.05
Poy+_e-_masse	10.60	8.16	1.30	121%	53	41	P-1005	1.00
Poy-_e-_masse	13.10	8.59	1.52	138%	65	43	P-1005	1.05
Poy+_e+_modo	13.80	9.99	1.38	127%	69	51	P-1005/ P-1008	1.22
POy-_e+_modo	14.10	10.37	1.36	126%	70	52	P-1005/ P-3014	1.27
Poy+_e-_modo	13.70	10.02	1.37	127%	69	51	P-1005	1.23
Poy-_e-_modo	14.10	10.40	1.36	126%	70	52	P-1005	1.27
Pox+_e+_masse	8.41	6.45	1.30	122%	42	32	P-1014	0.78
POx-_e+_masse	8.59	6.27	1.37	126%	43	32	P-2015	0.76
Pox+_e-_masse	8.40	6.34	1.32	123%	42	32	P-1014	0.77
Pox-_e-_masse	8.40	6.27	1.34	124%	42	31	P-2015	0.76
Pox+_e+_modo	16.60	8.31	2.00	150%	83	42	P-3007/P-3015	1.01
POx-_e+_modo	17.00	8.22	2.07	150%	85	41	P-2011_2/ P-3012	1.00
Pox+_e-_modo	11.40	8.31	1.37	127%	57	42	P-3012	1.01
Pox-_e-_modo	11.60	8.25	1.41	129%	58	42	P-2011_2	1.00

La capacità in termini di spostamento risulta sempre superiore alla corrispondente domanda.

3.1.10.2 Meccanismi di crisi fragile

Per i meccanismi di tipo fragile, sono state eseguite due gruppi di verifiche a valle delle analisi pushover. Il primo gruppo riguarda le verifiche in corrispondenza di un taglio alla base dovuto all'accelerazione di domanda. Il risultato di tali verifiche consente di determinare e quantificare gli elementi sui quali si attinge un meccanismo di crisi di tipo fragile.

Il secondo gruppo riguarda le verifiche per un taglio alla base crescente fino all'attivazione del primo meccanismo fragile. In tale modo è stato possibile individuare i livelli di input sismico per cui si attingono i primi meccanismi di crisi. Gli esiti di tali verifiche sono riportate nelle schede di sintesi, "scheda PGA_{CLV} ".

I dati relativi alle verifiche per i meccanismi fragili sono riassunti nelle tabelle riportate di seguito; nella seconda colonna di tali tabelle vi è riportata anche la verifica per il meccanismo duttile.

In Tabella 3-3 sono riportati i valori dei rapporti Capacità/Domanda minimi, in termini di spostamento (duttile) e di forze (fragile), relativi alle 16 analisi di pushover, in relazione ai meccanismi di crisi fragile/duttile, per lo spostamento di domanda:

Tabella 3-3 - Minimi rapporti di C/D per meccanismi duttili e fragili per SLV

	RAPPORTI CAPACITA'/DOMANDA IN TERMINI DI SPOSTAMENTO E DI FORZE								
	SPOSTAMENTO (DUTTILE)	NODI (FRAGILE)		TAGLIO PILASTRI (FRAGILE)				TAGLIO TRAVI (FRAGILE)	
		Trazione	Compressione	EC8 (μ_{Δ}^{pl} max) dir. X	EC8 (μ_{Δ}^{pl} max) dir. Y	NTC $\vartheta=45^{\circ}$ dir. X	NTC $\vartheta=45^{\circ}$ dir. Y	EC8 (μ_{Δ}^{pl} max)	NTC $\vartheta=45^{\circ}$
Pox+_e+_masse	130%	45%	107%	71%	236%	13%	40%	42%	77%
POx-_e+_masse	137%	42%	106%	72%	213%	13%	37%	42%	73%
Pox+_e-_masse	132%	46%	107%	75%	215%	14%	48%	42%	78%
Pox-_e-_masse	134%	46%	106%	76%	184%	15%	32%	43%	76%
Pox+_e+_modo	200%	45%	104%	59%	233%	16%	40%	41%	70%
POx-_e+_modo	207%	45%	104%	59%	216%	17%	37%	39%	72%
Pox+_e-_modo	137%	45%	104%	63%	166%	17%	44%	41%	71%
Pox-_e-_modo	141%	45%	103%	63%	147%	16%	28%	40%	72%
Poy+_e+_masse	132%	165%	114%	273%	70%	57%	11%	24%	42%
POy-_e+_masse	153%	162%	107%	276%	83%	50%	11%	46%	62%
Poy+_e-_masse	130%	165%	113%	263%	69%	59%	11%	24%	41%
Poy-_e-_masse	152%	158%	106%	278%	81%	50%	10%	45%	60%
Poy+_e+_modo	138%	162%	113%	285%	76%	64%	10%	29%	50%
POy-_e+_modo	136%	151%	104%	294%	76%	55%	10%	48%	84%
Poy+_e-_modo	137%	161%	113%	261%	76%	60%	10%	29%	50%
Poy-_e-_modo	136%	151%	104%	268%	76%	53%	10%	48%	84%
MINIMO	130%	42%	103%	59%	69%	13%	10%	24%	41%

In Tabella 3-4 sono riportati i valori degli indicatori di rischio minimi relativi alle 16 analisi di pushover in relazione ai meccanismi di crisi fragile/duttile.

Si precisa che, con riferimento alle attuali prescrizioni di norma, sono stati considerati valori di T_R compresi nell'intervallo $30 \text{ anni} \leq T_R \leq 2475 \text{ anni}$; nei casi in cui il periodo di ritorno relativo alla PGA_{CLV} è risultato minore di 30 anni si è posto $T_{R_CLV} < 30 \text{ anni}$, cui corrisponde un indicatore di rischio $\alpha_{UV} < 26\%$. Nel caso in cui si abbia $T_R < 30 \text{ anni}$, infatti, l'indicatore di rischio può determinarsi attraverso la seguente espressione:

$$\alpha_{UV} = \frac{PGA_{CLV}(T_R = 30 \text{ anni})}{PGA_{DLV}(T_R = 712 \text{ anni})} = \frac{0.079}{0.300} = 26\% .$$

Tabella 3-4 – Minimi rapporti di α_{UV} (o I_R) per meccanismi duttili e fragili per SLV.

	RAPPORTI CAPACITA'/DOMANDA IN TERMINI DI I_R								
	SPOSTAMENTO (DUTTILE)	NODI (FRAGILE)		TAGLIO PILASTRI (FRAGILE)				TAGLIO TRAVI (FRAGILE)	
		Trazione	Compressione	EC8 (μ_{Δ}^{pl} max) dir. X	EC8 (μ_{Δ}^{pl} max) dir. Y	NTC $\vartheta=45^\circ$ dir. X	NTC $\vartheta=45^\circ$ dir. Y	EC8 (μ_{Δ}^{pl} max)	NTC $\vartheta=45^\circ$
Pox+_e+_masse	122%	56%	>100%	81%	>100%	<26%	<26%	<26%	<26%
POx-_e+_masse	126%	56%	>100%	84%	>100%	<26%	<26%	<26%	<26%
Pox+_e-_masse	123%	36%	>100%	84%	>100%	<26%	<26%	<26%	<26%
Pox-_e-_masse	124%	36%	>100%	84%	>100%	<26%	<26%	<26%	<26%
POx+_e+_modo	150%	43%	>100%	65%	>100%	<26%	<26%	<26%	<26%
POx-_e+_modo	150%	43%	>100%	65%	>100%	<26%	<26%	<26%	<26%
Pox+_e-_modo	127%	29%	>100%	62%	>100%	<26%	<26%	<26%	<26%
Pox-_e-_modo	129%	29%	>100%	59%	>100%	<26%	<26%	<26%	<26%
Poy+_e+_masse	123%	>100%	>100%	>100%	61%	<26%	<26%	<26%	<26%
POy-_e+_masse	138%	>100%	>100%	>100%	81%	<26%	<26%	<26%	<26%
Poy+_e-_masse	121%	>100%	>100%	>100%	61%	<26%	<26%	<26%	<26%
Poy-_e-_masse	138%	>100%	>100%	>100%	82%	<26%	<26%	<26%	<26%
Poy+_e+_modo	127%	>100%	>100%	>100%	66%	<26%	<26%	<26%	<26%
POy-_e+_modo	126%	>100%	>100%	>100%	71%	<26%	<26%	<26%	<26%
Poy+_e-_modo	127%	>100%	>100%	>100%	66%	<26%	<26%	<26%	<26%
Poy-_e-_modo	126%	>100%	>100%	>100%	71%	<26%	<26%	<26%	<26%
MINIMO	121%	29%	>100%	59%	61%	<26%	<26%	<26%	<26%

3.1.11 Conclusioni

Meccanismi di crisi duttile:

In relazione a tale tipologia di meccanismo di crisi (raggiungimento in un qualsiasi elemento di una rotazione rispetto alla corda pari a $\theta=3/4\theta_u$ oppure attivazione di un meccanismo di piano) l'edificio presenta un indicatore di rischio $\alpha_{UV} >100\%$.

Meccanismi di crisi fragile:

- *Combinazione sismica*

In relazione a tale tipologia di meccanismo di crisi (raggiungimento della resistenza a taglio, per travi e pilastri, o crisi della biella diagonale per

trazione o compressione nei nodi) l'edificio presenta un indicatore di rischio $\alpha_{UV} < 26\%$.

Tale valore dell'indicatore di rischio si attinge per crisi a taglio sulle travi e sui pilastri, considerando entrambe le formulazioni NTC '08 con $\theta=45^\circ$ ed EC8 con massimo degrado. In particolare, per i pilastri, considerando la sola formulazione EC8, l'indicatore di rischio minimo è pari al 59%.

L'indicatore di rischio relativo alle verifiche di resistenza diagonale di compressione sui nodi è pari a $\alpha_{UV} > 100\%$.

L'indicatore di rischio relativo alle verifiche di resistenza diagonale di trazione sui nodi è pari a $\alpha_{UV} = 29\%$.

- *Combinazione gravitazionale (SLU)*

In relazione a tale tipologia di meccanismo di crisi l'edificio presenta un indicatore di rischio $\alpha_{UV} = 0\%$ in quanto con riferimento all'analisi svolta per soli carichi gravitazionali allo SLU si riscontrano crisi per resistenza a taglio delle travi considerando entrambe le formulazioni NTC '08 con $\theta=45^\circ$ ed EC8 con massimo degrado, mentre, per quanto riguarda i pilastri si hanno crisi a taglio solo se si considera il modello NTC '08.

Quantificazione dei meccanismi di crisi duttile/fragile

Di seguito si riportano due diagrammi a barre nei quali si indicano il numero di elementi non verificati (per una o più analisi di pushover) nei confronti di meccanismi di crisi duttile/fragile, l'uno con riferimento alle azioni sismiche di progetto (SLV) che conducono ad un $\alpha_{UV} = 100\%$, l'altro con riferimento ad azioni sismiche che conducono ad un $\alpha_{UV} = 80\%$. I risultati delle verifiche a taglio sulle travi e sui pilastri sono stati riportati secondo i modelli di capacità NTC '08 con $\theta=45^\circ$ e EC8 con degrado plastico massimo.

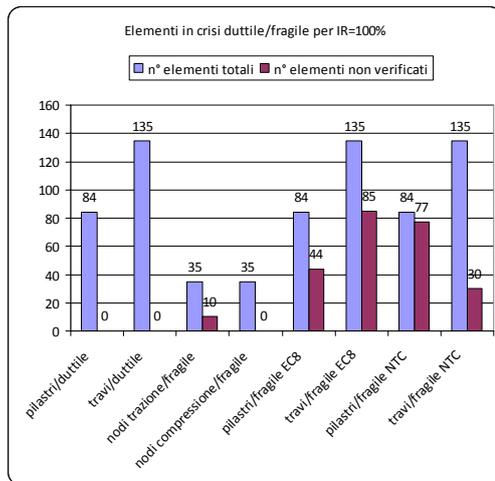


Figura 3-19 – Quadro sintetico numero di elementi non verificati per meccanismi di rottura duttile/fragile per $\alpha_{UV}=100\%$.

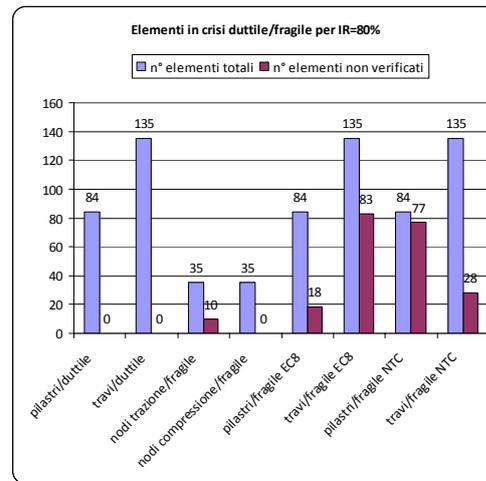


Figura 3-20 – Quadro sintetico numero di elementi non verificati per meccanismi di rottura duttile/fragile per $\alpha_{UV}=80\%$.

Da quanto riportato in Figura 3-19, per ottenere un $\alpha_{UV}=100\%$ è necessario intervenire come di seguito riportato:

- incremento della resistenza diagonale di trazione (10 nodi);
- incremento capacità a taglio secondo il modello delle EC8 con massimo degrado (44 pilastri e 85 travi);
- incremento capacità a taglio secondo il modello delle NTC '08 con $\theta=45^\circ$ (77 pilastri e 30 travi).

Da quanto riportato in Figura 3-20, per ottenere un $\alpha_{UV}=80\%$ è necessario intervenire come di seguito riportato:

- incremento della resistenza diagonale di trazione (10 nodi);
- incremento capacità a taglio secondo il modello delle EC8 con massimo degrado (18 pilastri e 83 travi);
- incremento capacità a taglio secondo il modello delle NTC '08 con $\theta=45^\circ$ (77 pilastri e 28 travi).

3.2 Scuola I.P.S.I.A.S.A.R. "Leonardo da Vinci"

3.2.1 Descrizione del complesso scolastico

Gli edifici oggetto delle valutazioni sono situati in un plesso scolastico nel comune di L'Aquila, in Località Pettino, in Via Leonardo da Vinci, così come si evince dalla figura seguente:

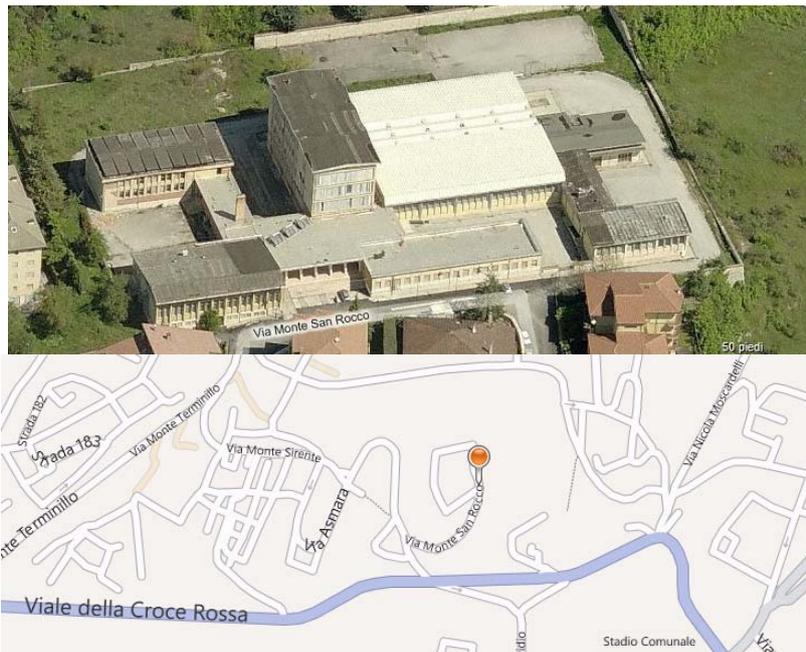


Figura 3-21 - Inquadramento territoriale Scuola I.P.S.I.A.S.A.R.

Il complesso scolastico si compone di più edifici, dei quali solo due sono stati studiati nel presente lavoro. Nella Figura 3-22 si individuano il **Corpo Aule** e il **Corpo Palestra**.



Figura 3-22 – Individuazione dei corpi di fabbrica oggetto di analisi.

Corpo Aule

L'edificio, costruito negli anni '60, è costituito da una parte rettangolare di 4 piani più il sottotetto, e da un atrio a forma di L, di un solo piano, solidale ad essa. L'edificio non è simmetrico in nessuna delle due direzioni.

Le altezze interpiano sono, per il piano terra 5.6 m, per i piani tipo 3.6 m, mentre il sottotetto è di 1.4 m, per una altezza totale di 17.8 m.

La struttura portante è un telaio in c.a. ordito in entrambe le direzioni, con sezioni di travi e pilastri rettangolari, sia costanti sia variabili lungo l'asse dell'elemento. I solai sono tutti gettati in opera con altezza dei travetti di 25 cm e soletta da 5 cm, tranne per il sottotetto ed il tetto che hanno una soletta da 4 cm.

Le fondazioni sono a travi rovesce nelle due direzioni con ringrossi nelle intersezioni.

In Figura 2 si riporta una vista dall'alto dell'edificio in esame.

Corpo Palestra

L'edificio, costruito negli anni '60, si presenta con due tronchi solidali disposti a pianta a "L"; i due tronchi hanno altezza diversa. Il tronco più basso è il locale spogliatoio, mentre quello più alto è il locale palestra.

L'impalcato del tetto del locale spogliatoio prosegue anche all'interno del locale palestra, formando al suo interno un piccolo interpiano. Al di sotto del locale spogliatoio vi è il locale caldaia, che si estende solo per metà della lunghezza del locale sovrastante.

L'edificio risulta giuntato rispetto ai due Gruppi adiacenti ("Corpo Mensa" e "Corpo Aule"), così da poterlo studiare come struttura indipendente.

La struttura portante è costituita da un telaio in c.a. ordito in una sola direzione con travi di collegamento nella direzione opposta, e da pareti in c.a. perimetrali che, dalla quota pavimento, scendono fino alle fondazioni. Le sezioni di travi e pilastri sono rettangolari, con altezza sia costante sia variabile lungo l'asse dell'elemento. Le pareti presentano uno spessore di 70 cm nel locale palestra, e uno spessore di 45 cm nel locale spogliatoio. I solai sono entrambi gettati in opera con altezza dei travetti di 25 cm e soletta da 4 cm.

Le fondazioni sono costituite da allargamenti alla base delle pareti in c.a. e da travi a T rovesce di collegamento.

3.2.2 Geometria

Per l'individuazione della geometria del **Corpo Aule** e del **Corpo Palestra** si hanno a disposizione gli elaborati grafici originali ed, in più, è stato eseguito un rilievo geometrico a campione per verificarne l'effettiva corrispondenza con i disegni.

3.2.3 Dettagli costruttivi

I disegni esecutivi hanno consentito di individuare puntualmente la quantità delle armature e la loro disposizione all'interno degli elementi strutturali. Tali dati sono stati validati mediante indagini di tipo distruttivo e non distruttivo. In particolare, è stato scalzato il copriferro su alcuni elementi, al fine di verificare la presenza, il diametro e lo stato di conservazione di ferri longitudinali e staffe e il passo delle staffe. Le tipologie di prove non distruttive effettuate sono: prove pacometriche, sclerometriche ed ultrasoniche.

3.2.4 Proprietà dei materiali

Indicazioni in merito alle caratteristiche dei materiali sono state desunte dalla relazione di calcolo originale e da prove in situ. Dalle relazioni di

calcolo del **Corpo Aule** e del **Corpo Palestra** si hanno le seguenti informazioni: cemento tipo "730" e armature in ferro tondo omogeneo.

I dati reperiti consentono di ritenere raggiunto un livello di conoscenza pari a 2 (LC2) secondo quanto prescritto dalle NTC 2008. Pertanto, il livello di conoscenza raggiunto consente di utilizzare un qualsiasi metodo di analisi e determina un fattore di confidenza da doversi adoperare nelle verifiche di sicurezza pari a $FC=1,20$.

3.2.4.1 Calcestruzzo

Corpo Aule

Per l'individuazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo in opera ci si è basati sulle prove a schiacciamento delle carote prelevate dal Corpo Aule, e sulle prove non distruttive (Pnd). Sono state eseguite un totale di 5 carote e 28 prove non distruttive, distribuite ai vari piani, così come indicato nella relazione del Laboratorio di prova dei materiali. In seguito si riporta una tabella riassuntiva con gli esiti delle suddette prove:

Risultati Corpo Aule	R_{Cm} [MPa]	Cof. Var.
Pnd _{SonReb}	21.09	29.4%
Carote	19.65	22.2%
Carote+ Pnd _{SonReb}	19.97	27.6%
Totale indagini: n°28 Pnd; n°5 carotaggi		

In base a tali risultati si è assunto come resistenza media cubica da considerare nell'analisi $R_{Cm} = 20$ MPa. Tale valore è stato poi opportunamente diviso per il valore del fattore di confidenza relativo al livello di conoscenza raggiunto in funzione del tipo di verifica da eseguire (meccanismo fragile/duttile).

Corpo Palestra

Per l'individuazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo in opera ci si è basati sulle prove a schiacciamento delle carote prelevate dal Corpo Palestra, e sulle prove non distruttive (Pnd). Sono state eseguite un totale di 3 carote e 7 prove non distruttive, distribuite ai vari punti, così

come indicato nella relazione del Laboratorio di prova dei materiali. In seguito si riporta la tabella riassuntiva delle suddette prove:

Risultati Corpo Palestra	R_{cm} [Mpa]	Cof. Var.
PndSonReb	21.83	32.40%
Carote	18.37	32.70%
Carote+PndSonReb	20.34	31.20%
Totale indagini: n°7 Pnd; n°3 carotaggi		

In base a tali risultati si è assunto come resistenza media cubica da considerare nell'analisi $R_{cm} = 20.2$ MPa. Tale valore è stato poi opportunamente diviso per il valore del fattore di confidenza relativo al livello di conoscenza raggiunto in funzione del tipo di verifica da eseguire (meccanismo fragile/duttile).

3.2.4.2 Acciaio

In assenza di prove condotte sugli acciai effettivamente impiegati all'epoca di costruzione, si fa riferimento ai dati disponibili nelle relazioni di calcolo del **Corpo Aule** e del **Corpo Palestra**, in accordo con i quali si può assumere una resistenza a snervamento $f_y = 320$ MPa. Infatti dalle relazioni di calcolo risulta che l'armatura impiegata è "ferro tondo omogeneo", che in base al R.D. 2229/39 corrisponde all'acciaio dolce (carico di rottura per trazione compreso fra 4200 e 5000 kg/cm², limite di snervamento non inferiore a 2300 kg/cm², allungamento di rottura non inferiore al 20%). Il valore della tensione media di snervamento adottato nell'analisi ($f_y = 320$ MPa) è stato assunto in base ai verbali di prove di laboratorio eseguite negli anni '60 su barre in acciaio dolce liscio [21].

3.2.5 Terreno di fondazione

In assenza di specifiche indagini in sito, la caratterizzazione sismica del terreno di fondazione è stata ricavata sulla base delle risultanze del "Progetto Microzonazione Sismica L' Aquila" a cura dell' Università degli

Studi dell' Aquila e della Protezione Civile. I dati così ricavati dovranno essere confortati da indagini specifiche sul sito in oggetto.
 Dalla carta gravimetrica e dalle sezioni gravimetriche, i cui estratti si riportano rispettivamente nella Figura 3-23 e nella Figura 3-24, si evince che il V_{S_MEDIO} del sito in oggetto vale 800 m/s, cui corrisponde una classificazione del sottosuolo come categoria sismica A.

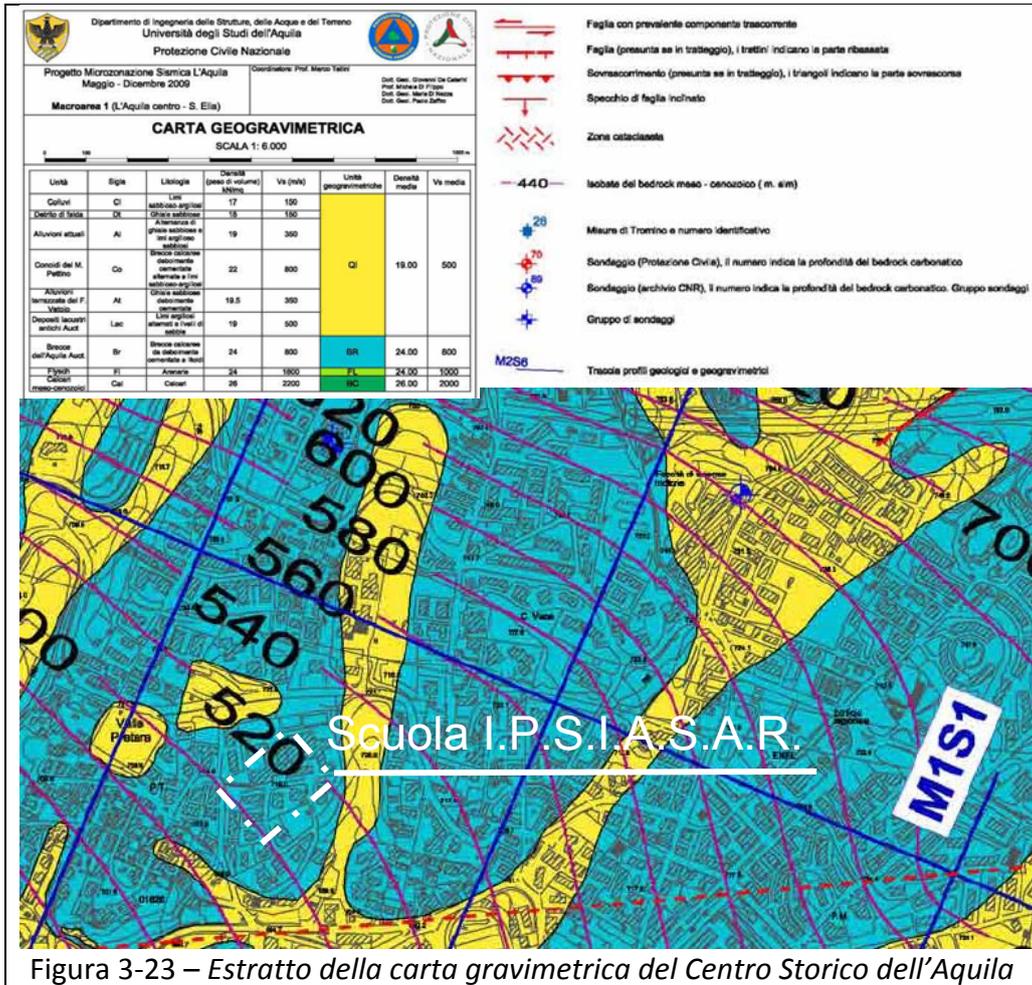


Figura 3-23 – Estratto della carta gravimetrica del Centro Storico dell'Aquila

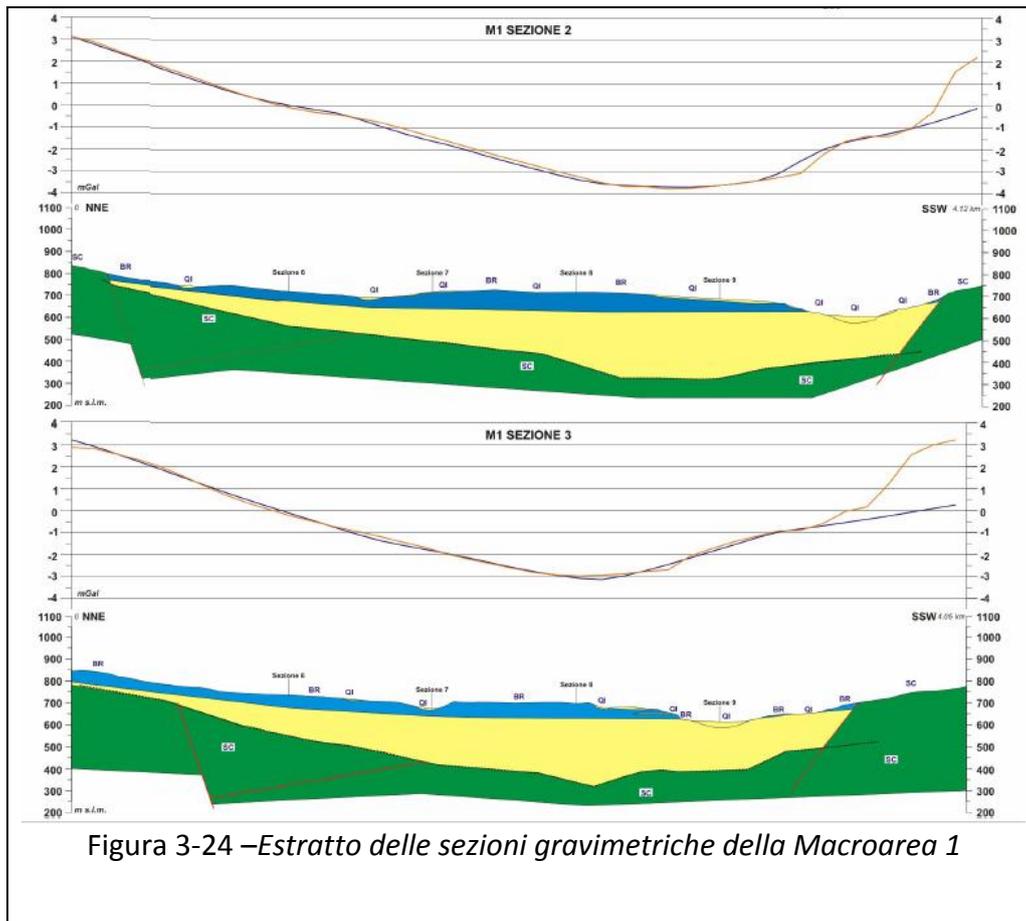


Figura 3-24 –Estratto delle sezioni gravimetriche della Macroarea 1

3.2.6 Valutazione dell'azione sismica

Note le coordinate di latitudine e longitudine del complesso, le caratteristiche topografiche, la categoria di sottosuolo e la classe d'uso, sono stati ricercati i parametri sismici necessari alla valutazione dalla domanda di accelerazione sismica e dello spostamento.

Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	III
Longitudine	13.40041850
Latitudine	42.35799720
Categoria suolo	A

Coefficiente topografico	1
Regolarità in altezza	no
Regolarità in pianta	no
Tr (SLV)	712
ag [g] (SLV)	0.300
Fo [-] (SLV)	2.384
T*c [s] (SLV)	0.356
PGA [g] (SLV)	0.300

Nella Figura 3-25 si riporta lo spettro di accelerazione elastico.

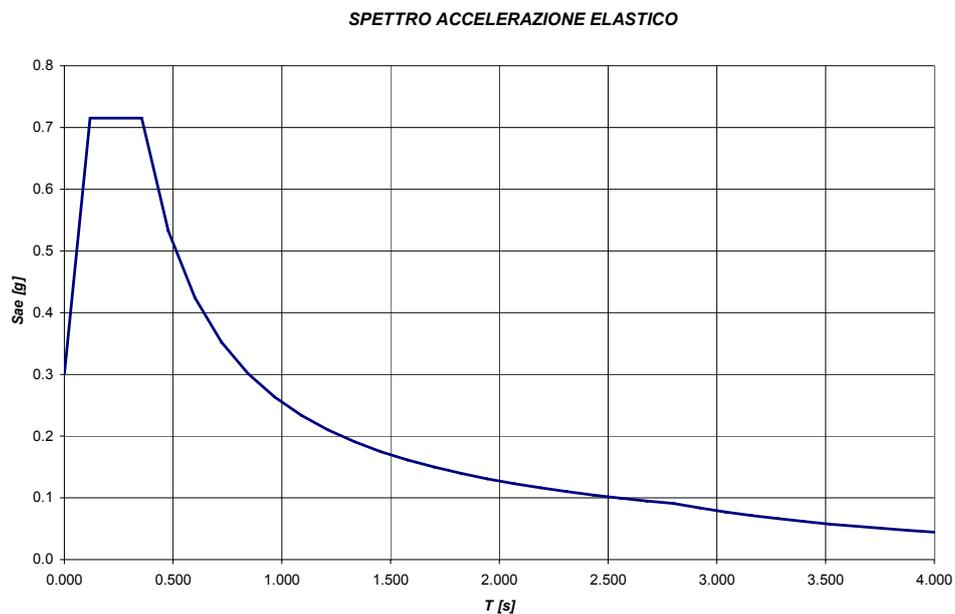


Figura 3-25 –spettro di accelerazione elastico.

3.2.7 Modellazione

Il modello, di tipo spaziale, è stato realizzato attraverso l'ausilio del programma di calcolo SAP2000, ed è definito dalla linea d'asse degli elementi.

Per tenere conto della rigidità del pannello nodale, gli estremi di travi e pilastri, per una lunghezza pari ai tratti direttamente interessati dal pannello di intersezione, sono stati modellati con braccetti rigidi.

Ad ogni impalcato è stato assegnato un vincolo di tipo constraint diaphragm per tenere conto della elevata rigidezza del solaio nel proprio piano. Tale assunzione è giustificata dal fatto che i solai hanno la soletta da 5 cm.

Corpo Aule

Una immagine del modello geometrico è riportata nella seguente Figura 3-26.

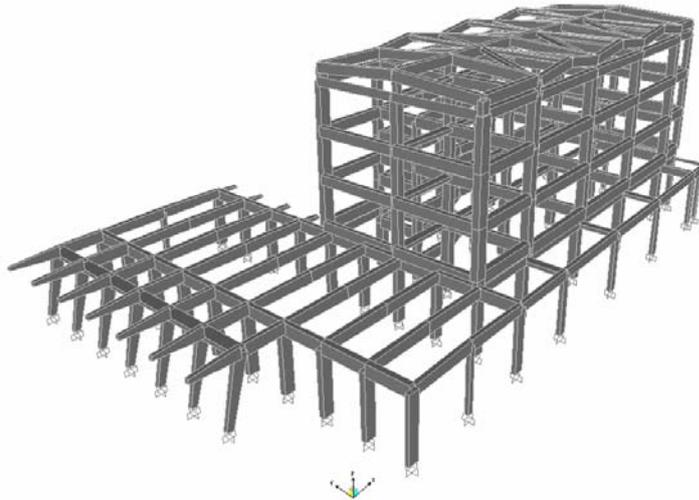


Figura 3-26 –Vista 3D del modello geometrico del **Corpo Aule**.

Si riporta una vista in pianta dell' edificio (Figura 3-27) con il sistema di riferimento utilizzato.

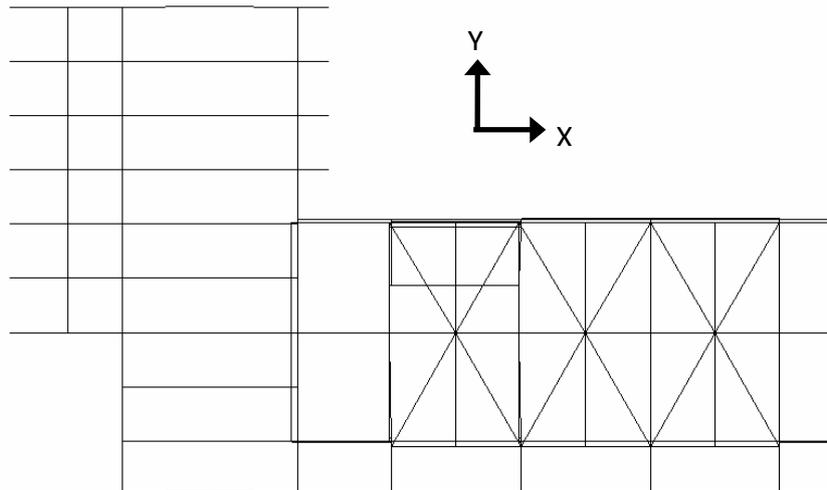


Figura 3-27- Pianta del **Corpo Aule** con sistema di riferimento

Corpo Palestra

Una immagine del modello geometrico è riportata nella seguente Figura 3-26.

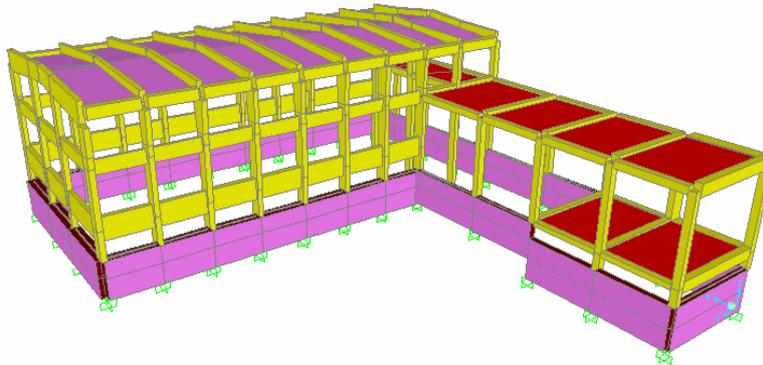


Figura 3-28 – Vista 3D del modello geometrico del **Corpo Palestra**.

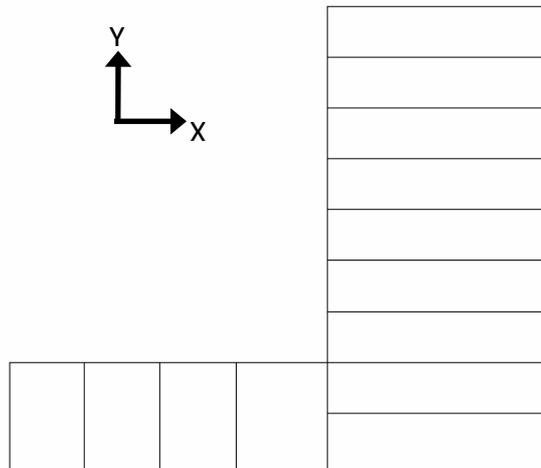


Figura 3-29- Pianta del **Corpo Palestra** con sistema di riferimento

3.2.8 *Analisi dei carichi*

3.2.8.1 *Carichi permanenti*

Corpo Aule

Di seguito si riportano in forma tabellare i valori dei carichi permanenti relativi ai solai di ciascun impalcato.

Solaio a quota 4.60 m (peso al m²)					
	H (m)	B (m)	L (m)	P(kN/m ³)	tot. Parz. (kN/m ²)
laterizi	0.25	0.8	1	8	1.6
travetti	0.25	0.2	1	25	1.25
soletta	0.04	1	1	25	1
massetto (p=1%)	0.08	1	1	16	1.28
impermeabilizzante	-	-	-	-	0.2
intonaco	-	-	-	-	0.2
				TOTALE	5.53

Solaio da quota 5.60 a 12.80 m (peso al m²)					
	H (m)	B (m)	L (m)	P(kN/m ³)	tot. Parz. (kN/m ²)
laterizi	0.25	0.8	1	8	1.6
travetti	0.25	0.2	1	25	1.25
soletta	0.05	1	1	25	1.25
massetto	0.02	1	1	16	0.32
pavimento	-	-	-	-	0.8
intonaco	-	-	-	-	0.2
incidenza tramezzi	-	-	-	-	1.2
TOTALE					6.62

Solaio quota 16.40 m (peso al m²)					
	H (m)	B (m)	L (m)	P(kN/m ³)	tot. Parz. (kN/m ²)
laterizi	0.25	0.8	1	8	1.6
travetti	0.25	0.2	1	25	1.25
soletta	0.04	1	1	25	1
copertura+imperme.	-	-	-	-	0.7
TOTALE					4.55

Solaio a quota 17.30 m (peso al m²)					
	H (m)	B (m)	L (m)	P(kN/m ³)	tot. Parz. (kN/m ²)
laterizi	0.25	0.8	1	8	1.6
travetti	0.25	0.2	1	25	1.25
soletta	0.04	1	1	25	1
intonaco	-	-	-	-	0.2
TOTALE					4.05

Il peso della tamponatura è stato calcolato considerando, in accordo con i disegni esecutivi, una doppia fodera di laterizi da 10 cm e uno strato di intonaco dal peso complessivo di 0.2 kN/m². Nelle zone con presenza di finestre si è scelto di considerare un peso pari al peso della tamponatura ridotta al 70%, mentre nelle zone con sole finestre tale peso è stato ridotto al 50%. Si riporta di seguito il calcolo dei pesi della tamponatura.

$$G_{k_tamponatura} = (0.1 + 0.1)m \cdot 3.2m \cdot 8kN/m^3 + 3.2m \cdot 0.2kN/m^2 = 5.76kN/m$$

$$G_{k_tamp+finestre} = G_{k_tamponatura} \cdot 0.7 = 4.03kN/m$$

$$G_{k_finestre} = G_{k_tamponatura} \cdot 0.5 = 2.88kN/m$$

Corpo Palestra

Di seguito si riportano in forma tabellare i valori dei carichi permanenti relativi ai solai di ciascun impalcato.

solaio tetto alto (peso al m ²)					
	H (m)	B (m)	L (m)	P(kN/m ³)	tot. Parz. (kN/m ²)
laterizi	0.25	0.8	1	8	1.6
travetti	0.25	0.2	1	25	1.25
soletta	0.04	1	1	25	1
massetto livellante	0.03	1	1	13	0.39
Impermeab. + copertura	-	-	-	-	0.1
TOTALE					4.34

solaio tetto basso (peso al m ²)					
	H (m)	B (m)	L (m)	P(kN/m ³)	tot. Parz. (kN/m ²)
laterizi	0.25	0.8	1	8	1.6
travetti	0.25	0.2	1	25	1.25
soletta	0.04	1	1	25	1
massetto livellante	0.03	1	1	13	0.39
impermeabilizzante + copertura	-	-	-	-	0.1
TOTALE					4.34

solaio interpiano palestra (peso al m ²)					
	H (m)	B (m)	L (m)	P(kN/m ³)	tot. Parz. (kN/m ²)
laterizi	0.25	0.8	1	8	1.6
travetti	0.25	0.2	1	25	1.25
soletta	0.04	1	1	25	1
massetto	0.07	1	1	15	1.05
pavimento	0.02	-	-	-	0.4

intonaco	-	-	-	-	0.36
incidenza tramezzi	-	-	-	-	0.8
				TOTALE	6.46

solaio spogliatoio (peso al m²)					
	H (m)	B (m)	L (m)	P(kN/m ³)	tot. Parz. (kN/m ²)
laterizi	0.25	0.8	1	8	1.6
travetti	0.25	0.2	1	25	1.25
soletta	0.04	1	1	25	1
massetto	0.07	1	1	15	1.05
pavimento	0.02	-	-	-	0.4
intonaco	-	-	-	-	0.36
incidenza tramezzi	-	-	-	-	1.2
				TOTALE	6.86

Il peso della tamponatura è stato calcolato considerando, come dai disegni esecutivi e dalle indagini in sito, una doppia fodera di laterizi da 8 cm e uno strato di intonaco dal peso complessivo di 0.2 kN/m². Nelle zone con sole finestre si è scelto di considerare un peso pari al peso della tamponatura ridotta al 50%. Si riporta di seguito il calcolo dei pesi della tamponatura.

tompagni (peso al m²)					
	H (m)	B (m)	L (m)	P(kN/m ³)	Totale (kN/m ²)
doppia fodera	0.16	1	1	8	1.28
finestrato (50% doppia fodera)	-	-	-	-	0.64

3.2.8.2 Carichi variabili

Corpo Aule

Come riportato nella Tabella 3.1.II delle NTC2008 si distingue tra carichi accidentali per le scale, per le coperture e per il piano tipo:

$$Q_{k_scale} = 4kN / m^2 \quad \text{Categoria C2}$$

$$Q_{k_coperture} = 0.5kN / m^2 \quad \text{Categoria H1 (coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione)}$$

$$Q_{k_piano_tipo} = 3kN / m^2 \text{ Categoria C1}$$

Corpo Palestra

Come riportato nella Tabella 3.1.II delle NTC2008 si distingue tra carichi accidentali per le coperture, per l'interpiano della palestra e per il solaio del locale caldaia:

$$Q_{k_coperture} = 0.5kN / m^2 \text{ Categoria H1 (coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione)}$$

$$Q_{k_interpiano} = 3kN / m^2 \text{ Categoria C1}$$

$$Q_{k_locale_caldaia} = 2kN / m^2$$

3.2.9 Calcolo delle proprietà dinamiche

Per il calcolo delle caratteristiche dinamiche della struttura è stata considerata la combinazione di carico prevista dalle NTC '08:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

dove G_1 e G_2 sono, rispettivamente, i carichi strutturali e i carichi permanenti non strutturali, Q_{kj} è il carico accidentale come definito nel § 3.1.7.2 e ψ_{2j} è il coefficiente di combinazione pari a 0,6 (Tabella 2.5.I NTC, Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento).

Corpo Aule

In Tabella 3-5 si riportano i rapporti di massa partecipante, utili per stabilire le distribuzioni di forze da adottare per eseguire le analisi di pushover.

Tabella 3-5 – Rapporti di massa partecipante

Rapporti di Massa Partecipante							
MODO	Periodo	UX	UY	UZ	SommaUX	SommaUY	SommaUZ
-	Sec	%	%	%	%	%	%
1	0.677	1.163%	75.000%	0.000%	1.163%	75.000%	0.000%
2	0.541	55.000%	4.735%	0.000%	56.000%	80.000%	0.000%
3	0.459	20.000%	2.090%	0.000%	76.000%	82.000%	0.000%
4	0.242	0.028%	16.000%	0.002%	76.000%	99.000%	0.002%
5	0.217	1.480%	0.130%	0.001%	78.000%	99.000%	0.003%
6	0.188	17.000%	0.038%	0.001%	95.000%	99.000%	0.004%

Di seguito si riportano le deformate relative ai primi tre modi di vibrazione della struttura.

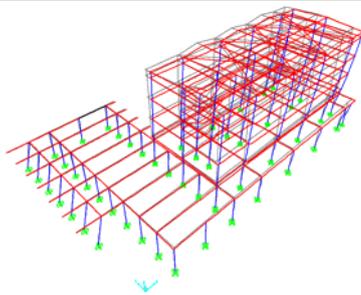


Figura 3-30 – vista 3D della deformata del primo modo (direzione Y)

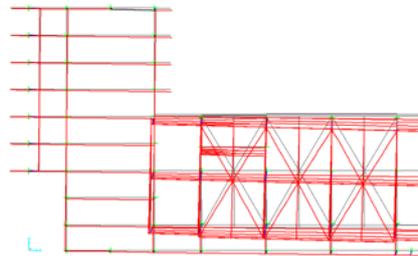


Figura 3-31 – vista in pianta della deformata del primo modo (direzione Y)

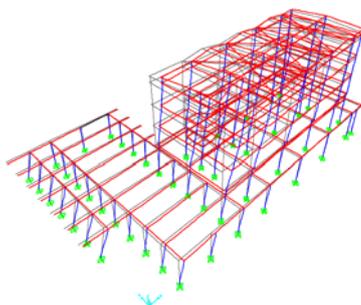


Figura 3-32 – vista 3D della deformata del secondo modo (direzione X)

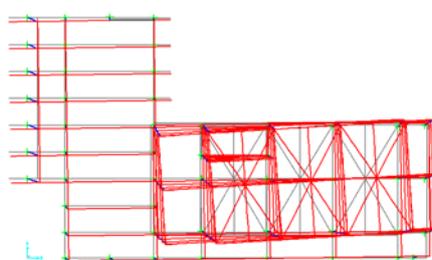


Figura 3-33 – vista in pianta della deformata del secondo modo (direzione X)

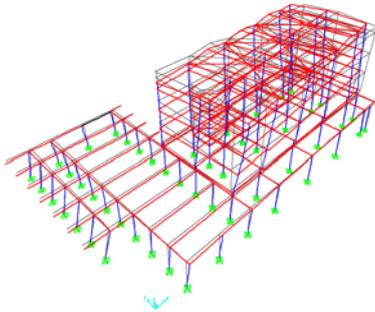


Figura 3-34 – vista 3D della deformata del terzo modo (torsionale)

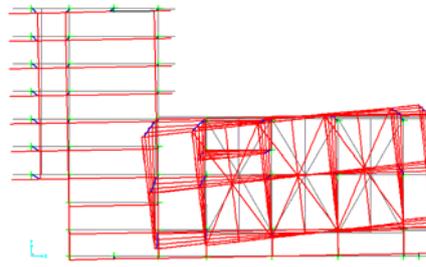


Figura 3-35 – vista piana della deformata del terzo modo (torsionale)

Corpo Palestra

In Tabella 3-6 si riportano i rapporti di massa partecipante, utili per stabilire le distribuzioni di forze da adottare per eseguire le analisi di pushover.

Tabella 3-6 – Rapporti di massa partecipante

Rapporti di Massa Partecipante							
MODO	Periodo	UX	UY	UZ	SommaUX	SommaUY	SommaUZ
-	Sec	%	%	%	%	%	%
1	0.416	44.000%	0.100%	0.000%	44.000%	0.100%	0.000%
2	0.358	0.053%	51.000%	0.000%	44.000%	51.000%	0.000%
3	0.281	8.897%	0.082%	0.000%	53.000%	51.000%	0.000%
4	0.186	0.240%	0.553%	0.009%	53.000%	52.000%	0.009%
---	---	---	---	---	---	---	---
220	0.008	0.459%	1.521%	0.012%	87.000%	85.000%	0.710

Di seguito si riportano le deformate relative ai primi tre modi di vibrazione della struttura.

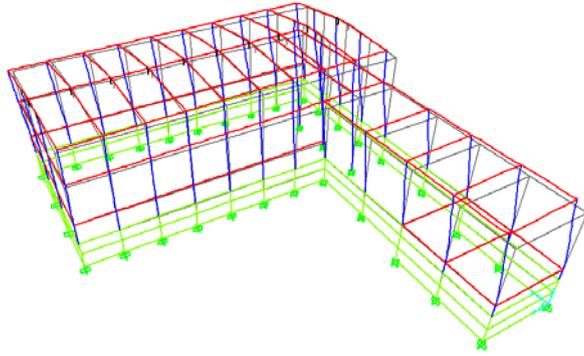


Figura 3-36 – vista 3D della deformata del primo modo (direzione X)

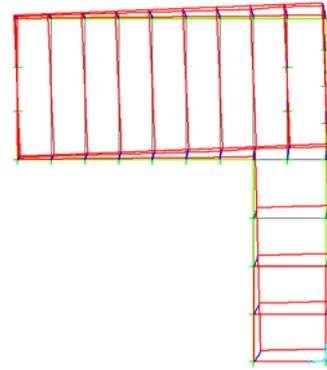


Figura 3-37 – vista in pianta della deformata del primo modo (direzione X)

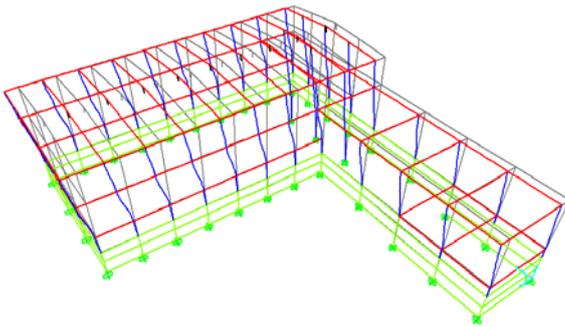


Figura 3-38 – vista 3D della deformata del secondo modo (direzione Y)

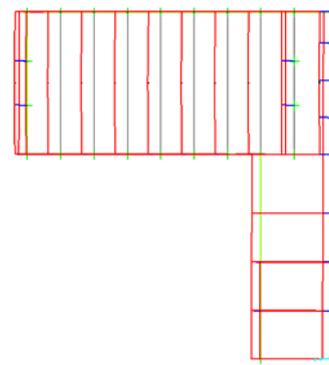


Figura 3-39 – vista in pianta della deformata del secondo modo (direzione Y)

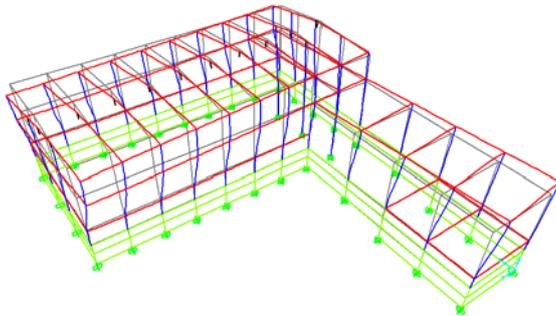


Figura 3-40 – vista 3D della deformata del terzo modo (torsionale)

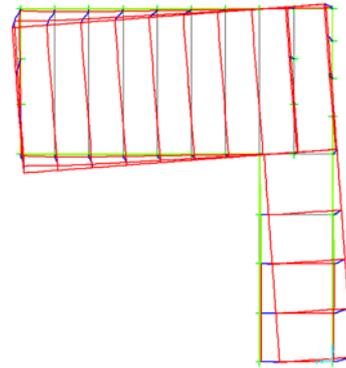


Figura 3-41 – vista piana della deformata del terzo modo (torsionale)

3.2.10 Metodo di analisi

Il metodo di analisi adottato per la verifica sismica del **Corpo Aule e Palestra** è l'analisi statica non lineare (pushover), con un modello a plasticità concentrata negli estremi degli elementi trave e colonna. Le analisi di pushover sono state eseguite separatamente nelle due direzioni X e Y, per ognuna delle quali sono state applicate due distribuzioni di forze diverse, l'una proporzionale al modo principale di vibrazione nella specifica direzione (Gruppo 1), l'altra proporzionale alle masse (Gruppo 2). Tenendo conto che il verso di applicazione delle forze deve essere positivo e negativo, e che l'eccentricità accidentale da considerare raddoppia i casi di analisi, sono state eseguite un totale di 16 analisi di pushover.

Mediante l'analisi di pushover si ottiene la curva di capacità della struttura che riporta il valore del taglio alla base in funzione dello spostamento di un punto di controllo, posizionato nel centro di massa dell'ultimo impalcato.

L'obiettivo della presente valutazione sismica è quello di individuare, per ogni pushover:

- i valori delle accelerazioni che comportano, in un qualsiasi elemento resistente, la formazione di un meccanismo di tipo fragile o duttile;
- la valutazione dell'indicatore di rischio (α_{UV}) definito nel paragrafo 2.9;

- il numero di travi, pilastri e nodi che raggiungono la crisi fragile per l'accelerazione sismica di domanda con il corrispondente rapporto capacità/domanda;
- Il rapporto capacità/domanda in termini di spostamento per il meccanismo di crisi di tipo duttile.

Corpo Aule

In base ai risultati dell'analisi modale riassunti nella Tabella 3-5 del paragrafo precedente, risulta evidente che, con riferimento al § 7.3.4.1 delle NTC '08, nella direzione Y, avendo una massa partecipante pari al 75%, è possibile adottare come distribuzione principale (Gruppo 1) quella delle accelerazioni proporzionali alla forma del modo di vibrare nella stessa direzione, e per quella secondaria (Gruppo 2) una distribuzione uniforme di forze, derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni. Nella direzione X, invece, avendo una massa partecipante inferiore al 75% ed un periodo di vibrazione superiore a T_c , la distribuzione principale considerata è quella corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in una analisi dinamica lineare; la distribuzione secondaria è la stessa adottata nella direzione Y.

Corpo Palestra

In base ai risultati dell'analisi modale riassunti nella Tabella 3-6 del paragrafo precedente, risulta evidente che, con riferimento al § 7.3.4.1 delle NTC '08, sia nella direzione X, sia nella direzione Y, avendo una massa partecipante inferiore al 75% e un periodo di vibrazione superiore a T_c , è possibile adottare una distribuzione principale corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in una analisi dinamica lineare; quella secondaria (Gruppo 2) è una distribuzione uniforme di forze, derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni.

3.2.11 Risultati delle analisi di pushover

Le analisi di pushover sono state condotte fino ad uno spostamento del nodo di controllo tale da innescare, in un qualsiasi elemento, una rotazione rispetto alla corda pari ai $\frac{3}{4}$ della rotazione detta ultima per il meccanismo di

tipo duttile, oppure in corrispondenza dell'attivazione di un meccanismo di piano.

Corpo Aule

Dalla Figura 3-42 alla Figura 3-45 si riportano le curve di capacità corrispondenti a ciascuna delle 16 analisi.

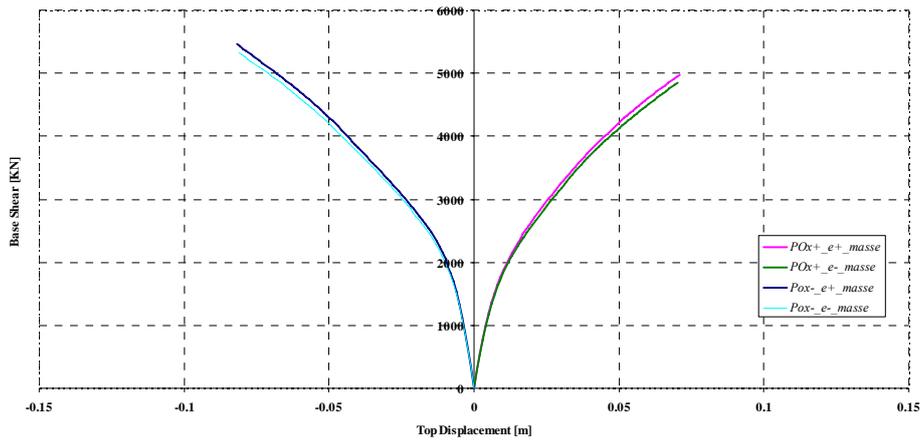


Figura 3-42 – curve di pushover X Masse

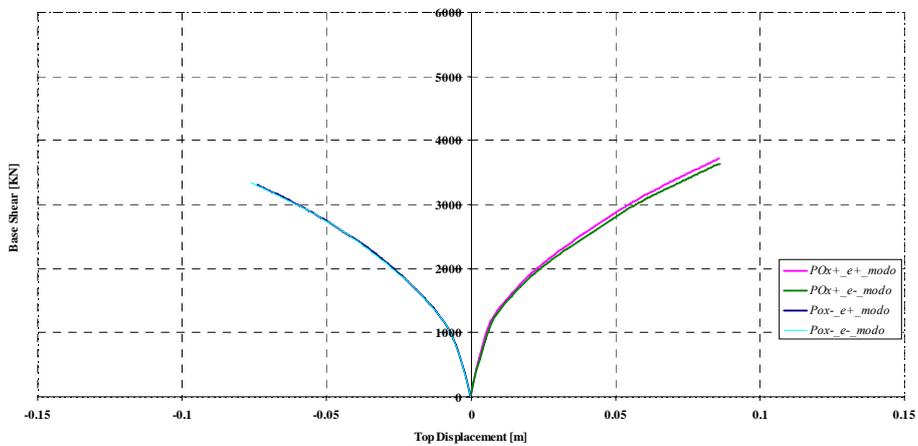


Figura 3-43 – curve di pushover X Modo

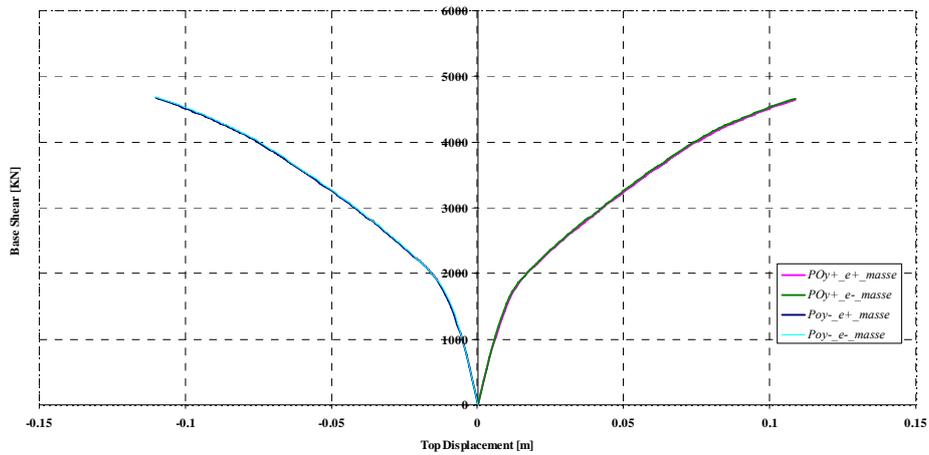


Figura 3-44 – curve di pushover Y Masse

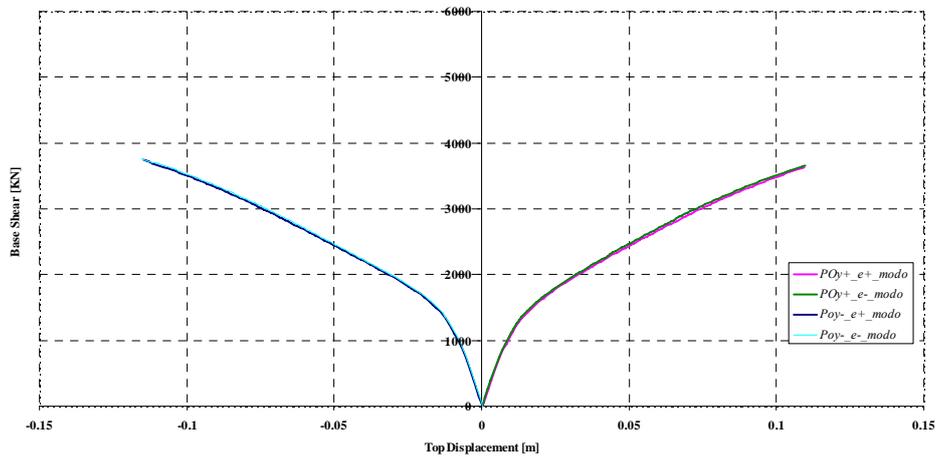


Figura 3-45 – curve di pushover Y Modo

Corpo Palestra

Dalla Figura 3-46 alla Figura 3-49 si riportano le curve di capacità corrispondenti a ciascuna delle 16 analisi.

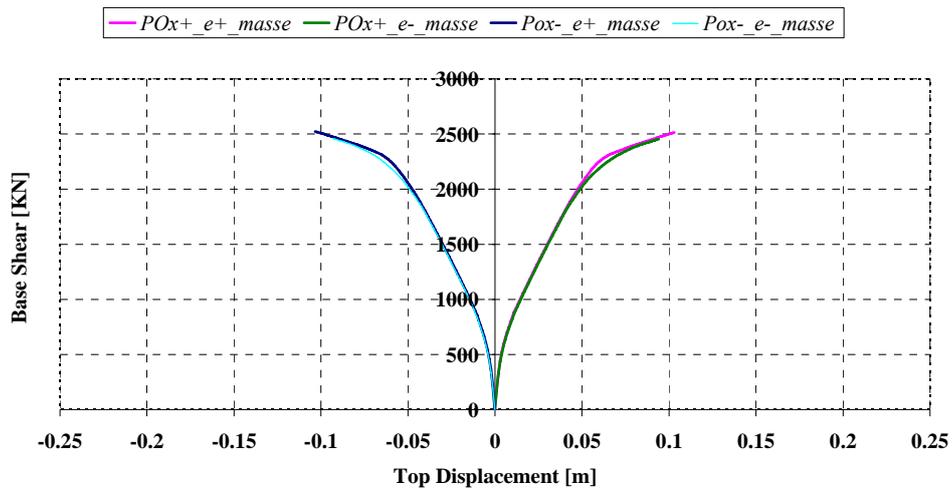


Figura 3-46 – curve di pushover X Masse

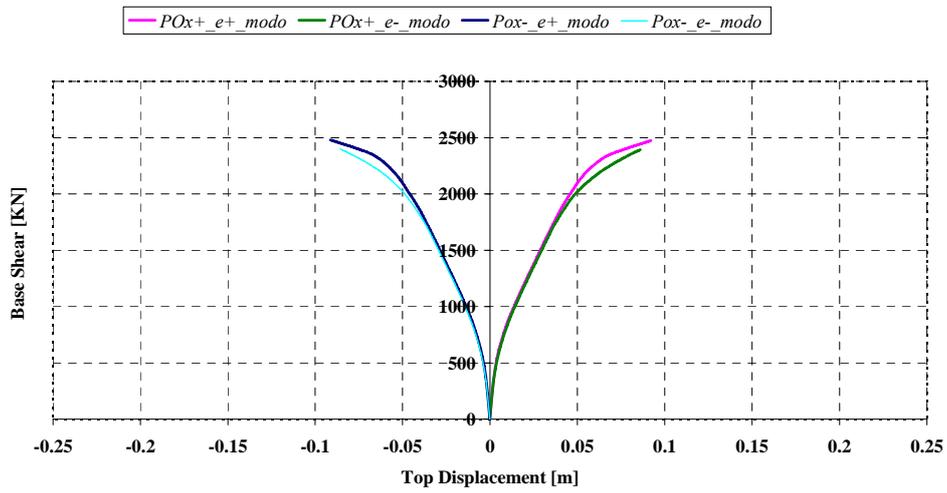


Figura 3-47 – curve di pushover X Modo

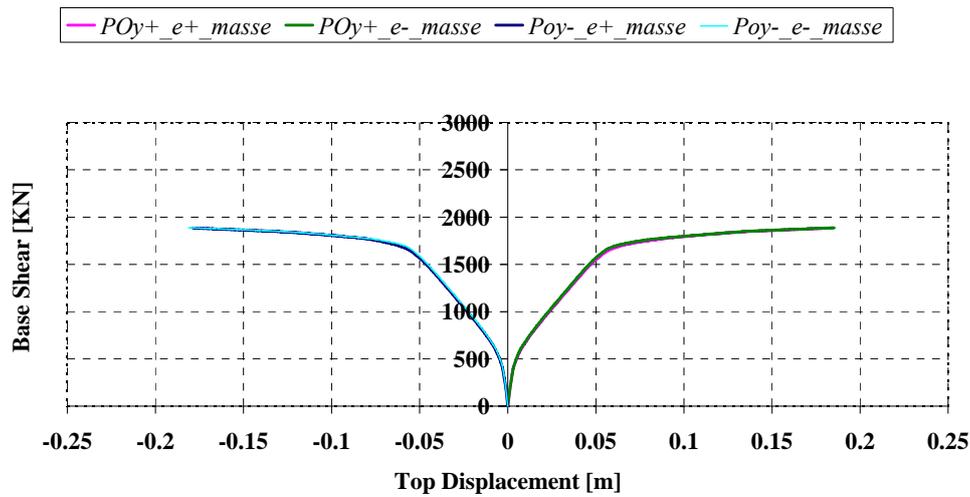


Figura 3-48 – curve di pushover Y Masse

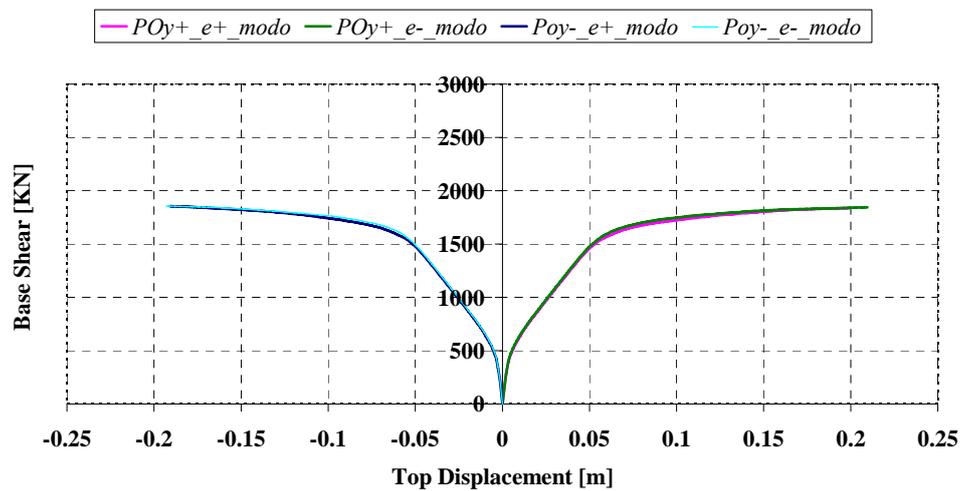


Figura 3-49 – curve di pushover Y Modo

3.2.11.1 Meccanismi di crisi duttile

I risultati relativi alle verifiche in spostamento allo SLV sono riassunte nella Tabella 3-7 per il **Corpo Aule** e nella Tabella 3-8 per il **Corpo Palestra** in cui:

d_c	capacità in termini di spostamento;
d_d	spostamento di domanda;
d_c/d_d	rapporto capacità domanda in termini di spostamento;
step d_c	step di analisi in corrispondenza del quale si raggiunge una rotazione pari $\theta=3/4\theta_u$ in un elemento;
step d_d	step di analisi in corrispondenza del quale si raggiunge la domanda in termini di spostamento;
elem. $\theta=3/4\theta_u$	elemento sul quale si raggiunge una rotazione pari $\theta=3/4\theta_u$ in un elemento;
T^*	periodo elastico del sistema bilineare $T^*=2\pi\sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$ con $m^* = \Phi^T M \tau$ e $k^* =$ rigidezza del tratto elastico della bilineare.

Tabella 3-7 – Verifiche duttili allo SLV (**Corpo Aule**)

	dc [cm]	dd [cm]	dc/dd	α_{UV}	step dc	step dd	elem. crisi flessione	T^*
Poy+_e+_masse	10.90	8.78	1.24	119%	109	87	P-1042	1.05
POy-_e+_masse	11.10	8.69	1.28	121%	111	87	P-1041/P-1042	1.04
Poy+_e-_masse	10.90	8.74	1.25	118%	109	87	P-1042	1.05
Poy-_e-_masse	11.10	8.67	1.28	121%	111	87	P-1041/P-1042	1.04
Poy+_e+_modo	11.00	10.29	1.07	105%	107	100	P_1034_2	1.23
POy-_e+_modo	11.58	10.39	1.11	108%	112	101	P_1034_2	1.24
Poy+_e-_modo	11.00	10.19	1.08	106%	113	105	P_1034_2	1.22
Poy-_e-_modo	11.58	10.34	1.12	108%	118	106	P_1034_2	1.24
Pox+_e+_masse	7.10	6.94	1.02	101%	71	70	P-2025_1	0.81
POx-_e+_masse	8.20	7.05	1.16	112%	82	71	P-2025_1	0.82
Pox+_e-_masse	7.10	7.00	1.01	100%	71	70	P-2017_2	0.82
Pox-_e-_masse	8.20	7.11	1.15	111%	82	71	P-2017_2	0.83
Pox+_e+_modo	8.60	8.60	1.00	99%	86	86	P-2025_1	1.00
POx-_e+_modo	7.50	8.68	0.86	88%	75	87	P-2017_2	1.01
Pox+_e-_modo	8.70	8.72	1.00	99%	87	87	P-2025_1	1.02
Pox-_e-_modo	7.70	8.76	0.88	90%	77	87	P-2017_2	1.02

La capacità in termini di spostamento risulta sempre superiore alla corrispondente domanda.

Tabella 3-8 – Verifiche duttili allo SLV (**Corpo Palestra**)

	dc [cm]	dd [cm]	dc/dd	α_{UV}	step dc	step dd	elem. crisi flessione	T*
Poy+_e+_masse	18.25	5.06	3.61	149%	181	50	P-2021	0.74
POy-_e+_masse	17.90	5.00	3.58	150%	179	50	P-2021	0.73
Poy+_e-_masse	18.60	5.01	3.71	150%	186	50	P-2021	0.74
Poy-_e-_masse	18.20	4.94	3.68	150%	182	49	P-2021	0.73
Poy+_e+_modo	20.00	5.28	3.78	150%	200	53	P-2021	0.78
POy-_e+_modo	19.20	5.25	3.66	150%	191	52	P-2021	0.77
Poy+_e-_modo	20.96	5.25	4.00	149%	167	41	P-2021	0.77
Poy-_e-_modo	19.40	5.21	3.73	150%	193	52	P-2021	0.76
Pox+_e+_masse	10.40	4.59	2.27	150%	104	46	P-2026	0.63
POx-_e+_masse	10.40	4.59	2.26	150%	104	46	P-2026	0.63
Pox+_e-_masse	9.40	4.58	2.05	150%	94	46	P-2026	0.63
Pox-_e-_masse	9.40	4.59	2.05	150%	94	46	P-2026	0.63
Pox+_e+_modo	9.30	4.47	2.08	149%	93	45	P_2008	0.62
POx-_e+_modo	9.20	4.46	2.07	150%	92	45	P_2012	0.61
Pox+_e-_modo	8.60	4.48	1.92	151%	86	45	P_2026	0.62
Pox-_e-_modo	8.60	4.47	1.92	150%	86	45	P_2026	0.62

La capacità in termini di spostamento risulta sempre superiore alla corrispondente domanda.

3.2.11.2 Meccanismi di crisi fragile

Per i meccanismi di tipo fragile, sono state eseguite due gruppi di verifiche a valle delle analisi pushover. Il primo gruppo riguarda le verifiche in corrispondenza di un taglio alla base dovuto all'accelerazione di domanda. Il risultato di tali verifiche consente di determinare e quantificare gli elementi sui quali si attinge un meccanismo di crisi di tipo fragile.

Il secondo gruppo riguarda le verifiche per un taglio alla base crescente fino all'attivazione del primo meccanismo fragile. In tale modo è stato possibile

individuare i livelli di input sismico per cui si attingono i primi meccanismi di crisi. Gli esiti di tali verifiche sono riportate nelle schede di sintesi, "scheda PGA_{CLV} ".

I dati relativi alle verifiche per i meccanismi fragili sono riassunti nelle tabelle riportate di seguito; nella seconda colonna di tali tabelle vi è riportata anche la verifica per il meccanismo duttile.

Corpo Aule

In Tabella 3-9 sono riportati i valori dei rapporti Capacità/Domanda minimi, in termini di spostamento (duttile) e di forze (fragile), relativi alle 16 analisi di pushover, in relazione ai meccanismi di crisi fragile/duttile, per lo spostamento di domanda:

Tabella 3-9 - Minimi rapporti di C/D per meccanismi duttili e fragili per SLV

	RAPPORTI CAPACITA'/DOMANDA IN TERMINI DI SPOSTAMENTO E DI FORZE								
	SPOSTAMENTO (DUTTILE)	NODI (FRAGILE)		TAGLIO PILASTRI (FRAGILE)				TAGLIO TRAVI (FRAGILE)	
		Trazione	Compressione	EC8 (μ_{Δ}^{pl} max) dir. X	EC8 (μ_{Δ}^{pl} max) dir. Y	NTC $\vartheta=45^{\circ}$ dir. X	NTC $\vartheta=45^{\circ}$ dir. Y	EC8 (μ_{Δ}^{pl} max)	NTC $\vartheta=45^{\circ}$
Pox+_e+_masse	102%	92%	79%	108%	309%	10%	25%	42%	43%
POx-_e+_masse	116%	82%	70%	106%	292%	11%	43%	43%	47%
Pox+_e-_masse	101%	92%	79%	108%	309%	10%	25%	42%	43%
Pox-_e-_masse	115%	82%	70%	106%	292%	11%	43%	43%	47%
Pox+_e+_modo	100%	83%	70%	107%	276%	12%	33%	43%	54%
POx-_e+_modo	86%	83%	79%	106%	323%	12%	22%	42%	52%
Pox+_e-_modo	100%	84%	70%	107%	220%	12%	41%	43%	53%
Pox-_e-_modo	88%	88%	79%	106%	272%	12%	24%	42%	51%
Poy+_e+_masse	124%	71%	58%	193%	107%	27%	11%	32%	57%
POy-_e+_masse	128%	84%	58%	236%	108%	39%	13%	33%	47%
Poy+_e-_masse	125%	71%	58%	193%	107%	27%	11%	32%	57%
POy-_e-_masse	128%	84%	58%	236%	108%	39%	13%	33%	47%
Poy+_e+_modo	107%	86%	53%	172%	100%	34%	14%	31%	49%
POy-_e+_modo	111%	90%	54%	178%	100%	35%	14%	31%	49%
Poy+_e-_modo	108%	76%	56%	125%	100%	28%	12%	30%	56%
POy-_e-_modo	112%	86%	53%	172%	100%	34%	14%	31%	49%
MINIMO	86%	71%	53%	106%	100%	10%	11%	30%	43%

In Tabella 3-4 sono riportati i valori degli indicatori di rischio minimi relativi alle 16 analisi di pushover in relazione ai meccanismi di crisi fragile/duttile. Si precisa che, con riferimento alle attuali prescrizioni di norma, sono stati considerati valori di T_R compresi nell'intervallo $30 \text{ anni} \leq T_R \leq 2475 \text{ anni}$; nei casi in cui il periodo di ritorno relativo alla PGA_{CLV} è risultato minore di 30 anni si è posto $T_{R_CLV} < 30 \text{ anni}$, cui corrisponde un indicatore di rischio $\alpha_{UV} < 26\%$. Nel caso in cui si abbia $T_R < 30 \text{ anni}$, infatti, l'indicatore di rischio può determinarsi attraverso la seguente espressione:

$$\alpha_{UV} = \frac{PGA_{CLV}(T_R = 30 \text{ anni})}{PGA_{DLV}(T_R = 712 \text{ anni})} = \frac{0.079}{0.300} = 26\%.$$

Tabella 3-10 – Minimi rapporti di α_{UV} (o I_R) per meccanismi duttili e fragili per SLV.

	RAPPORTI CAPACITA'/DOMANDA IN TERMINI DI I_R								
	SPOSTAMENTO (DUTTILE)	NODI (FRAGILE)		TAGLIO PILASTRI (FRAGILE)				TAGLIO TRAVI (FRAGILE)	
		Trazione	Compressione	EC8 (μ_{Δ}^{pl} max) dir. X	EC8 (μ_{Δ}^{pl} max) dir. Y	NTC $\vartheta=45^\circ$ dir. X	NTC $\vartheta=45^\circ$ dir. Y	EC8 (μ_{Δ}^{pl} max)	NTC $\vartheta=45^\circ$
Pox+_e+_masse	101%	94%	29%	>100%	>100%	<26%	<26%	<26%	27%
POx+_e+_masse	112%	81%	31%	>100%	>100%	<26%	<26%	<26%	31%
Pox+_e-_masse	100%	93%	29%	>100%	>100%	<26%	<26%	<26%	27%
Pox+_e-_masse	111%	80%	31%	>100%	>100%	<26%	<26%	<26%	31%
Pox+_e+_modo	99%	70%	31%	>100%	>100%	<26%	<26%	<26%	37%
POx+_e+_modo	88%	82%	30%	>100%	>100%	<26%	<26%	<26%	32%
Pox+_e-_modo	99%	69%	30%	>100%	>100%	<26%	<26%	<26%	34%
Pox+_e-_modo	90%	73%	30%	>100%	>100%	<26%	<26%	<26%	30%
Poy+_e+_masse	119%	83%	29%	>100%	>100%	<26%	<26%	<26%	27%
POy+_e+_masse	121%	94%	30%	>100%	>100%	<26%	<26%	<26%	<26%
Poy+_e-_masse	118%	83%	29%	>100%	>100%	<26%	<26%	<26%	27%
Poy+_e-_masse	121%	93%	30%	>100%	>100%	<26%	<26%	<26%	<26%
Poy+_e+_modo	105%	95%	29%	>100%	104%	<26%	<26%	<26%	32%
POy+_e+_modo	108%	96%	30%	>100%	>100%	<26%	<26%	<26%	33%
Poy+_e-_modo	106%	68%	29%	>100%	101%	<26%	<26%	<26%	<26%
Poy+_e-_modo	108%	94%	28%	>100%	102%	<26%	<26%	<26%	32%
MINIMO	88%	68%	28%	>100%	>100%	<26%	<26%	<26%	<26%

Corpo Palestra

In Tabella 3-11 sono riportati i valori dei rapporti Capacità/Domanda minimi, in termini di spostamento (duttile) e di forze (fragile), relativi alle 16 analisi di pushover, in relazione ai meccanismi di crisi fragile/duttile, per lo spostamento di domanda:

Tabella 3-11 - Minimi rapporti di C/D per meccanismi duttili e fragili per SLV

	RAPPORTI CAPACITA'/DOMANDA IN TERMINI DI SPOSTAMENTO E DI FORZE								
	SPOSTAMENTO (DUTTILE)	NODI (FRAGILE)		TAGLIO PILASTRI (FRAGILE)				TAGLIO TRAVI (FRAGILE)	
		Trazione	Compressione	$EC8$ (μ_{Δ}^{pl} max) dir. X	$EC8$ (μ_{Δ}^{pl} max) dir. Y	NTC $\vartheta=45^{\circ}$ dir. X	NTC $\vartheta=45^{\circ}$ dir. Y	$EC8$ (μ_{Δ}^{pl} max)	NTC $\vartheta=45^{\circ}$
Pox+_e+_masse	227%	38%	177%	82%	259%	25%	53%	43%	113%
POx-_e+_masse	226%	40%	171%	83%	334%	26%	60%	44%	113%
Pox+_e-_masse	205%	33%	156%	78%	204%	25%	44%	40%	102%
Pox-_e-_masse	205%	35%	152%	79%	202%	25%	46%	40%	113%
Pox+_e+_modo	208%	41%	175%	80%	237%	25%	46%	41%	115%
POx-_e+_modo	207%	43%	179%	81%	258%	25%	48%	42%	114%
Pox+_e-_modo	192%	35%	158%	76%	170%	25%	44%	39%	101%
Pox-_e-_modo	192%	36%	158%	77%	166%	25%	46%	39%	113%
Poy+_e+_masse	361%	49%	143%	338%	74%	190%	38%	36%	112%
POy-_e+_masse	358%	81%	168%	432%	76%	111%	38%	37%	95%
Poy+_e-_masse	371%	48%	139%	428%	75%	110%	37%	36%	110%
Poy-_e-_masse	368%	84%	170%	336%	80%	197%	38%	36%	96%
Poy+_e+_modo	378%	47%	146%	256%	62%	125%	39%	36%	108%
POy-_e+_modo	366%	77%	173%	263%	64%	68%	39%	37%	90%
Poy+_e-_modo	400%	55%	153%	318%	77%	199%	41%	37%	118%
Poy-_e-_modo	373%	76%	175%	303%	66%	78%	39%	37%	90%
MINIMO	192%	33%	139%	76%	62%	25%	37%	36%	90%

In Tabella 3-12 sono riportati i valori degli indicatori di rischio minimi relativi alle 16 analisi di pushover in relazione ai meccanismi di crisi fragile/duttile.

Si precisa che, con riferimento alle attuali prescrizioni di norma, sono stati considerati valori di T_R compresi nell'intervallo $30 \text{ anni} \leq T_R \leq 2475 \text{ anni}$; nei casi in cui il periodo di ritorno relativo alla PGA_{CLV} è risultato minore di 30 anni si è posto $T_{R,CLV} < 30 \text{ anni}$, cui corrisponde un indicatore di rischio $\alpha_{UV} < 26\%$. Nel caso in cui si abbia $T_R < 30 \text{ anni}$, infatti, l'indicatore di rischio può determinarsi attraverso la seguente espressione:

$$\alpha_{UV} = \frac{PGA_{CLV}(T_R = 30 \text{anni})}{PGA_{DLV}(T_R = 712 \text{anni})} = \frac{0.079}{0.300} = 26\%.$$

Tabella 3-12 – Minimi rapporti di α_{UV} (o I_R) per meccanismi duttili e fragili per SLV.

	RAPPORTI CAPACITA'/DOMANDA IN TERMINI DI I_R								
	SPOSTAMENTO (DUTTILE)	NODI (FRAGILE)		TAGLIO PILASTRI (FRAGILE)				TAGLIO TRAVI (FRAGILE)	
		Trazione	Compressione	EC8 (μ_{Δ}^{pl} max) dir. X	EC8 (μ_{Δ}^{pl} max) dir. Y	NTC $\vartheta=45^\circ$ dir. X	NTC $\vartheta=45^\circ$ dir. Y	EC8 (μ_{Δ}^{pl} max)	NTC $\vartheta=45^\circ$
Pox+_e+_masse	150%	51%	>100%	88%	>100%	<26%	<26%	<26%	>100%
POx-_e+_masse	150%	57%	>100%	89%	>100%	<26%	<26%	<26%	>100%
Pox+_e-_masse	150%	44%	>100%	82%	>100%	<26%	<26%	<26%	>100%
Pox-_e-_masse	150%	50%	>100%	84%	>100%	<26%	<26%	<26%	>100%
Pox+_e+_modo	149%	54%	>100%	85%	>100%	<26%	<26%	<26%	>100%
POx-_e+_modo	150%	59%	>100%	85%	>100%	<26%	<26%	<26%	>100%
Pox+_e-_modo	151%	48%	>100%	79%	>100%	<26%	<26%	<26%	>100%
Pox-_e-_modo	150%	50%	>100%	79%	>100%	<26%	<26%	<26%	>100%
Poy+_e+_masse	149%	69%	>100%	>100%	84%	>100%	<26%	<26%	>100%
POy-_e+_masse	150%	66%	>100%	>100%	86%	>100%	<26%	<26%	102%
Poy+_e-_masse	150%	68%	>100%	>100%	86%	>100%	<26%	<26%	>100%
POy-_e-_masse	150%	69%	>100%	>100%	89%	>100%	<26%	<26%	103%
Poy+_e+_modo	150%	65%	>100%	>100%	78%	>100%	<26%	<26%	>100%
POy-_e+_modo	150%	64%	>100%	>100%	81%	43%	<26%	<26%	99%
Poy+_e-_modo	149%	74%	>100%	>100%	89%	>100%	<26%	<26%	>100%
Poy-_e-_modo	150%	67%	>100%	>100%	82%	60%	<26%	<26%	100%
MINIMO	149%	44%	>100%	79%	78%	43%	<26%	<26%	99%

3.2.12 Conclusioni Corpo Aule

Meccanismi di crisi duttile:

In relazione a tale tipologia di meccanismo di crisi (raggiungimento in un qualsiasi elemento di una rotazione rispetto alla corda pari a $\theta=3/4\theta_u$ oppure attivazione di un meccanismo di piano) l'edificio presenta un indicatore di rischio $\alpha_{UV}=88\%$.

Meccanismi di crisi fragile:

- **Combinazione sismica**

In relazione a tale tipologia di meccanismo di crisi (raggiungimento della resistenza a taglio, per travi e pilastri, o crisi della biella diagonale per trazione o compressione nei nodi) l'edificio presenta un indicatore di rischio $\alpha_{UV} < 26\%$.

Tale valore dell'indicatore di rischio si attinge per crisi a taglio sulle travi, sui pilastri e sui nodi (resistenza diagonale di compressione). L'indicatore di rischio relativo alle verifiche di resistenza diagonale di trazione sui nodi è pari a $\alpha_{UV} = 68\%$. Per i pilastri, considerando il solo modello EC8 non si hanno meccanismi di crisi fragile.

Il comportamento strutturale dell'edificio è fortemente condizionato dalla presenza dell'atrio a forma di "L". Infatti, il solaio dell'atrio è posto ad una quota di un metro inferiore a quella del solaio del primo piano, comportando la presenza di pilastri tozzi molto sollecitati, individuati in Figura 3-50. Tale particolare geometria concorre anche alla formazione del meccanismo di schiacciamento per compressione della biella diagonale dei nodi trave colonna, all'altezza del solaio dell'atrio. Altre crisi per taglio dei pilastri si hanno nei pilastri tozzi della scala e nei pilastri tozzi del tetto.

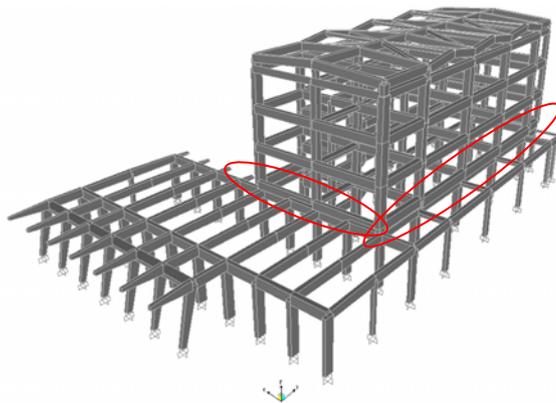


Figura 3-50 - Modello di calcolo con individuazione dei pilastri tozzi all'altezza dei solai dell'atrio.

- **Combinazione gravitazionale (SLU)**

In relazione a tale tipologia di meccanismo di crisi l'edificio presenta un indicatore di rischio $\alpha_{UV} = 0\%$ in quanto con riferimento all'analisi svolta per

solli carichi gravitazionali allo SLU si riscontrano crisi per resistenza diagonale di compressione in 4 nodi. Si sottolinea che i nodi su cui si attinge la crisi per compressione della biella diagonale compressa sono tutti in corrispondenza del solaio dell'atrio Figura 3-50.

Quantificazione dei meccanismi di crisi duttile/fragile

Di seguito si riportano due diagrammi a barre nei quali si indicano il numero di elementi non verificati (per una o più analisi di pushover) nei confronti di meccanismi di crisi duttile/fragile, l'uno con riferimento alle azioni sismiche di progetto (SLV) che conducono ad un $\alpha_{UV}=100\%$, l'altro con riferimento ad azioni sismiche che conducono ad un $\alpha_{UV}=80\%$. I risultati delle verifiche a taglio sulle travi e sui pilastri sono stati riportati secondo i modelli di capacità NTC '08 con $\theta=45^\circ$ e EC8 con degrado plastico massimo.

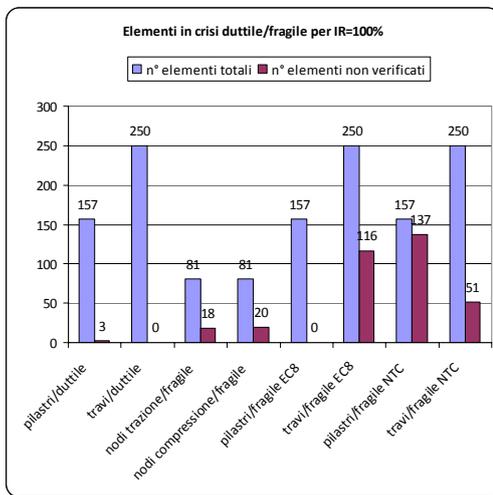


Figura 3-51 – Quadro sintetico numero di elementi non verificati per meccanismi di rottura duttile/fragile per $\alpha_{UV}=100\%$.

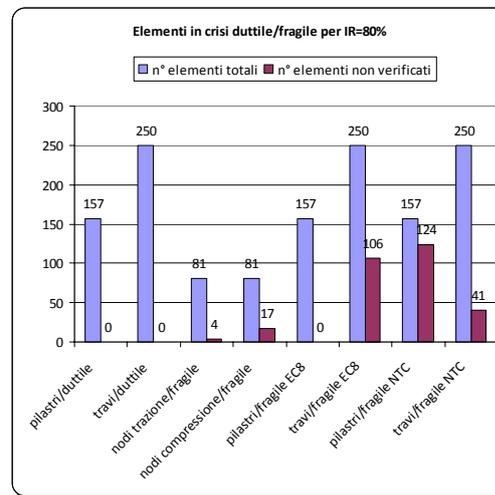


Figura 3-52 – Quadro sintetico numero di elementi non verificati per meccanismi di rottura duttile/fragile per $\alpha_{UV}=80\%$.

Da quanto riportato in Figura 3-51, per ottenere un $\alpha_{UV}=100\%$ è necessario intervenire come di seguito riportato:

- incremento della duttilità (3 pilastri)
- incremento della resistenza diagonale di trazione (18 nodi);
- incremento della resistenza diagonale di compressione (20 nodi);

- incremento capacità a taglio secondo il modello delle EC8 con massimo degrado (116 travi);
- incremento capacità a taglio secondo il modello delle NTC '08 con $\theta=45^\circ$ (137 pilastri e 51 travi).

Da quanto riportato in Figura 3-52, per ottenere un $\alpha_{UV}=80\%$ è necessario intervenire come di seguito riportato:

- incremento della resistenza diagonale di trazione (4 nodi);
- incremento della resistenza diagonale di compressione (17 nodi);
- incremento capacità a taglio secondo il modello delle EC8 con massimo degrado (106 travi);
- incremento capacità a taglio secondo il modello delle NTC '08 con $\theta=45^\circ$ (124 pilastri e 41 travi).

3.2.13 Conclusioni Corpo Palestra

Meccanismi di crisi duttile:

In relazione a tale tipologia di meccanismo di crisi (raggiungimento in un qualsiasi elemento di una rotazione rispetto alla corda pari a $\theta=3/4\theta_u$ oppure attivazione di un meccanismo di piano) l'edificio presenta un indicatore di rischio $\alpha_{UV}>100\%$.

Meccanismi di crisi fragile:

- Combinazione sismica

In relazione a tale tipologia di meccanismo di crisi (raggiungimento della resistenza a taglio, per travi e pilastri, o crisi della biella diagonale per trazione o compressione nei nodi) l'edificio presenta un indicatore di rischio $\alpha_{UV}<26\%$.

Tale valore dell'indicatore di rischio si attinge esclusivamente per crisi a taglio sui pilastri considerando il modello di capacità NTC '08 con $\theta=45^\circ$. In particolare, le crisi a taglio dei pilastri si innescano principalmente nei pilastri tozzi che si ergono dalle pareti perimetrali (Figura 3-53).

L'indicatore di rischio relativo alle verifiche di resistenza diagonale di trazione sui nodi è pari a $\alpha_{UV}=44\%$.

L'indicatore di rischio relativo alle verifiche di resistenza diagonale di compressione sui nodi è pari a $\alpha_{UV}>100\%$.

L'indicatore di rischio relativo alle verifiche di resistenza a taglio sulle travi è pari a $\alpha_{UV}=99\%$.

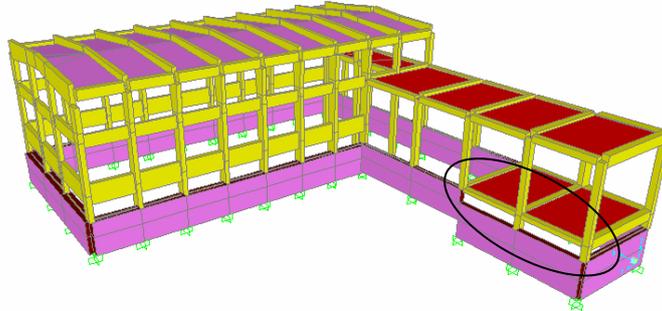


Figura 3-53 – Modello di calcolo con individuazione dei pilastri tozzi

- **Combinazione gravitazionale (SLU)**

In relazione a tale tipologia di meccanismo di crisi l'edificio presenta un indicatore di rischio $\alpha_{UV}=0\%$ in quanto con riferimento all'analisi svolta per soli carichi gravitazionali si riscontrano crisi per resistenza a taglio in 3 pilastri tozzi del locale caldaia (Figura 3-53).

Quantificazione dei meccanismi di crisi duttile/fragile

Di seguito si riportano due diagrammi a barre nei quali si indicano il numero di elementi non verificati (per una o più analisi di pushover) nei confronti di meccanismi di crisi duttile/fragile, l'uno con riferimento alle azioni sismiche di progetto (SLV) che conducono ad un $\alpha_{UV}=100\%$, l'altro con riferimento ad azioni sismiche che conducono ad un $\alpha_{UV}=80\%$. I risultati delle verifiche a taglio sulle travi e sui pilastri sono stati riportati secondo i modelli di capacità NTC '08 con $\theta=45^\circ$ e EC8 con degrado plastico massimo.

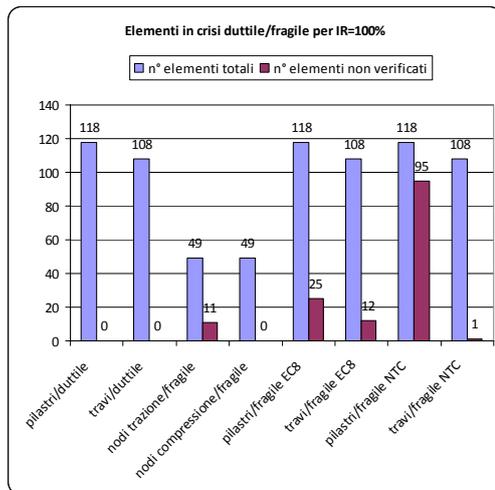


Figura 3-54 – Quadro sintetico numero di elementi non verificati per meccanismi di rottura duttile/fragile per $\alpha_{UV} = 100\%$.

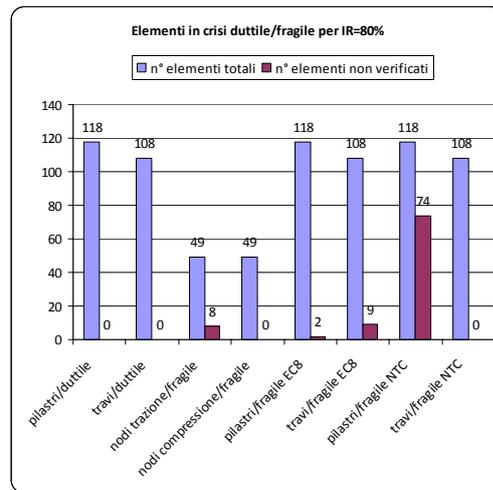


Figura 3-55 – Quadro sintetico numero di elementi non verificati per meccanismi di rottura duttile/fragile per $\alpha_{UV} = 80\%$.

Da quanto riportato in Figura 3-54, per ottenere un $\alpha_{UV}=100\%$ è necessario intervenire come di seguito riportato:

- incremento della resistenza diagonale di trazione (11 nodi);
- incremento capacità a taglio secondo il modello delle EC8 con massimo degrado (25 pilastri e 12 travi);
- incremento capacità a taglio secondo il modello delle NTC '08 con $\theta=45^\circ$ (95 pilastri e 1 trave).

Da quanto riportato in Figura 3-55, per ottenere un $\alpha_{UV}=80\%$ è necessario intervenire come di seguito riportato:

- incremento della resistenza diagonale di trazione (8 nodi);
- incremento capacità a taglio secondo il modello delle EC8 con massimo degrado (2 pilastri e 9 travi);
- incremento capacità a taglio secondo il modello delle NTC '08 con $\theta=45^\circ$ (74 pilastri).

3.3 Scuola "Rendina"

3.3.1 Descrizione del complesso scolastico

Gli edifici oggetto delle valutazioni sono situati in un plesso scolastico nel comune di L'Aquila, in Località Pettino, in Via Leonardo da Vinci, così come si evince dalla figura seguente:



Figura 3-56 - Inquadramento territoriale Istituto Rendina

L'edificio è un complesso scolastico realizzato tra la fine degli anni 70 e l'inizio degli anni 80. Da un'ispezione visiva, avvalorata dai disegni del progetto architettonico, è stato possibile risalire alla suddivisione del complesso scolastico. Infatti, i documenti progettuali, individuano la struttura in quattro lotti principali, e tra questi quattro lotti è stato possibile delimitare otto edifici che compongono l'intero plesso scolastico.



Figura 3-57 - Istituto Rendina: individuazione dei lotti

Oggetto della valutazione sono sei edifici che nel prosieguo saranno denominati **Corpo E, Corpo G, Corpo D, Corpo B1, Corpo B2 e Corpo C.**

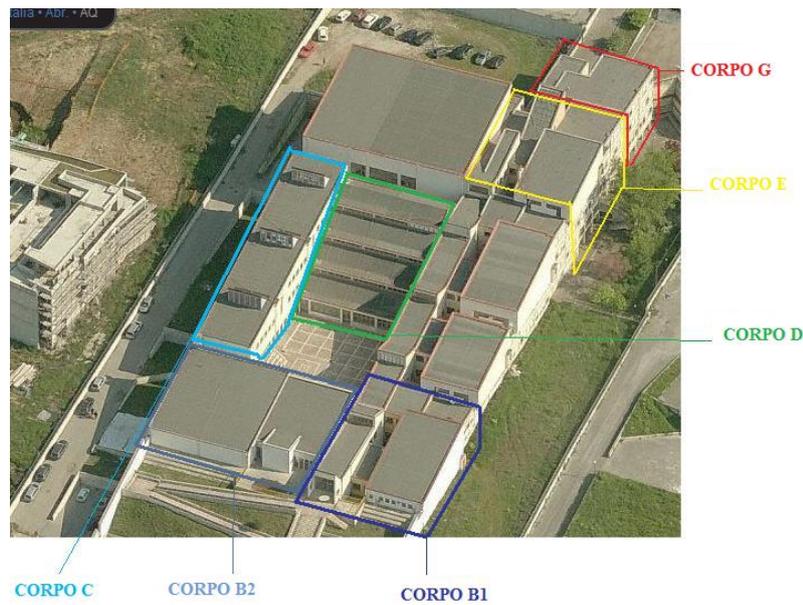


Figura 3-58 – Individuazione dei corpi di fabbrica.

Il plesso RENDINA è costruito su di una superficie collinare, per cui l'altezza della struttura aumenta gradualmente; per lo stesso motivo anche i piani di fondazione dei singoli lotti sono posti a quote differenti. L'ingresso principale è situato nella zona più bassa ed è composto da una scalinata principale ed una rampa per disabili ai lati. Il primo edificio costituisce l'ingresso, poi tramite corridoi, scale e rampe interne sono permessi gli accessi ai diversi vani ed aule della scuola. Al centro della struttura è presente un cortile alle cui spalle sono presenti gli edifici che contengono le aule, la palestra e tutti i servizi del plesso.

Nella parte alta del complesso Rendina inoltre è presente un secondo ingresso. Per rendere più chiara la descrizione degli edifici di seguito sono riportate le foto da varie angolazioni.



Figura 3-59 - Istituto Rendina: ingresso sud

In basso alla Figura 3-59 si nota l'ingresso costituito da scale e rampe; dalla Figura 3-60, di seguito riportata, è visibile l'inclinazione del pendio su cui è fondata la struttura e gli edifici che contengono le aule.



Figura 3-60 - Istituto Rendina: lato est

Infine, nella Figura 3-61 possiamo notare sulla sinistra la palestra ed al centro il cortile interno.

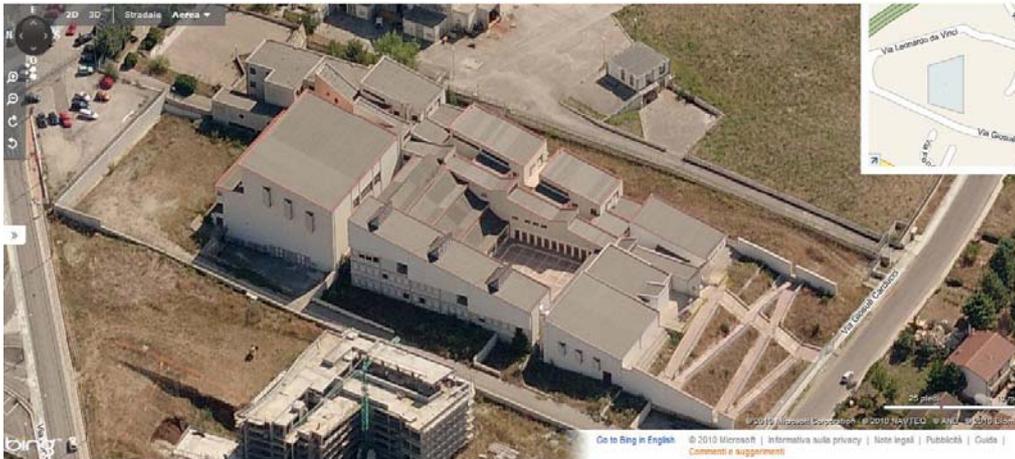


Figura 3-61 - Istituto Rendina: lato ovest

Il sopralluogo effettuato in loco e la documentazione cartacea di progetto hanno portato alla localizzazione dei giunti tecnici che collegano tra loro i vari fabbricati; ciò permette di analizzarli singolarmente da un punto di vista strutturale.

Di seguito saranno descritti ed analizzati gli edifici oggetto della valutazione.

CORPO B1

L'ingresso del plesso scolastico è costituito da due edifici, Corpo B1 e Corpo B2, separati da un giunto. Il Corpo B1 è un edificio piccolo costituito da un solo impalcato e dalla copertura inclinata. La forma è irregolare sia in pianta che in altezza e presenta delle pareti lungo il perimetro della struttura a contatto con il terreno. All'interno dell'edificio è presente una rampa di scala che permette l'accesso all'edificio adiacente. La struttura portante è costituita da travi 35x70 e da pilastri 50x50.

CORPO B2

Il secondo edificio costituente l'ingresso è il Corpo B2. Esso è formato da un solo impalcato e da coperture aventi diverse inclinazioni. L'edificio ha una forma irregolare sia in pianta che in altezza e, come l'edificio precedente, presenta delle pareti lungo il perimetro a contatto con il terreno. All'interno dell'edificio è presente una rampa di scala che permette l'accesso all'edificio adiacente (Corpo C). La struttura portante è costituita da travi 35x70 e da pilastri 50x50.

CORPO C

Il Corpo C, è costituito da quattro impalcati e da una pianta regolare di forma rettangolare. L'edificio presenta una forte irregolarità in altezza in quanto i quattro impalcati che lo compongono hanno una dimensione in pianta decrescente dal basso verso l'alto. La copertura è inclinata, estendendosi dal terzo al quarto impalcato. Dalla fondazione fino al primo impalcato (piano terra) si ergono delle pareti che si estendono per tutto il perimetro dell'edificio a contatto con il terreno. Solo lungo il lato corto della struttura le pareti arrivano fino alla copertura. L'edificio non presenta scala in quanto l'accesso ai vari piani avviene dalla scala del Corpo D.

L'edificio presenta una struttura in elevazione costituita da telai in c.a. e da quattro impalcati con altezza di interpiano pari a 3,40 m, e l'impalcato di copertura è inclinato rispetto alla direzione orizzontale. I solai sono ritenuti rigidi nel proprio piano. I telai sono costituiti da travi 40x70 e da pilastri 50x50, più un pilastro di dimensioni 100x35. Nei lati corti dell'edificio sono presenti due pareti 425x30 che partono dalla fondazione e terminano all'altezza del secondo impalcato. Lungo tutto il perimetro dell'edificio, a contatto con il terreno, sono presenti pareti che partono dalla fondazione e terminano all'altezza del primo impalcato.

CORPO D

Il fabbricato, realizzato all'inizio degli anni '90, si sviluppa su quattro livelli; il primo livello è interrato ed è adibito a rimessa delle attrezzature scolastiche; gli altri livelli sono destinati agli uffici della direzione dell'istituto, ad archivio e ad aule, a differenza di quanto stabilito in fase di progettazione. Infatti in un primo momento è stato previsto che il secondo e terzo piano fossero adibiti a biblioteca.

Le estensioni in pianta dell'edificio sono uguali ai primi due impalcati, mentre sono decrescenti dal terzo al quarto impalcato (confronta Figura 3-62); il secondo e terzo piano, sono collegati tra loro da due scale interne; i vari piani, tranne l'interrato che è messo in comunicazione con l'interrato del Corpo E, sono serviti da una scala di servizio; l'intero corpo di fabbrica del Corpo D è poi ricollegato al Corpo E mediante una rampa che lo serve ai vari livelli.

Le strutture in fondazione sono costituite da un graticcio di travi rovesce avente sui tre bordi non adiacenti al Corpo E un muro di contenimento,

realizzato mediante setti in c.a. che si sviluppa per tutta l'altezza del piano interrato.

Le strutture in elevazione sono costituite da telai in c.a. con pilastri collegati da travi nelle due direzioni ortogonali, con altezza di interpiano pari a 3.50m per il primo impalcato e 3.10m per gli altri impalcati.

I solai, che nel calcolo sono ritenuti rigidi nel proprio piano, sono realizzati a travetti prefabbricati precompressi con interposte laterizi in laterizio e getto di completamento con soletta non inferiore a 4cm; lo spessore complessivo dei solai di piano è di 30cm, mentre il solaio di copertura è di 20cm; per luci superiori a 4.50m sono previsti cordoli rompitratta ortogonali all'orditura dei travetti; quest'ultima risulta essere parallela al lato corto dell'edificio.

Il Corpo D è distanziato dal Corpo E mediante un giunto tecnico di larghezza pari a 20cm.

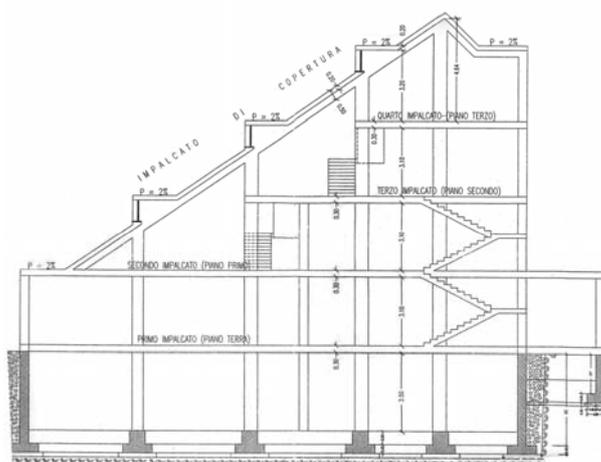


Figura 3-62 – Istituto Rendina: sezione Corpo D

Nella struttura è possibile individuare cinque telai lungo la direzione longitudinale (lato lungo), e sette telai lungo la direzione trasversale (lato corto).

La struttura principale, in base ai disegni originali delle carpenterie ed alla relazione originale di calcolo, è costituita da travi e pilastri di sezione rettangolare, ad eccezione di un unico pilastro a sezione circolare che si estende dal primo al terzo impalcato.

CORPO E

L'edificio, realizzato alla fine degli anni '80, è costituito da quattro piani in elevazione in cui sono presenti prevalentemente aule e servizi igienici, mentre il piano terra è adibito a porticato ed in parte ad aule; la copertura composta da vari elementi a diversa inclinazione.

La struttura portante, realizzata da travi e pilastri a sezione rettangolare in c.a., presenta una pianta di dimensioni 39,10m x 18,20m con altezza di interpiano pari a 4,60m per il primo impalcato e 3,40m per gli altri impalcati. L'edificio non si presenta strutturalmente simmetrico sia rispetto all'asse Y (lato corto – trasversale), sia rispetto all'asse X (lato lungo – longitudinale).

I solai, aventi altezza di 25 cm (20 cm + 5 cm di soletta), presentano la direzione di orditura parallela alla direzione trasversale Y e sono costituiti da travetti in c.a. gettati in opera di 10 cm di larghezza e da laterizi in laterizio 40x25x20 cm. Il vano scala, situato in prossimità del centro della struttura, è composto da travi a ginocchio che formano quattro rampe di larghezza 1,25 m, con gradini di alzata di 14 cm, pedata pari a 30 cm e soletta di spessore 26 cm.



Oltre al vano scala la struttura presenta una rampa (per disabili), costituita da soletta piena, che collega i vari piani, di larghezza 2,42 m, spessore 24 cm ed un parapetto di spessore 11 cm.



Nella struttura è possibile individuare cinque telai lungo la direzione trasversale Y, e sei telai lungo la direzione longitudinale X. In particolare, lungo la direzione longitudinale, le travi dei telai sono del tipo emergenti di sezione 35x70, uguali per tutti i piani dell'edificio. Mentre, lungo la direzione trasversale, le travi dei telai hanno sezione 35x25 e 50x35. I pilastri sono prevalentemente a sezione rettangolare di dimensioni 50x35, 50x50 ed è presente un solo pilastro di sezione 100x35.

CORPO G

Il Corpo G, in cui si trovano prevalentemente aule, è composto da quattro impalcati, di forma in pianta piuttosto irregolare; caratterizzati da un'altezza di interpiano pari a 3.40 m per tutti i piani. I solai sono caratterizzati da uno spessore di 25 cm, di cui 5 cm di soletta, pertanto gli impalcati sono stati considerati rigidi nel proprio piano.

La struttura portante è costituita da cinque telai lungo la direzione maggiore e da tre lungo la direzione minore. I telai sono composti prevalentemente da travi 35x70 e 50x25 e da pilastri 50x50 e 35x50. L'edificio non presenta scala in quanto l'accesso è permesso dall'adiacente Corpo E.

3.3.2 Geometria

Per l'individuazione della geometria dei vari corpi di fabbrica si hanno a disposizione gli elaborati grafici originali ed, in più, è stato eseguito un rilievo geometrico a campione per verificarne l'effettiva corrispondenza con i disegni.

3.3.3 Dettagli costruttivi

I disegni esecutivi hanno consentito di individuare puntualmente la quantità delle armature e la loro disposizione all'interno degli elementi strutturali. Tali dati sono stati validati mediante indagini di tipo distruttivo e non distruttivo. In particolare, è stato scalzato il copriferro su alcuni elementi, al fine di verificare la presenza, il diametro e lo stato di conservazione di ferri longitudinali e staffe e il passo delle staffe. Le tipologie di prove non distruttive effettuate sono: prove pacometriche, sclerometriche ed ultrasoniche.

3.3.4 Proprietà dei materiali

Indicazioni in merito alle caratteristiche dei materiali sono state desunte dalla relazione di calcolo originale e da prove in sito. Per la caratterizzazione dei materiali si è fatto riferimento alla relazione delle prove effettuate da TECNOIN S.p.a. Gli interventi effettuati sono i seguenti:

- n° 60 prelievi di campioni cilindrici di cls;
- n° 60 test di carbonatazione in sito;
- n° 60 indagini pacometriche per l'individuazione delle staffe nei nodi di travi e pilastri;
- n° 234 indagini Sonreb (n° 2340 battute sclerometriche + 702 misure ultrasoniche);
- n° 17 prove di carico su solaio con la modalità "a spinta" con due forze concentrate;
- n° 4 prove di carico su rampa di scala con carico distribuito.

I dati reperiti consentono di ritenere raggiunto un livello di conoscenza pari a 2 (LC2) secondo quanto prescritto dalle NTC 2008. Pertanto, il livello di conoscenza raggiunto consente di utilizzare un qualsiasi metodo di analisi e determina un fattore di confidenza da doversi adoperare nelle verifiche di sicurezza pari a $FC=1,20$.

3.3.4.1 Calcestruzzo

Per l'individuazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo in opera ci si è basati sulle prove a schiacciamento delle carote prelevate e sulle prove non distruttive (Pnd).

Le prove non distruttive sono state elaborate mediante il metodo SonReb, utilizzando la seguente espressione:

$$R_c = a \cdot S^b \cdot V^c$$

I parametri a , b e c sono stati calcolati mediante una regressione non lineare, e confrontati con i valori riportati nella letteratura tecnica.

Per i Corpi B1 e B2 si è riscontrata un'assenza di proporzionalità diretta tra i valori riscontrati dalle prove distruttive e non distruttive e per tale motivo

viene utilizzata una resistenza cubica media del calcestruzzo ricavata dai carotaggi.

CORPO B1					
R _c carotaggi	R _c calibrata	R _c (RILEM)	R _c (Gasparik)	R _c (Pascale e Di Leo)	R _c (Del Monte et al.)
42.8	43.8	48.9	45.3	47.8	41.5
		-10.4%	-3.3%	-8.4%	5.6%

CORPO B2					
R _c carotaggi	R _c calibrata	R _c (RILEM)	R _c (Gasparik)	R _c (Pascale e Di Leo)	R _c (Del Monte et al.)
42.8	43.8	48.9	45.3	47.8	41.5
		-10.4%	-3.3%	-8.4%	5.6%

CORPO C					
R _c carotaggi	R _c calibrata	R _c (RILEM)	R _c (Gasparik)	R _c (Pascale e Di Leo)	R _c (Del Monte et al.)
40.2	38.2	42.7	40.8	42.6	37.7
		-10.5%	-6.4%	-10.3%	1.3%

Anche per il corpo D si è riscontrata l'assenza di proporzionalità diretta e la bassa correlazione, malgrado ciò, con l'espressione calibrata si ottiene una resistenza media prossima a quelle ricavate adoperando le espressioni in bibliografia, con errori nella maggior parte dei casi leggermente in eccesso e quindi non cautelativi. Per i motivi precedentemente esposti, viene quindi impiegata una resistenza cubica media del calcestruzzo ricavata dai carotaggi

CORPO D					
R _c carotaggi	R _c calibrata	R _c (RILEM)	R _c (Gasparik)	R _c (Pascale e Di Leo)	R _c (Del Monte et al.)
35.7	34,5	36,1	35,8	36,7	33,5
		+4,4%	+3,7%	+6,0%	-3.1%

CORPO E

R_c carotaggi	R_c calibrata	R_c (RILEM)	R_c (Gasparik)	R_c (Pascale e Di Leo)	R_c (Del Monte et al.)
24.5	26.3	27.6	28.8	29.2	27.5
		-5.0%	-8.9%	-10.2%	-4.4%

CORPO G

R_c carotaggi	R_c calibrata	R_c (RILEM)	R_c (Gasparik)	R_c (Pascale e Di Leo)	R_c (Del Monte et al.)
31.1	27.3	27.9	28.8	29.5	27.4
		-2.1%	-5.3%	-7.4%	-0.4%

La tabella di seguito riporta i valori di resistenza del cls e del modulo elastico utilizzati per i vari Corpi:

	R_{cm} [Mpa]	f_{cm} [MPa]	E_c [Mpa]
CORPO B1	42.8	35.5	32189
CORPO B2	42.8	35.5	32189
CORPO C	40.2	33.3	31569
CORPO D	35.7	29.6	30475
CORPO E	25.8	21.44	27120
CORPO G	28.3	23.46	28411

3.3.4.2 Acciaio

In assenza di prove condotte sugli acciai effettivamente impiegati all'epoca di costruzione, si fa riferimento ai dati disponibili nella relazione di calcolo. A tal proposito, nei calcoli si sono assunti i seguenti valori per la tensione di snervamento:

	f_{ym} [MPa]
CORPO B1	480.0
CORPO B2	480.0
CORPO C	480.0

CORPO D	480.0
CORPO E	375.0
CORPO G	375.0

3.3.5 Terreno di fondazione

In assenza di specifiche indagini in sito, la caratterizzazione sismica del terreno di fondazione è stata ricavata sulla base delle risultanze del "Progetto Microzonazione Sismica L' Aquila" a cura dell' Università degli Studi dell' Aquila e della Protezione Civile. I dati così ricavati dovranno essere confortati da indagini specifiche sul sito in oggetto.

Dalla carta gravimetrica il cui estratto si riporta nella Figura 3-63, si evince che il V_{S_MEDIO} del sito in oggetto è compreso tra i 350 m/s e gli 800 m/s, cui corrisponde una classificazione del sottosuolo come categoria sismica B.

Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, delle Acque e del Terreno Università degli Studi dell'Aquila		Protezione Civile Nazionale		 			
Progetto Microzonazione Sismica L'Aquila Maggio - Dicembre 2009		Coordinatore: Prof. Marco Talini		Dott. Geol. Giovanni De Calchi Prof. Michele Di Filippo Dott. Geol. Maria Di Iacopo Dott. Geol. Paolo Zaffro			
Macroarea 1 (L'Aquila centro - S. Eia)							
CARTA GEOGRAVIMETRICA							
SCALA 1: 6.000							
Unità	Sigla	Litologia	Densità (peso di volume) kN/m ³	Vs (m/s)	Unità geogravimetriche	Densità media	Vs media
Colluvi	Ci	Lim.	17	150	QI	19.00	500
Depositi di fango	Di	sabbioso argilloso ghiaia-sabbioso	16	150			
Alluvioni attuali	Al	Altianza di ghiaia sabbiosa e siti argilloso- sabbiosi	19	350			
Conoidi del M. Pettino	Co	Breccia calcarea cementata	22	800			
Alluvioni terrazzate del F. Vastola	At	Ghiaie sabbiose calcio-cementate	19.5	350			
Depositi lacustri antichi Ausci	Lac	Lim. argillosi alternati a livelli di sabbie	19	300			
Breccie dell'Aquila Ausci	Br	Breccia calcarea da calcinacci cementata e fess.	24	800	BR	24.00	800
Fischi	Fi	Arenarie	24	1000	FL	24.00	1000
Calcani meso-cenozoici	Cal	Calcani	26	2200	RC	26.00	2000

Figura 3-63 – Estratto della carta gravimetrica del Centro Storico dell'Aquila

3.3.6 Valutazione dell'azione sismica

Note le coordinate di latitudine e longitudine del complesso, le caratteristiche topografiche, la categoria di sottosuolo e la classe d'uso, sono stati ricercati i parametri sismici necessari alla valutazione dalla domanda di accelerazione sismica e dello spostamento.

Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	III
Longitudine	13.3713
Latitudine	42.3660
Categoria suolo	B
Coefficiente topografico	1
Tr (SLV)	712
ag [g] (SLV)	0.300
Fo [-] (SLV)	2.360
T*c [s] (SLV)	0.356
PGA [g] (SLV)	0.334

Nella Figura 3-64 si riporta lo spettro di accelerazione elastico.

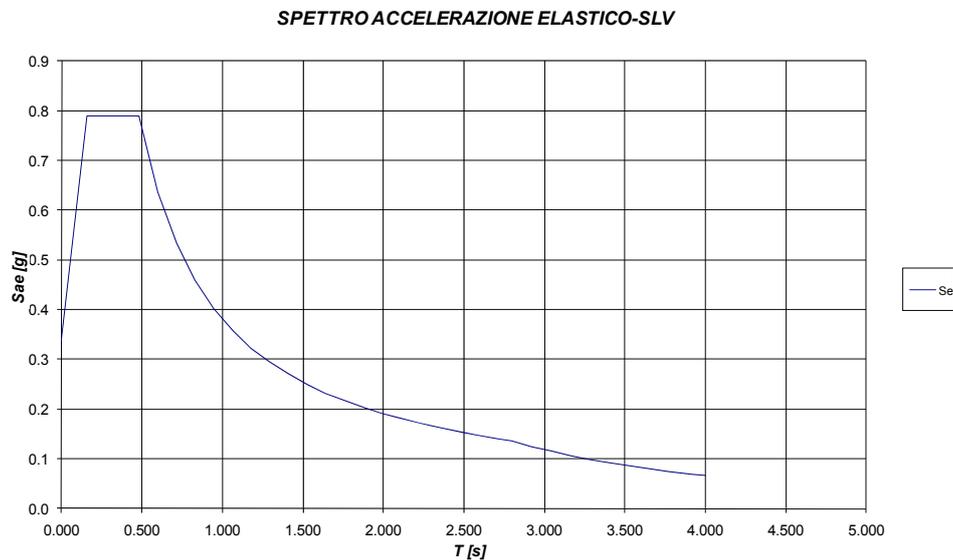


Figura 3-64 –spettro di accelerazione elastico.

3.3.7 Modellazione

Il modello, di tipo spaziale, è stato realizzato attraverso l'ausilio del programma di calcolo SAP2000, ed è definito dalla linea d'asse degli elementi.

Per tenere conto della rigidità del pannello nodale, gli estremi di travi e pilastri, per una lunghezza pari ai tratti direttamente interessati dal pannello di intersezione, sono stati modellati con braccetti rigidi.

Ad ogni impalcato è stato assegnato un vincolo di tipo constraint diaphragm per tenere conto della elevata rigidità del solaio nel proprio piano. Tale assunzione è giustificata dal fatto che i solai hanno la soletta da 5 cm.

3.3.8 Calcolo delle proprietà dinamiche

Per il calcolo delle caratteristiche dinamiche della struttura è stata considerata la combinazione di carico prevista dalle NTC '08:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

dove G_1 e G_2 sono, rispettivamente, i carichi strutturali e i carichi permanenti non strutturali, Q_{kj} è il carico accidentale come definito nel § 3.1.7.2 e ψ_{2j} è il coefficiente di combinazione pari a 0,6 (Tabella 2.5.I NTC, Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento).

Di seguito si riportano le tabelle con i rapporti di massa partecipante per tutti i corpi di fabbrica, utili per stabilire le distribuzioni di forze da adottare nei casi in cui si eseguono analisi di pushover, e per stabilire il numero di modi necessari per l'esecuzione delle analisi dinamiche lineari, per i corpi di fabbrica per cui non è possibile utilizzare il metodo di pushover.

CORPO B1

Rapporti di Massa Partecipante							
MODO	Periodo	UX	UY	UZ	SommaUX	SommaUY	SommaUZ
-	Sec	%	%	%	%	%	%
1	0.215105	3.40%	18.00%	0.00%	3.40%	18.00%	0.00%
2	0.185255	1.55%	16.00%	0.00%	4.94%	34.00%	0.00%
3	0.165288	5.64%	2.55%	0.00%	11.00%	37.00%	0.00%
4	0.137486	14.00%	0.19%	0.00%	24.00%	37.00%	0.00%
5	0.12519	0.17%	0.87%	0.00%	24.00%	38.00%	0.01%
6	0.095763	1.75%	3.49%	0.01%	26.00%	41.00%	0.02%
7	0.091483	0.01%	4.66%	0.00%	26.00%	46.00%	0.02%
8	0.072184	0.02%	0.09%	0.00%	26.00%	46.00%	0.02%

9	0.067569	0.00%	0.01%	0.00%	26.00%	46.00%	0.02%
10	0.215105	3.40%	18.00%	0.00%	3.40%	18.00%	0.00%
11	0.185255	1.55%	16.00%	0.00%	4.94%	34.00%	0.00%
---	---	---	---	---	---	---	---
66	0.014188	4.66%	0.03%	1.74%	88.00%	89.00%	62.00%

CORPO B2

Rapporti di Massa Partecipante							
MODO	Periodo	UX	UY	UZ	SommaUX	SommaUY	SommaUZ
-	Sec	%	%	%	%	%	%
1	0.151746	0.00%	0.01%	0.52%	0.00%	0.01%	0.52%
2	0.148224	0.14%	26.00%	0.00%	0.14%	26.00%	0.52%
3	0.120202	32.00%	0.69%	0.00%	32.00%	27.00%	0.52%
4	0.11625	0.03%	0.39%	0.04%	32.00%	27.00%	0.56%
5	0.10766	17.00%	1.11%	0.04%	49.00%	28.00%	0.60%
6	0.102358	2.34%	0.83%	0.87%	52.00%	29.00%	1.46%
7	0.094833	5.54%	0.00%	0.41%	57.00%	29.00%	1.88%
8	0.076522	0.02%	0.08%	0.04%	57.00%	29.00%	1.92%
9	0.075198	0.02%	1.86%	0.01%	57.00%	31.00%	1.93%
10	0.065003	1.96%	2.55%	0.25%	59.00%	34.00%	2.17%
11	0.062877	5.89%	0.14%	0.12%	65.00%	34.00%	2.30%
---	---	---	---	---	---	---	---
66	0.020907	0.22%	0.15%	0.19%	90.00%	85.00%	23.00%

CORPO C

Rapporti di Massa Partecipante							
MODO	Periodo	UX	UY	UZ	SommaUX	SommaUY	SommaUZ
-	Sec	%	%	%	%	%	%
1	0.559937	57.00%	0.01%	0.00%	57.00%	0.01%	0.00%
2	0.484217	0.02%	33.00%	0.00%	57.00%	33.00%	0.00%
3	0.197727	0.00%	17.00%	0.01%	57.00%	50.00%	0.01%

CORPO D

Rapporti di Massa Partecipante							
MODO	Periodo	UX	UY	UZ	SommaUX	SommaUY	SommaUZ
-	Sec	%	%	%	%	%	%
1	0.407584	0.19%	58.00%	0.00%	0.19%	58.00%	0.00%
2	0.302708	64.00%	1.25%	0.00%	64.00%	59.00%	0.01%
3	0.26289	4.79%	6.12%	0.00%	69.00%	66.00%	0.01%
4	0.129951	0.12%	0.00%	0.00%	69.00%	66.00%	0.98%

5	0.125142	0.13%	2.78%	0.00%	69.00%	68.00%	0.98%
6	0.120776	0.02%	0.01%	0.00%	69.00%	68.00%	1.08%
7	0.101065	5.23%	0.04%	0.00%	74.00%	68.00%	1.09%
8	0.090902	0.00%	1.74%	0.00%	74.00%	70.00%	1.54%
9	0.090525	0.23%	0.27%	0.00%	74.00%	70.00%	4.77%
10	0.077462	0.18%	0.00%	0.00%	75.00%	70.00%	6.49%
11	0.076739	0.71%	0.02%	0.00%	75.00%	70.00%	7.05%
---	---	---	---	---	---	---	---
55	0.044584	0.00%	2.02%	2.20%	90.00%	87.00%	59.00%

CORPO E

Rapporti di Massa Partecipante							
MODO	Periodo	UX	UY	UZ	SommaUX	SommaUY	SommaUZ
-	Sec	%	%	%	%	%	%
1	0.898119	0.35%	77.00%	0.00%	0.35%	77.00%	0.00%
2	0.585008	14.00%	4.01%	0.00%	14.00%	81.00%	0.00%
3	0.537258	0.26%	0.01%	0.00%	15.00%	82.00%	0.00%
4	0.459657	64.00%	0.01%	0.00%	78.00%	82.00%	0.00%

CORPO G

Rapporti di Massa Partecipante							
MODO	Periodo	UX	UY	UZ	SommaUX	SommaUY	SommaUZ
-	Sec	%	%	%	%	%	%
1	0.552977	0.17%	73.00%	0.00%	0.17%	73.00%	0.00%
2	0.493313	48.00%	0.42%	0.00%	48.00%	73.00%	0.00%
3	0.352023	21.00%	0.00%	0.00%	69.00%	73.00%	0.00%

Di seguito si riportano le deformate relative ai tre modi principali di vibrazione di tutti i corpi di fabbrica.

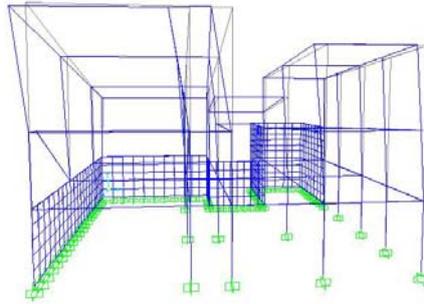
CORPO B1

Figura 3-65 - vista 3D della deformata del modo in direzione Y

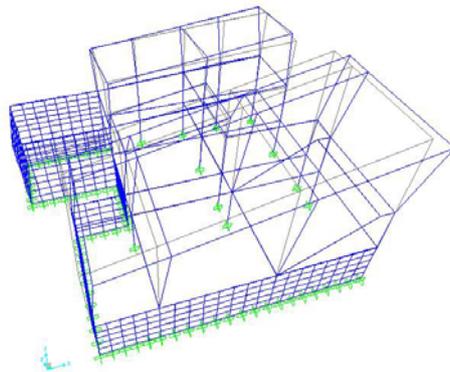


Figura 3-66 - vista 3D della deformata del modo in direzione X

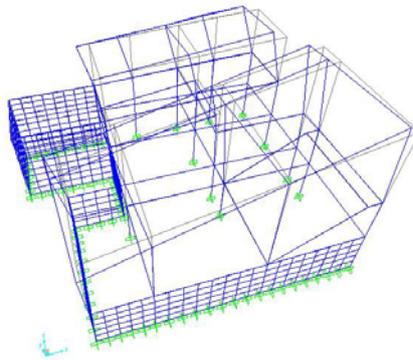


Figura 3-67 - vista 3D della deformata del modo torsionale

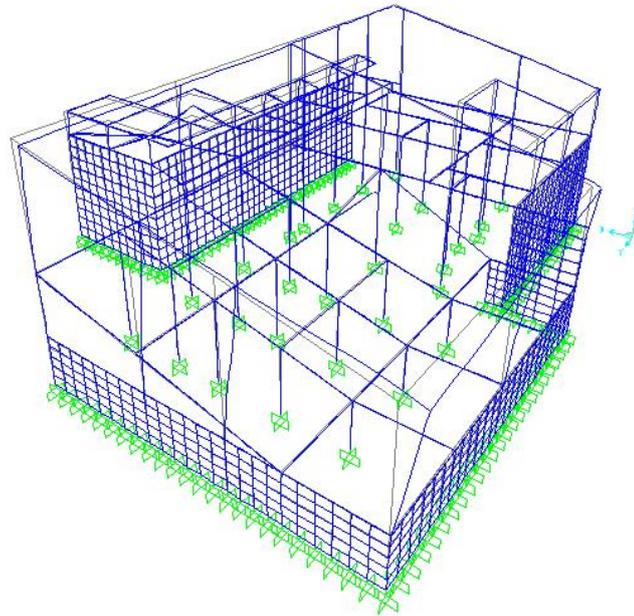
CORPO B2

Figura 3-68 - vista 3D della deformata del modo in direzione X

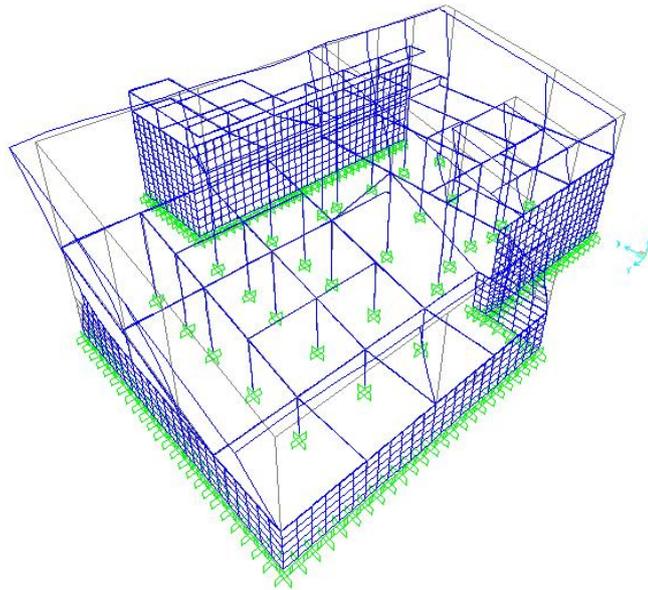


Figura 3-69 - vista 3D della deformata del modo in direzione Y

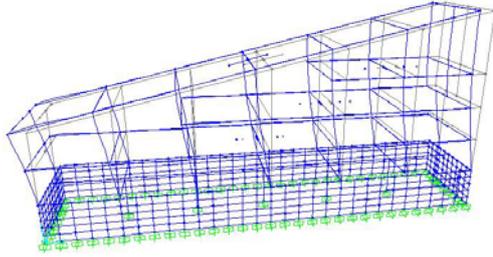
CORPO C

Figura 3-70 - vista 3D della deformata del modo in direzione X



Figura 3-71 - vista in pianta della deformata del modo direzione in X (piano1)

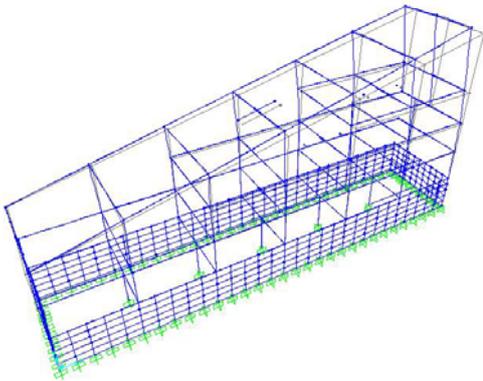


Figura 3-72 - vista 3D della deformata del modo in direzione Y

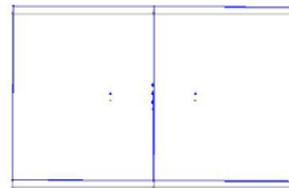


Figura 3-73 - vista in pianta della deformata del modo direzione in X (piano4)

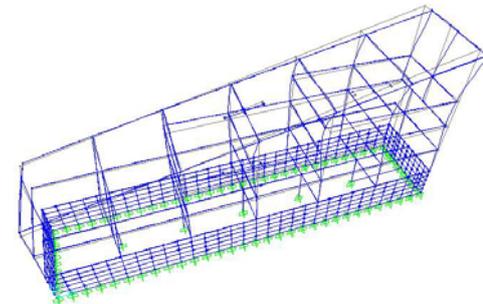


Figura 3-74 - vista 3D della deformata del modo torsionale

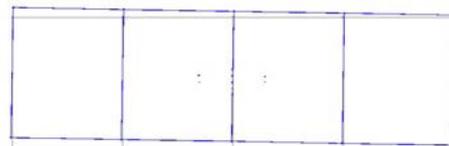


Figura 3-75 - vista piana della deformata del modo torsionale (piano 3)

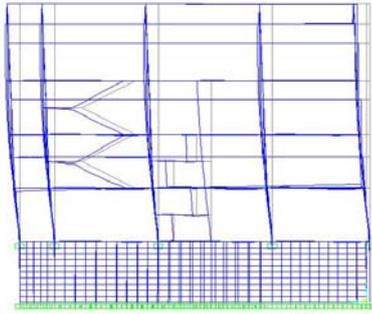
CORPO D

Figura 3-76 - vista 3D della deformata del modo in direzione Y

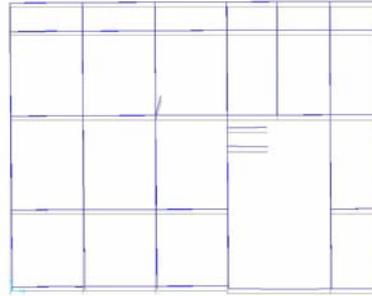


Figura 3-77 - vista in pianta della deformata del modo in direzione Y

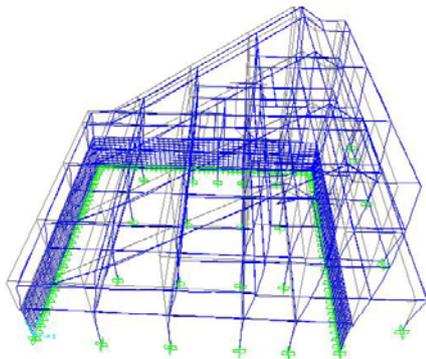


Figura 3-78 - vista 3D della deformata del modo in direzione X

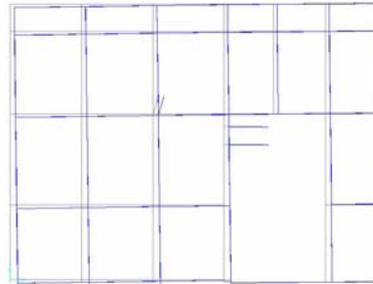


Figura 3-79 - vista in pianta della deformata del modo direzione in X

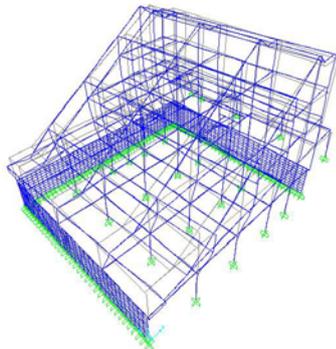


Figura 3-80 - vista 3D della deformata del modo torsionale

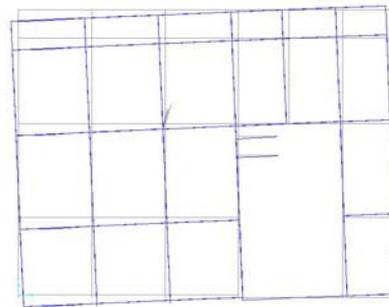


Figura 3-81 - vista piana della deformata del modo torsionale

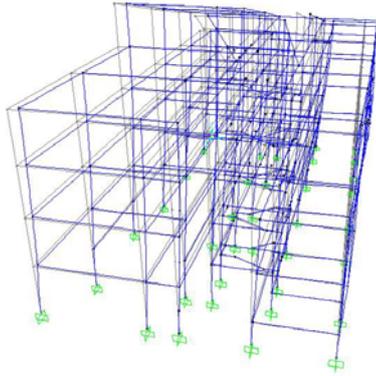
CORPO E

Figura 3-82 - vista 3D della deformata del modo in direzione Y

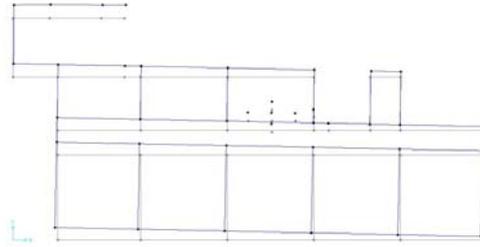


Figura 3-83 - vista in pianta della deformata del modo in direzione Y

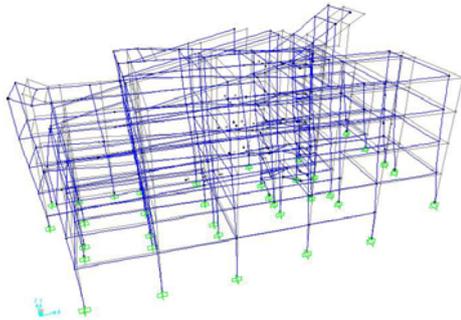


Figura 3-84 - vista 3D della deformata del modo in direzione X

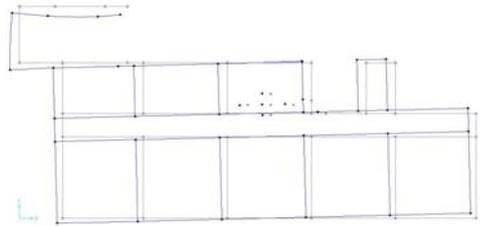


Figura 3-85 - vista in pianta della deformata del modo direzione in X

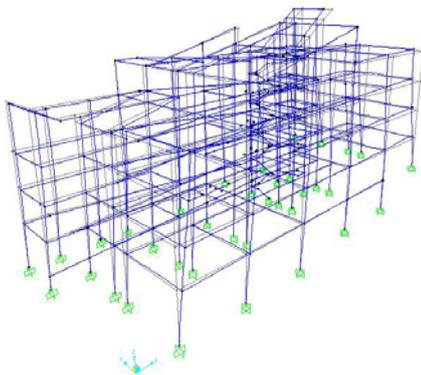


Figura 3-86 - vista 3D della deformata del modo torsionale

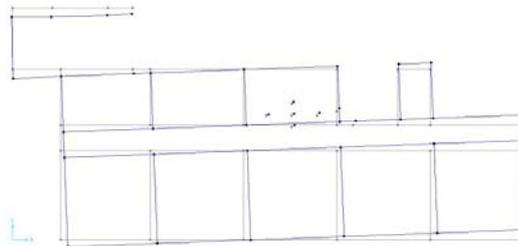


Figura 3-87 - vista piana della deformata del modo torsionale

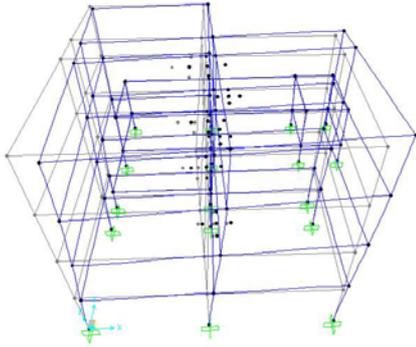
CORPO G

Figura 3-88 - vista 3D della deformata del modo in direzione X

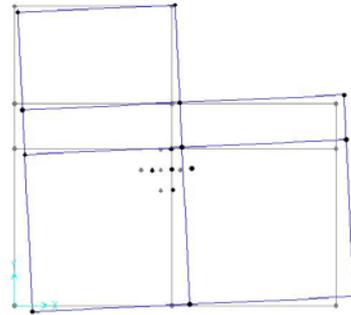


Figura 3-89 - vista in pianta della deformata del modo direzione in X

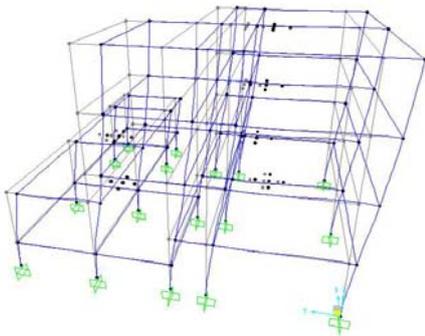


Figura 3-90 - vista 3D della deformata del modo in direzione Y

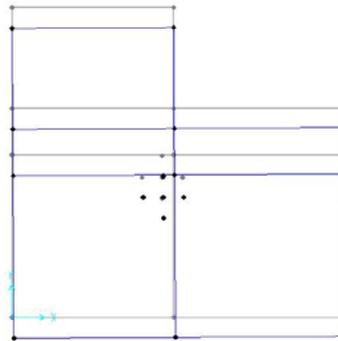


Figura 3-91 - vista in pianta della deformata del modo in direzione Y

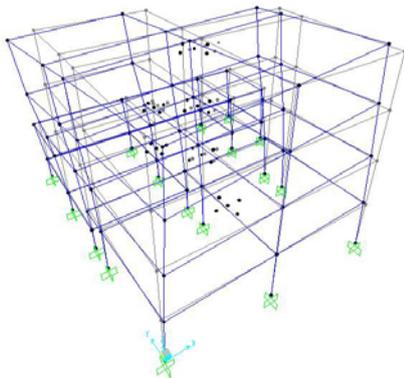


Figura 3-92 - vista 3D della deformata del modo torsionale

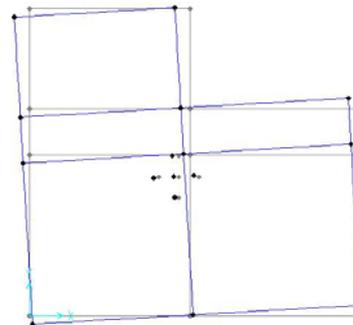


Figura 3-93 - vista piana della deformata del modo torsionale

3.3.9 Metodo di analisi

Il metodo di analisi adottato per la verifica sismica dei **Corpi C, E e G** è l'analisi statica non lineare (pushover), con un modello a plasticità concentrata negli estremi degli elementi trave e colonna. Le analisi di pushover sono state eseguite separatamente nelle due direzioni X e Y, per ognuna delle quali sono state applicate due distribuzioni di forze diverse, l'una proporzionale al modo principale di vibrazione nella specifica direzione (Gruppo 1), l'altra proporzionale alle masse (Gruppo 2). Tenendo conto che il verso di applicazione delle forze deve essere positivo e negativo, e che l'eccentricità accidentale da considerare raddoppia i casi di analisi, sono state eseguite un totale di 16 analisi di pushover.

Mediante l'analisi di pushover si ottiene la curva di capacità della struttura che riporta il valore del taglio alla base in funzione dello spostamento di un punto di controllo, posizionato nel centro di massa dell'ultimo impalcato.

L'obiettivo della presente valutazione sismica è quello di individuare, per ogni pushover:

- i valori delle accelerazioni che comportano, in un qualsiasi elemento resistente, la formazione di un meccanismo di tipo fragile o duttile;
- la valutazione dell'indicatore di rischio (α_{UV}) definito nel paragrafo 2.9;
- il numero di travi, pilastri e nodi che raggiungono la crisi fragile per l'accelerazione sismica di domanda con il corrispondente rapporto capacità/domanda;
- Il rapporto capacità/domanda in termini di spostamento per il meccanismo di crisi di tipo duttile.

Il metodo di analisi adottato per la verifica sismica dei **Corpi B1, B2 e D** è l'analisi dinamica lineare, in quanto, per detti corpi di fabbrica, non si raggiungono le condizioni minime previste per l'applicabilità della pushover.

Corpo C

Il corpo C presenta una massa partecipante del modo di vibrare fondamentale lungo y del 33% per cui si è considerato per il Gruppo1 una distribuzione corrispondente ai tagli di piano calcolati da un'analisi dinamica lineare, ed una distribuzione derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione, per il Gruppo2.

La massa partecipante del modo di vibrare fondamentale lungo x è del 33% per cui si è considerato per il Gruppo1 una distribuzione corrispondente ai tagli di piano calcolati da un'analisi dinamica lineare e per il Gruppo 2 una distribuzione derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione.

Corpo E

Il corpo E presenta una massa partecipante del modo di vibrare fondamentale lungo y del 76% per cui è stato possibile utilizzare una distribuzione proporzionale alle forze statiche per il Gruppo 1, ed una distribuzione derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione, per il Gruppo2.

La massa partecipante del modo di vibrare fondamentale lungo x è del 62% per cui si è considerato per il Gruppo1 una distribuzione corrispondente ai tagli di piano calcolati da un'analisi dinamica lineare verificando preventivamente che $T > T_c$, e per il Gruppo 2 una distribuzione derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione. Per la distribuzione del Gruppo 1, è stata condotta sulla struttura un'analisi dinamica lineare al fine di risalire alla distribuzione dei tagli di piano, la quale è stata normalizzata rispetto al valore massimo, valutando $T=0.49$ risulta maggiore di $T_c=0.481$.

Corpo G

Il corpo G presenta una massa partecipante del modo di vibrare fondamentale lungo y del 73% per cui si è considerato per il Gruppo1 una distribuzione corrispondente ai tagli di piano calcolati da un'analisi dinamica lineare, ed una distribuzione derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione, per il Gruppo2.

La massa partecipante del modo di vibrare fondamentale lungo x è del 48% per cui si è considerato per il Gruppo1 una distribuzione corrispondente ai tagli di piano calcolati da un'analisi dinamica lineare e per il Gruppo 2 una distribuzione derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione.

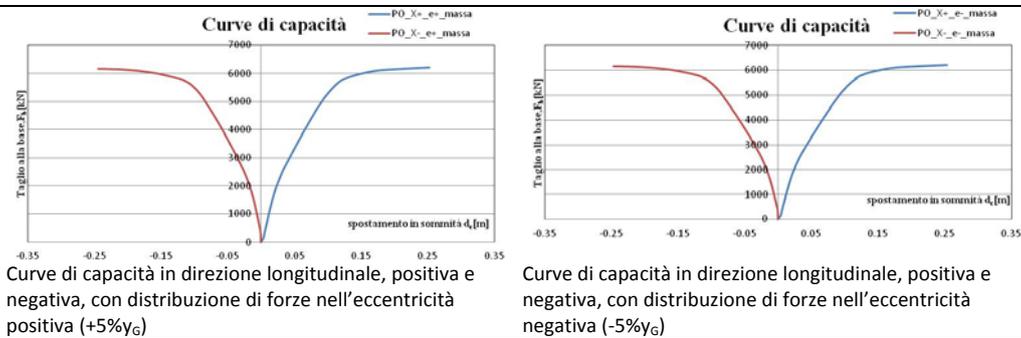
3.3.10 Risultati delle analisi di pushover

Le analisi di pushover sono state condotte fino ad uno spostamento del nodo di controllo tale da innescare, in un qualsiasi elemento, una rotazione rispetto alla corda pari ai $\frac{3}{4}$ della rotazione detta ultima per il meccanismo di tipo duttile, oppure in corrispondenza dell'attivazione di un meccanismo di piano.

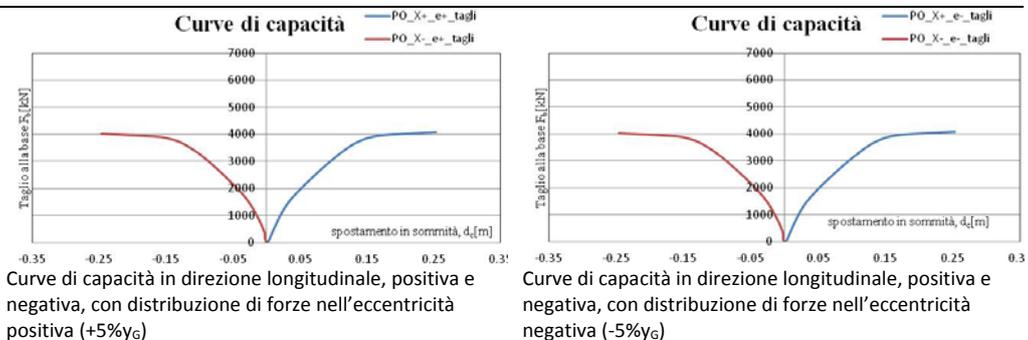
Nelle figure che seguono si riportano le curve di capacità corrispondenti a ciascuna delle 16 analisi.

Corpo C

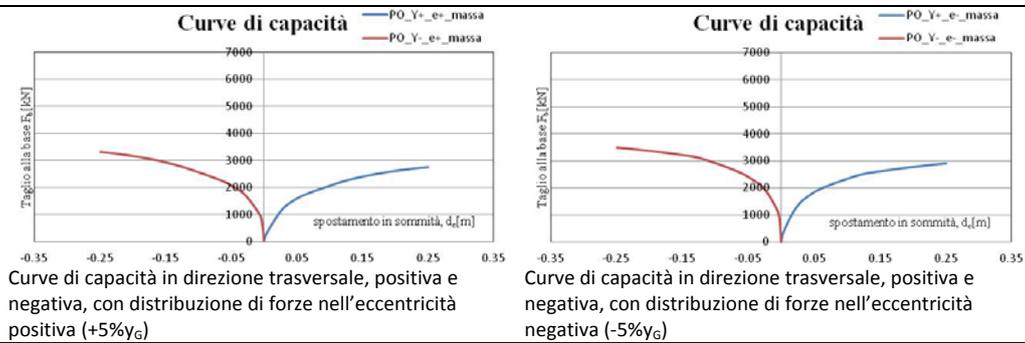
Distribuzione di forze proporzionali alle masse: curve di capacità in direzione longitudinale X



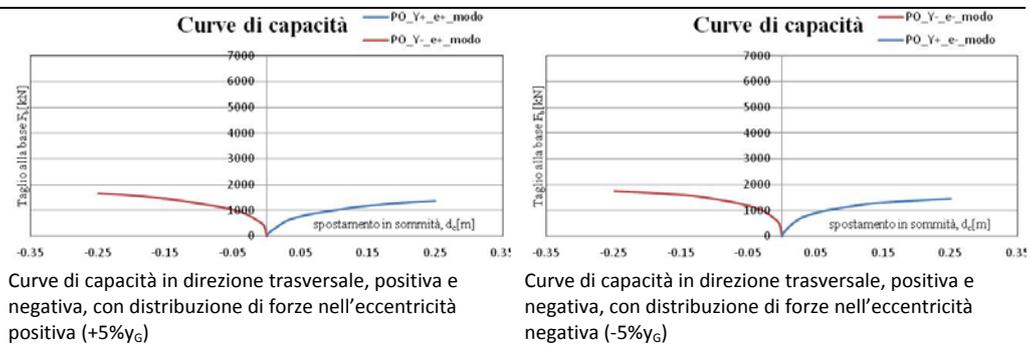
Distribuzione di forze proporzionali ai tagli di piano: curve di capacità in direzione longitudinale X



Distribuzione di forze proporzionali alle masse: curve di capacità in direzione
trasversale Y

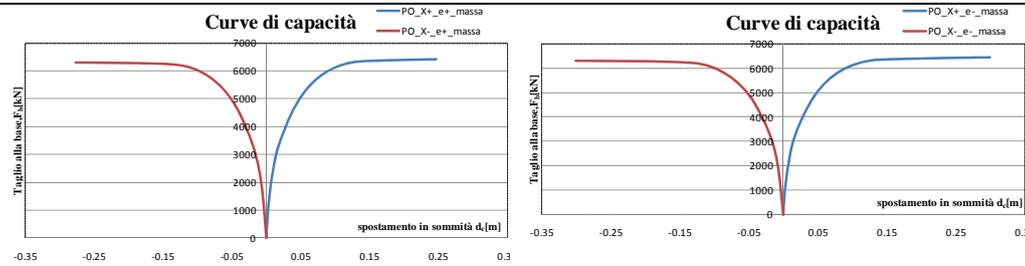


Distribuzione di forze proporzionali ai tagli di piano: curve di capacità in direzione
trasversale Y



CORPO E

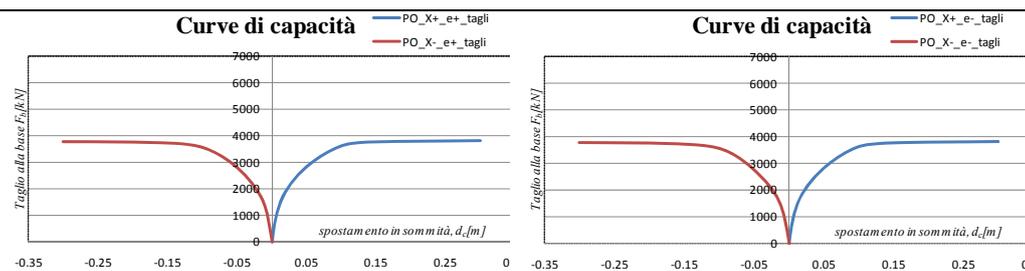
Distribuzione di forze proporzionali alle masse: curve di capacità in direzione
longitudinale X



Curve di capacità in direzione longitudinale, positiva e
negativa, con distribuzione di forze nell'eccentricità
positiva (+5% y_G)

Curve di capacità in direzione longitudinale, positiva e
negativa, con distribuzione di forze nell'eccentricità
negativa (-5% y_G)

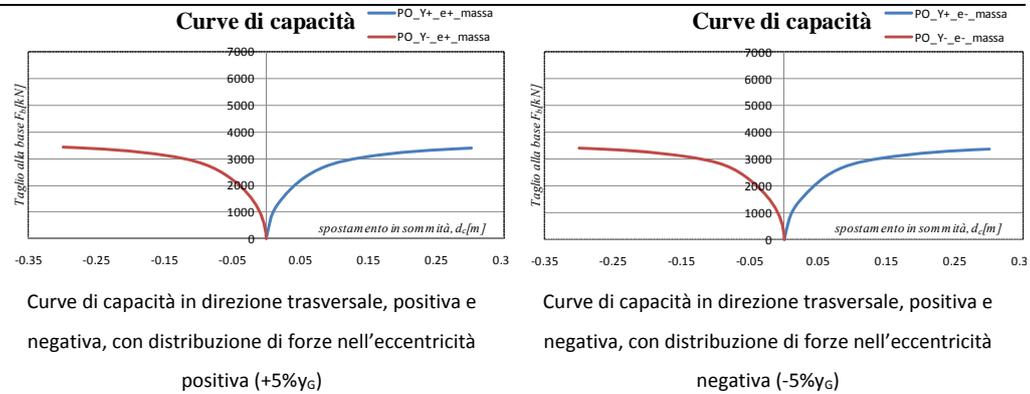
Distribuzione di forze proporzionali ai tagli di piano: curve di capacità in direzione
longitudinale X



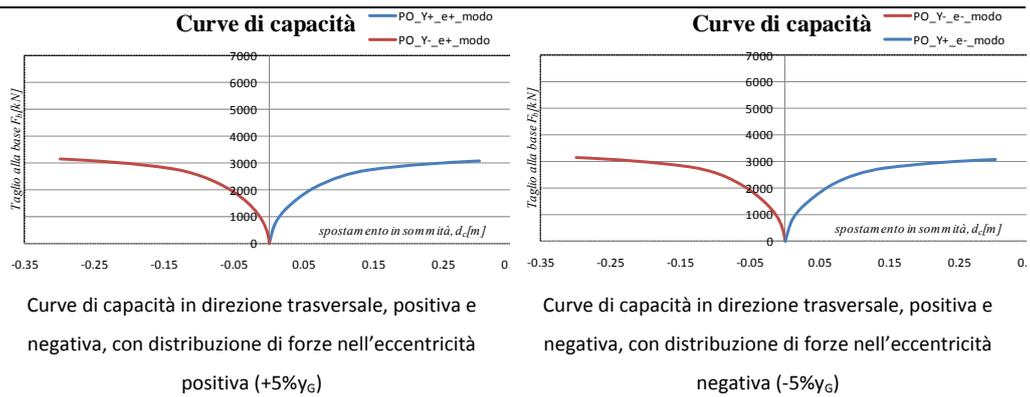
Curve di capacità in direzione longitudinale, positiva e
negativa, con distribuzione di forze nell'eccentricità
positiva (+5% y_G)

Curve di capacità in direzione longitudinale, positiva e
negativa, con distribuzione di forze nell'eccentricità
negativa (-5% y_G)

Distribuzione di forze proporzionali alle masse: curve di capacità in direzione trasversale Y

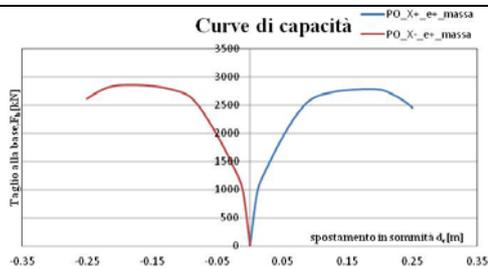


Distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione: curve di capacità in direzione trasversale Y

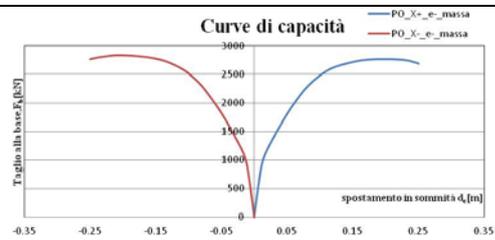


CORPO G

Distribuzione di forze proporzionali alle masse: curve di capacità in direzione
longitudinale X

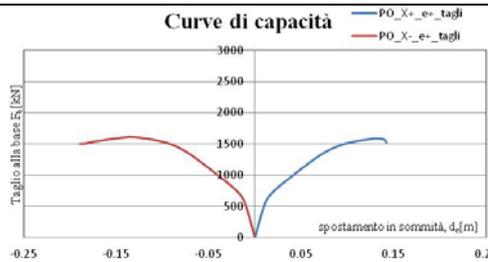


Curve di capacità in direzione longitudinale, positiva e negativa, con distribuzione di forze nell'eccentricità positiva (+5% y_G)

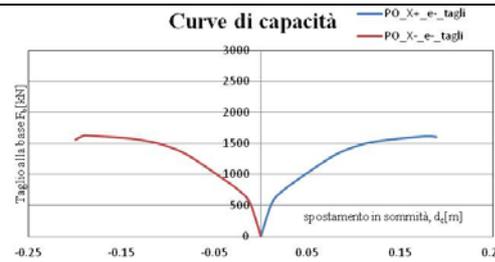


Curve di capacità in direzione longitudinale, positiva e negativa, con distribuzione di forze nell'eccentricità negativa (-5% y_G)

Distribuzione di forze proporzionali ai tagli di piano: curve di capacità in direzione
longitudinale X

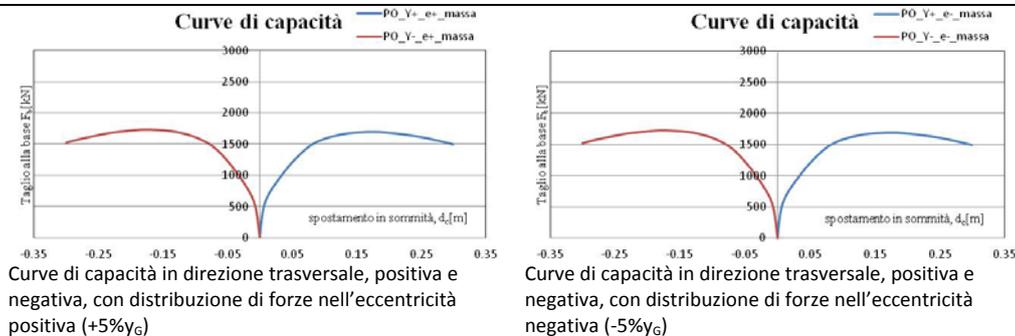


Curve di capacità in direzione longitudinale, positiva e negativa, con distribuzione di forze nell'eccentricità positiva (+5% y_G)

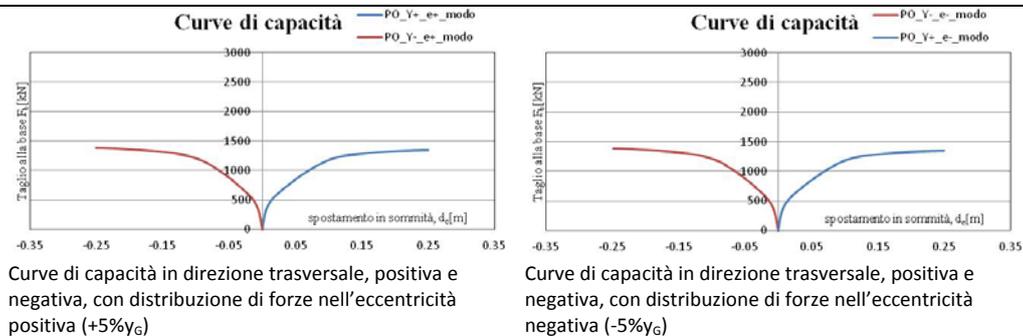


Curve di capacità in direzione longitudinale, positiva e negativa, con distribuzione di forze nell'eccentricità negativa (-5% y_G)

Distribuzione di forze proporzionali alle masse: curve di capacità in direzione trasversale Y



Distribuzione di forze proporzionali ai tagli di piano: curve di capacità in direzione trasversale Y



3.3.10.1 Meccanismi di crisi duttile

I risultati relativi alle verifiche in spostamento allo SLV sono riassunte nelle seguenti tabelle, in cui:

d_c	capacità in termini di spostamento;
d_d	spostamento di domanda;
d_c / d_d	rapporto capacità domanda in termini di spostamento;
step d_c	step di analisi in corrispondenza del quale si raggiunge una rotazione pari $\theta=3/4\theta_u$ in un elemento;
step d_d	step di analisi in corrispondenza del quale si raggiunge la domanda in termini di spostamento;

elem. $\theta=3/4\theta_u$ elemento sul quale si raggiunge una rotazione pari $\theta=3/4\theta_u$ in un elemento;

T^* periodo elastico del sistema bilineare $T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$ con $m^* = \Phi^T M \tau$ e k^* = rigidezza del tratto elastico della bilineare.

Tabella 3-13 – Verifiche duttili allo SLV (Corpo C)

	dc [cm]	dd [cm]	dc/dd	α_{UV}	step dc	step dd	elem. crisi flessione	T^*
Poy+_e+_masse	17.50	10.63	1.65	123%	139	84	-	0.84
POy-_e+_masse	18.20	8.47	2.15	138%	145	68	-	0.67
Poy+_e-_masse	17.50	9.37	1.87	121%	139	75	-	0.74
Poy-_e-_masse	18.00	7.21	2.50	138%	123	43	-	0.57
Poy+_e+_modo	18.70	15.58	1.20	109%	149	126	-	1.24
POy-_e+_modo	19.80	12.67	1.56	135%	159	91	-	1.01
Poy+_e-_modo	18.10	13.46	1.35	124%	144	108	-	1.07
Poy-_e-_modo	18.80	10.53	1.79	135%	150	84	-	0.84
Pox+_e+_masse	15.10	9.12	1.66	122%	119	71	-	0.75
POx-_e+_masse	14.50	8.44	1.72	126%	118	70	-	0.70
Pox+_e-_masse	15.10	9.13	1.65	123%	119	71	-	0.75
Pox-_e-_masse	14.50	8.44	1.72	124%	118	66	-	0.70
Pox+_e+_modo	21.00	12.27	1.71	135%	166	96	-	1.01
POx-_e+_modo	20.50	11.45	1.79	135%	166	93	-	0.95
Pox+_e-_modo	21.00	12.28	1.71	135%	166	96	-	1.02
Pox-_e-_modo	20.50	11.45	1.79	135%	166	93	-	0.95

La capacità in termini di spostamento risulta sempre superiore alla corrispondente domanda.

Tabella 3-14 – Verifiche duttili allo SLV (**Corpo E**)

	dc [cm]	dd [cm]	dc/dd	α_{UV}	step dc	step dd	elem. crisi flessione	T*
Poy+_e+_massa	5	13.83	0.36	53%	34	92	P-2025_1	1.11
POy-_e+_massa	4.9	13.42	0.37	45%	34	89	P-2025_1	1.07
Poy+_e-_massa	5.6	15.17	0.37	53%	38	96	P-2025_1	1.21
Poy-_e-_massa	4.9	13.46	0.36	54%	36	90	P-2025_1	1.08
Poy+_e+_modo	5.9	15.68	0.38	43%	39	104	P-2025_1	1.25
POy-_e+_modo	5.6	15.10	0.37	49%	38	101	P-2025_1	1.21
Poy+_e-_modo	6.4	16.13	0.40	48%	44	107	P-2025_1	1.23
Poy-_e-_modo	5.9	15.17	0.39	49%	41	101	P-2025_1	1.21
Pox+_e+_massa	4.5	8.07	0.56	55%	29	53	P_1020_1 P_1020_2	0.63
POx-_e+_massa	4.7	8.41	0.56	55%	30	55	P-2025_2	0.66
Pox+_e-_massa	4.6	8.16	0.56	57%	31	55	P-2024_4	0.64
POx-_e-_massa	4.8	8.57	0.56	56%	31	56	P-2024_4	0.67
Pox+_e+_modo	4.5	10.94	0.41	55%	32	73	P-2024_4	0.85
POx-_e+_modo	4.9	11.53	0.42	53%	32	76	P-2026_2 P-2025_2 P-2024_4	0.90
Pox+_e-_modo	4.6	11.05	0.42	55%	31	74	P-2024_4	0.86
Pox-_e-_modo	5.2	11.78	0.44	53%	35	78	P-2026_2 2025_2 2024_4	0.92

La capacità in termini di spostamento presenta un indicatore di rischio minimo pari al 43%.

Tabella 3-15 – Verifiche duttili allo SLV (Corpo G)

	dc [cm]	dd [cm]	dc/dd	α_{UV}	step dc	step dd	elem. crisi flessione	T*
Poy+_e+_masse	11.40	11.04	1.03	>100%	76	43	-	0.85
POy-_e+_masse	11.40	10.97	1.04	>100%	76	73	-	0.84
Poy+_e-_masse	11.50	11.06	1.04	>100%	77	74	-	0.85
Poy-_e-_masse	11.40	11.00	1.04	>100%	76	73	-	0.84
Poy+_e+_modo	16.10	14.09	1.14	>100%	129	113	-	1.08
POy-_e+_modo	16.20	13.90	1.17	>100%	129	111	-	1.07
Poy+_e-_modo	16.10	14.09	1.14	>100%	129	113	-	1.08
Poy-_e-_modo	16.30	13.91	1.17	>100%	130	111	-	1.07
Pox+_e+_masse	11.50	8.45	1.36	>100%	92	68	-	0.68
POx-_e+_masse	11.50	8.35	1.38	>100%	92	67	-	0.67
Pox+_e-_masse	9.40	8.47	1.11	>100%	75	68	-	0.68
Pox-_e-_masse	9.40	8.40	1.12	>100%	75	67	-	0.67
Pox+_e+_modo	11.40	11.11	1.03	>100%	91	89	-	0.89
POx-_e+_modo	11.80	11.04	1.07	>100%	124	116	-	0.88
Pox+_e-_modo	15.70	11.26	1.39	>100%	124	90	-	0.90
Pox-_e-_modo	15.70	12.06	1.30	>100%	126	97	-	0.96

La capacità in termini di spostamento risulta sempre superiore alla corrispondente domanda.

3.3.10.2 Meccanismi di crisi fragile

Per i meccanismi di tipo fragile, sono state eseguite due gruppi di verifiche a valle delle analisi pushover. Il primo gruppo riguarda le verifiche in corrispondenza di un taglio alla base dovuto all'accelerazione di domanda. Il risultato di tali verifiche consente di determinare e quantificare gli elementi sui quali si attinge un meccanismo di crisi di tipo fragile.

Il secondo gruppo riguarda le verifiche per un taglio alla base crescente fino all'attivazione del primo meccanismo fragile. In tale modo è stato possibile individuare i livelli di input sismico per cui si attingono i primi meccanismi di crisi. Gli esiti di tali verifiche sono riportate nelle schede di sintesi, "scheda PGA_{CLV} ".

I dati relativi alle verifiche per i meccanismi fragili sono riassunti nelle tabelle riportate di seguito; nella seconda colonna di tali tabelle vi è riportata anche la verifica per il meccanismo duttile.

Corpo C

In Tabella 3-4 sono riportati i valori degli indicatori di rischio minimi relativi alle 16 analisi di pushover in relazione ai meccanismi di crisi fragile/duttile.

Tabella 3-16 – Minimi rapporti di α_{UV} (o I_R) per meccanismi duttili e fragili per SLV.

	RAPPORTI CAPACITA/DOMANDA IN TERMINI DI I_R								
	SPOSTAMENTO (DUTTILE)	NODI (FRAGILE)		TAGLIO PILASTRI (FRAGILE)				TAGLIO TRAVI (FRAGILE)	
		Trazione	Compressione	EC8 (μ_{Δ}^{pl} max) dir. X	EC8 (μ_{Δ}^{pl} max) dir. Y	NTC $\vartheta=45^\circ$ dir. X	NTC $\vartheta=45^\circ$ dir. Y	EC8 (μ_{Δ}^{pl} max)	NTC $\vartheta=45^\circ$
Pox+_e+_masse	122%	56%	>100%	81%	>100%	<28%	<28%	<28%	<28%
POx-_e+_masse	126%	56%	>100%	84%	>100%	<28%	<28%	<28%	<28%
Pox+_e-_masse	123%	36%	>100%	84%	>100%	<28%	<28%	<28%	<28%
Pox-_e-_masse	124%	36%	>100%	84%	>100%	<28%	<28%	<28%	<28%
Pox+_e+_modo	135%	33%	>100%	63%	>100%	<28%	>100%	<28%	<28%
POx-_e+_modo	135%	34%	>100%	49%	>100%	<28%	>100%	<28%	<28%
Pox+_e-_modo	135%	33%	>100%	63%	>100%	<28%	>100%	<28%	<28%
Pox-_e-_modo	135%	34%	>100%	49%	>100%	<28%	>100%	<28%	<28%
Poy+_e+_masse	123%	>100%	>100%	>100%	61%	<28%	<28%	<28%	<28%
POy-_e+_masse	138%	>100%	>100%	>100%	81%	<28%	<28%	<28%	<28%
Poy+_e-_masse	121%	>100%	>100%	>100%	61%	<28%	<28%	<28%	<28%
Poy-_e-_masse	138%	>100%	>100%	>100%	82%	<28%	<28%	<28%	<28%
Poy+_e+_modo	109%	>100%	>100%	79%	>100%	24%	<28%	<28%	<28%
POy-_e+_modo	135%	89%	>100%	87%	>100%	39%	34%	<28%	<28%
Poy+_e-_modo	124%	>100%	>100%	83%	>100%	24%	<28%	<28%	<28%
Poy-_e-_modo	135%	>100%	>100%	>100%	>100%	39%	36%	<28%	<28%
MINIMO	109%	33%	>100%	49%	61%	<28%	<28%	<28%	28%

Corpo G

In Tabella 3-4 sono riportati i valori degli indicatori di rischio minimi relativi alle 16 analisi di pushover in relazione ai meccanismi di crisi fragile/duttile.

Tabella 3-18 – Minimi rapporti di α_{UV} (o I_R) per meccanismi duttili e fragili per SLV.

	RAPPORTI CAPACITA/DOMANDA IN TERMINI DI I_R								
	SPOSTAMENTO (DUTTILE)	NODI (FRAGILE)		TAGLIO PILASTRI (FRAGILE)				TAGLIO TRAVI (FRAGILE)	
		Trazione	Compressione	EC8 (μ_{Δ}^{pl} max) dir. X	EC8 (μ_{Δ}^{pl} max) dir. Y	NTC $\vartheta=45^\circ$ dir. X	NTC $\vartheta=45^\circ$ dir. Y	EC8 (μ_{Δ}^{pl} max)	NTC $\vartheta=45^\circ$
Pox+_e+_masse	>100%	38%	>100%	67%	>100%	<28%	50%	<28%	>100%
POx-_e+_masse	>100%	29%	>100%	72%	>100%	<28%	37%	<28%	77%
Pox+_e-_masse	>100%	45%	>100%	73%	>100%	<28%	<28%	<28%	61%
Pox-_e-_masse	>100%	44%	>100%	82%	>100%	<28%	<28%	<28%	58%
Pox+_e+_modo	>100%	45%	>100%	45%	>100%	<28%	25%	<28%	60%
POx-_e+_modo	>100%	45%	>100%	48%	>100%	<28%	<28%	<28%	59%
Pox+_e-_modo	>100%	53%	>100%	59%	>100%	<28%	<28%	<28%	42%
Pox-_e-_modo	>100%	52%	>100%	62%	90%	<28%	<28%	<28%	40%
Poy+_e+_masse	>100%	44%	>100%	>100%	61%	>100%	<28%	<28%	<28%
POy-_e+_masse	>100%	61%	>100%	>100%	61%	>100%	<28%	<28%	<28%
Poy+_e-_masse	>100%	43%	>100%	>100%	60%	38%	<28%	<28%	<28%
Poy-_e-_masse	>100%	59%	>100%	>100%	60%	37%	<28%	<28%	<28%
Poy+_e+_modo	>100%	47%	>100%	>100%	41%	>100%	<28%	<28%	<28%
POy-_e+_modo	>100%	51%	>100%	>100%	41%	70%	<28%	<28%	<28%
Poy+_e-_modo	>100%	45%	>100%	>100%	46%	33%	<28%	<28%	<28%
Poy-_e-_modo	>100%	48%	>100%	>100%	48%	32%	<28%	<28%	<28%
MINIMO	>100%	29%	>100%	45%	41%	<28%	<28%	<28%	<28%

3.3.11 Conclusioni Corpo C

Meccanismi di crisi duttile:

In relazione a tale tipologia di meccanismo di crisi (raggiungimento in un qualsiasi elemento di una rotazione rispetto alla corda pari a $\theta=3/4\theta_u$ oppure attivazione di un meccanismo di piano) l'edificio presenta un indicatore di rischio $\alpha_{UV}>100\%$.

Meccanismi di crisi fragile:

- *Combinazione sismica*

In relazione a tale tipologia di meccanismo di crisi (raggiungimento della resistenza a taglio, per travi e pilastri, o crisi della biella diagonale per trazione o compressione nei nodi) l'edificio presenta un indicatore di rischio $\alpha_{UV} < 28\%$.

Tale valore dell'indicatore di rischio si attinge per crisi a taglio sulle travi considerando entrambe le formulazioni NTC '08 ed EC8 e sui pilastri considerando la formulazione NTC '08. In particolare, per i pilastri, considerando la sola formulazione EC8, l'indicatore di rischio minimo è pari al 49%.

L'indicatore di rischio relativo alle verifiche di resistenza diagonale di compressione sui nodi è pari a $\alpha_{UV} > 100\%$.

L'indicatore di rischio relativo alle verifiche di resistenza diagonale di trazione sui nodi è pari a $\alpha_{UV} = 33\%$.

- *Combinazione gravitazionale (SLU)*

In relazione a tale tipologia di meccanismo di crisi l'edificio presenta un indicatore di rischio $\alpha_{UV}=0\%$ in quanto con riferimento all'analisi svolta per soli carichi gravitazionali allo SLU si riscontrano crisi per resistenza a taglio delle travi considerando entrambe le formulazioni NTC '08 ed EC8.

Quantificazione dei meccanismi di crisi duttile/fragile

Di seguito si riportano due diagrammi a barre nei quali si indicano il numero di elementi non verificati (per una o più analisi di pushover) nei confronti di meccanismi di crisi duttile/fragile, l'uno con riferimento alle azioni sismiche

di progetto (SLV) che conducono ad un $\alpha_{UV}=100\%$, l'altro con riferimento ad azioni sismiche che conducono ad un $\alpha_{UV}=80\%$. I risultati delle verifiche a taglio sulle travi e sui pilastri sono stati riportati secondo i modelli di capacità NTC '08 con $\theta=45^\circ$ e EC8 con degrado plastico massimo.

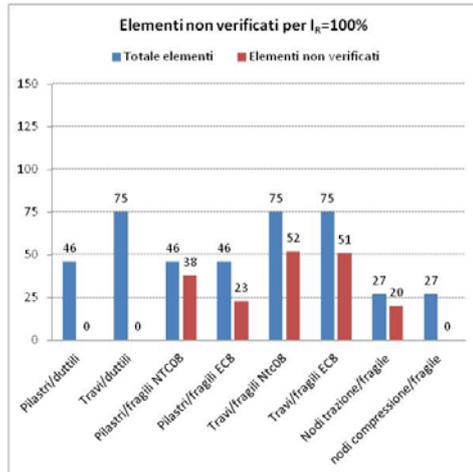


Figura 3-94 – Quadro sintetico numero di elementi non verificati per meccanismi di rottura duttile/fragile per $\alpha_{UV}=100\%$.

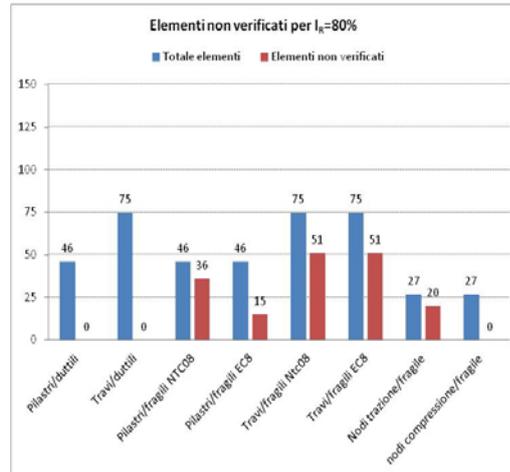


Figura 3-95 – Quadro sintetico numero di elementi non verificati per meccanismi di rottura duttile/fragile per $\alpha_{UV}=80\%$.

Da quanto riportato nelle precedenti figure, per ottenere un $\alpha_{UV}=100\%$ è necessario intervenire come di seguito riportato:

- incremento della resistenza diagonale di trazione (20 nodi);
- incremento capacità a taglio secondo il modello delle EC8 con massimo degrado (52 travi e 23 pilastri);
- incremento capacità a taglio secondo il modello delle NTC '08 con $\theta=45^\circ$ (51 travi e 38 pilastri).

Da quanto riportato nelle precedenti figure, per ottenere un $\alpha_{UV}=80\%$ è necessario intervenire come di seguito riportato:

- incremento della resistenza diagonale di trazione (20 nodi);
- incremento capacità a taglio secondo il modello delle EC8 con massimo degrado (51 travi e 15 pilastri);

- incremento capacità a taglio secondo il modello delle NTC '08 con $\theta=45^\circ$ (51 travi e 36 pilastri).

3.3.12 Conclusioni Corpo E

Meccanismi di crisi duttile:

In relazione a tale tipologia di meccanismo di crisi (raggiungimento in un qualsiasi elemento di una rotazione rispetto alla corda pari a $\theta=3/4\theta_u$ oppure attivazione di un meccanismo di piano) l'edificio presenta un indicatore di rischio $\alpha_{UV}=43\%$.

Meccanismi di crisi fragile:

- Combinazione sismica

In relazione a tale tipologia di meccanismo di crisi (raggiungimento della resistenza a taglio, per travi e pilastri, o crisi della biella diagonale per trazione o compressione nei nodi) l'edificio presenta un indicatore di rischio $\alpha_{UV} < 28\%$.

Il comportamento strutturale dell'edificio è fortemente condizionato dalla presenza di solai in soletta piena di calcestruzzo, presenti sia nel corridoio centrale che nella rampa per disabili. Infatti, questi solai avendo uno spessore di 24 cm si soletta piena comportano elevate sollecitazioni su travi pilastri e nodi. Tale peculiarità strutturale concorre anche alla formazione del meccanismo di schiacciamento per compressione della biella diagonale dei nodi trave colonna. Altre crisi per tagli dei pilastri si hanno nei pilastri tozzi della scala e nelle travi a ginocchio della stessa (sulle quali gravano solette piene di spessore 26 cm).

- Combinazione gravitazionale (SLU)

In relazione a tale tipologia di meccanismo di crisi l'edificio presenta un indicatore di rischio $\alpha_{UV}=0\%$ in quanto con riferimento all'analisi svolta per soli carichi gravitazionali si riscontrano crisi per resistenza diagonale di compressione in 6 nodi. Si sottolinea che i nodi su cui si attinge la crisi per compressione della biella diagonale compressa sono tutti in corrispondenza della rampa che, come detto in precedenza, è di soletta piena in calcestruzzo.

Quantificazione dei meccanismi di crisi duttile/fragile

Di seguito si riportano due diagrammi a barre nei quali si indicano il numero di elementi non verificati (per una o più analisi di pushover) nei confronti di meccanismi di crisi duttile/fragile, l'uno con riferimento alle azioni sismiche di progetto (SLV) che conducono ad un $\alpha_{UV} = 100\%$, l'altro con riferimento ad azioni sismiche che conducono ad un $\alpha_{UV} = 80\%$. I risultati delle verifiche a taglio sulle travi e sui pilastri sono stati riportati secondo i modelli di capacità NTC '08 con $\theta=45^\circ$ e EC8 con degrado plastico massimo.

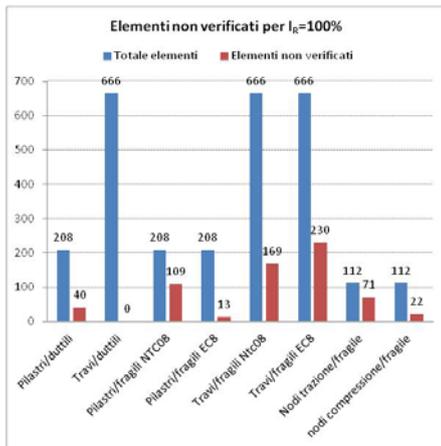


Figura 3-96 – Quadro sintetico numero di elementi non verificati per meccanismi di rottura duttile/fragile per $\alpha_{UV} = 100\%$.

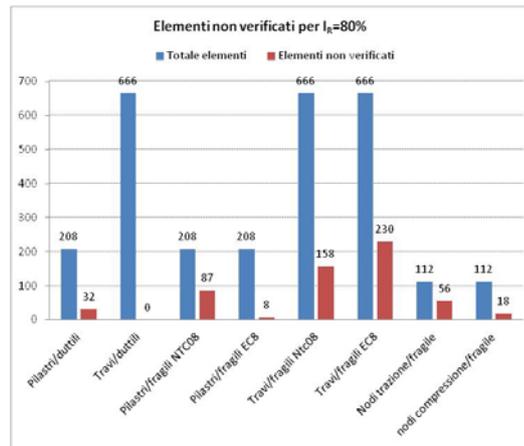


Figura 3-97 – Quadro sintetico numero di elementi non verificati per meccanismi di rottura duttile/fragile per $\alpha_{UV} = 80\%$.

Da quanto riportato nelle precedenti figure, per ottenere un $\alpha_{UV}=100\%$ è necessario intervenire come di seguito riportato:

- Incremento della capacità rotazionale (40 pilastri);
- incremento della resistenza diagonale di trazione (71 nodi);
- incremento della resistenza diagonale di compressione (22 nodi);
- incremento capacità a taglio secondo il modello delle EC8 con massimo degrado (230 travi e 13 pilastri);
- incremento capacità a taglio secondo il modello delle NTC '08 con $\theta=45^\circ$ (169 travi e 109 pilastri).

Da quanto riportato nelle precedenti figure, per ottenere un $\alpha_{UV}=80\%$ è necessario intervenire come di seguito riportato:

- Incremento della capacità rotazionale (32 pilastri);
- incremento della resistenza diagonale di trazione (56 nodi);
- incremento della resistenza diagonale di compressione (18 nodi);
- incremento capacità a taglio secondo il modello delle EC8 con massimo degrado (230 travi e 8 pilastri);
- incremento capacità a taglio secondo il modello delle NTC '08 con $\theta=45^\circ$ (158 travi e 87 pilastri).

3.3.13 Conclusioni Corpo G

Meccanismi di crisi duttile:

In relazione a tale tipologia di meccanismo di crisi (raggiungimento in un qualsiasi elemento di una rotazione rispetto alla corda pari a $\theta=3/4\theta_u$ oppure attivazione di un meccanismo di piano) l'edificio presenta un indicatore di rischio $\alpha_{UV}>100\%$.

Meccanismi di crisi fragile:

- Combinazione sismica

In relazione a tale tipologia di meccanismo di crisi (raggiungimento della resistenza a taglio, per travi e pilastri, o crisi della biella diagonale per trazione o compressione nei nodi) l'edificio presenta un indicatore di rischio $\alpha_{UV} < 28\%$.

Tale valore dell'indicatore di rischio si attinge per crisi a taglio sulle travi e sui pilastri, considerando entrambe le formulazioni NTC '08 ed EC8. In particolare, per i pilastri, considerando la sola formulazione EC8, l'indicatore di rischio minimo è pari al 45%.

L'indicatore di rischio relativo alle verifiche di resistenza diagonale di compressione sui nodi è pari a $\alpha_{UV} > 100\%$.

L'indicatore di rischio relativo alle verifiche di resistenza diagonale di trazione sui nodi è pari a $\alpha_{UV} = 29\%$.

- Combinazione gravitazionale (SLU)

In relazione a tale tipologia di meccanismo di crisi l'edificio presenta un indicatore di rischio $\alpha_{UV} = 0\%$ in quanto con riferimento all'analisi svolta per soli carichi gravitazionali allo SLU si riscontrano crisi per resistenza a taglio delle travi considerando entrambe le formulazioni NTC '08 ed EC8, mentre, per quanto riguarda i pilastri si hanno crisi a taglio solo se si considera il modello NTC '08.

Quantificazione dei meccanismi di crisi duttile/fragile

Di seguito si riportano due diagrammi a barre nei quali si indicano il numero di elementi non verificati (per una o più analisi di pushover) nei confronti di meccanismi di crisi duttile/fragile, l'uno con riferimento alle azioni sismiche di progetto (SLV) che conducono ad un $\alpha_{UV} = 100\%$, l'altro con riferimento ad azioni sismiche che conducono ad un $\alpha_{UV} = 80\%$. I risultati delle verifiche a taglio sulle travi e sui pilastri sono stati riportati secondo i modelli di capacità NTC '08 con $\theta = 45^\circ$ e EC8 con degrado plastico massimo.

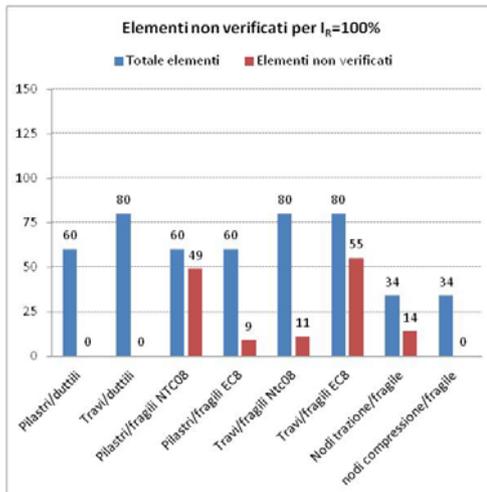


Figura 3-98 – Quadro sintetico numero di elementi non verificati per meccanismi di rottura duttile/fragile per $\alpha_{UV} = 100\%$.

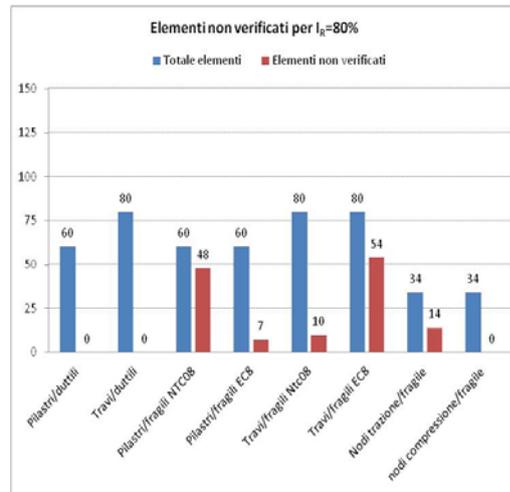


Figura 3-99 – Quadro sintetico numero di elementi non verificati per meccanismi di rottura duttile/fragile per $\alpha_{UV} = 80\%$.

Da quanto riportato nelle precedenti figure, per ottenere un $\alpha_{UV} = 100\%$ è necessario intervenire come di seguito riportato:

- incremento della resistenza diagonale di trazione (14 nodi);

- incremento capacità a taglio secondo il modello delle EC8 con massimo degrado (55 travi e 9 pilastri);
- incremento capacità a taglio secondo il modello delle NTC '08 con $\theta=45^\circ$ (11 travi e 49 pilastri).

Da quanto riportato nelle precedenti figure, per ottenere un $\alpha_{UV}=80\%$ è necessario intervenire come di seguito riportato:

- incremento della resistenza diagonale di trazione (14 nodi);
- incremento capacità a taglio secondo il modello delle EC8 con massimo degrado (54 travi e 7 pilastri);
- incremento capacità a taglio secondo il modello delle NTC '08 con $\theta=45^\circ$ (10 travi e 48 pilastri).

3.3.14 Risultati delle analisi dinamiche lineari

La capacità della struttura è stata valutata andando a verificare la sicurezza dei singoli elementi per diversi livelli dell'azione sismica, ossia andando a considerare diversi spettri di progetto.

Gli spettri di progetto adottati, differenziati per la verifica di elementi/meccanismi duttili ($q=2.5$) e per la verifica di elementi/meccanismi fragili ($q=1.5$), fanno riferimento ai periodi di ritorno indicati nella *Tabella 1* dell'Allegato B delle NTC 2008.

3.3.15 Conclusioni Corpo B1

Meccanismi di crisi duttile:

In relazione a tale tipologia di meccanismo di crisi l'edificio presenta un indicatore di rischio $\alpha_{UV}<28\%$ in quanto già per un periodo di ritorno pari a 30 anni vanno in crisi alcuni elementi. Inoltre non è possibile stabilire precisamente a quanto ammonti questa percentuale dato che la norma non fornisce spettri di risposta associati a periodi di ritorno inferiori a 30 anni.

Meccanismi di crisi fragile:

- Combinazione sismica

In relazione a tale tipologia di meccanismo di crisi (raggiungimento della resistenza a taglio, per travi e pilastri, o crisi della biella diagonale per

trazione o compressione nei nodi) l'edificio presenta un indicatore di rischio $\alpha_{UV} < 28\%$.

- **Combinazione gravitazionale (SLU)**

In relazione a tale tipologia di meccanismo di crisi l'edificio presenta un indicatore di rischio $\alpha_{UV} = 0\%$ in quanto con riferimento all'analisi svolta per soli carichi gravitazionali allo SLU si riscontrano crisi per resistenza a taglio delle travi e dei pilastri considerando entrambe le formulazioni NTC '08 ed EC8, mentre.

Quantificazione dei meccanismi di crisi duttile/fragile

Di seguito si riportano due diagrammi a barre nei quali si indicano il numero di elementi non verificati (per una o più analisi di pushover) nei confronti di meccanismi di crisi duttile/fragile, l'uno con riferimento alle azioni sismiche di progetto (SLV) che conducono ad un $\alpha_{UV} = 100\%$, l'altro con riferimento ad azioni sismiche che conducono ad un $\alpha_{UV} = 80\%$. I risultati delle verifiche a taglio sulle travi e sui pilastri sono stati riportati secondo i modelli di capacità NTC '08 con $\theta = 45^\circ$ e EC8 con degrado plastico massimo.

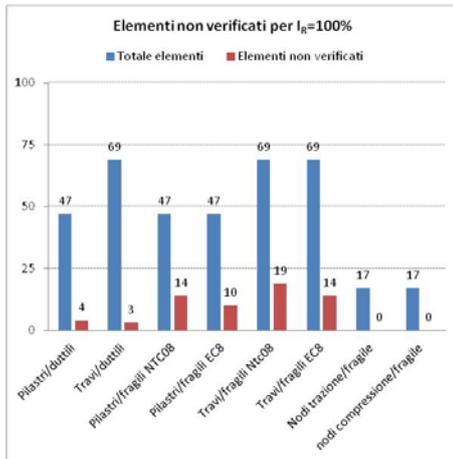


Figura 3-100 – Quadro sintetico numero di elementi non verificati per meccanismi di rottura duttile/fragile per $\alpha_{UV} = 100\%$.

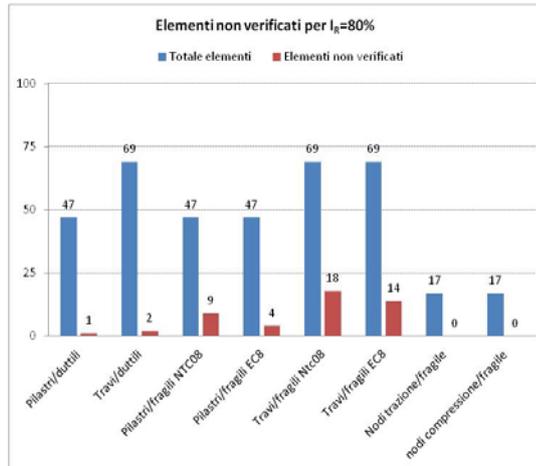


Figura 3-101 – Quadro sintetico numero di elementi non verificati per meccanismi di rottura duttile/fragile per $\alpha_{UV} = 80\%$.

Da quanto riportato nelle precedenti figure, per ottenere un $\alpha_{UV}=100\%$ è necessario intervenire come di seguito riportato:

- Incremento della resistenza a presso flessione (4 pilastri e 3 travi);
- incremento capacità a taglio secondo il modello delle EC8 con massimo degrado (14 travi e 10 pilastri);
- incremento capacità a taglio secondo il modello delle NTC '08 con $\theta=45^\circ$ (19 travi e 14 pilastri).

Da quanto riportato nelle precedenti figure, per ottenere un $\alpha_{UV}=80\%$ è necessario intervenire come di seguito riportato:

- Incremento della resistenza a presso flessione (1 pilastri e 2 travi);
- incremento capacità a taglio secondo il modello delle EC8 con massimo degrado (14 travi e 4 pilastri);
- incremento capacità a taglio secondo il modello delle NTC '08 con $\theta=45^\circ$ (18 travi e 9 pilastri).

3.3.16 Conclusioni Corpo B2

Meccanismi di crisi duttile:

In relazione a tale tipologia di meccanismo di crisi l'edificio presenta un indicatore di rischio $\alpha_{UV}<28\%$ in quanto già per un periodo di ritorno pari a 30 anni vanno in crisi alcuni elementi. Inoltre non è possibile stabilire precisamente a quanto ammonti questa percentuale dato che la norma non fornisce spettri di risposta associati a periodi di ritorno inferiori a 30 anni.

Meccanismi di crisi fragile:

- *Combinazione sismica*

In relazione a tale tipologia di meccanismo di crisi (raggiungimento della resistenza a taglio, per travi e pilastri, o crisi della biella diagonale per trazione o compressione nei nodi) l'edificio presenta un indicatore di rischio $\alpha_{UV} < 28\%$.

- *Combinazione gravitazionale (SLU)*

In relazione a tale tipologia di meccanismo di crisi l'edificio presenta un indicatore di rischio $\alpha_{UV} = 0\%$ in quanto con riferimento all'analisi svolta per soli carichi gravitazionali allo SLU si riscontrano crisi per resistenza a taglio delle travi e dei pilastri considerando entrambe le formulazioni NTC '08 ed EC8, mentre.

Quantificazione dei meccanismi di crisi duttile/fragile

Di seguito si riportano due diagrammi a barre nei quali si indicano il numero di elementi non verificati (per una o più analisi di pushover) nei confronti di meccanismi di crisi duttile/fragile, l'uno con riferimento alle azioni sismiche di progetto (SLV) che conducono ad un $\alpha_{UV} = 100\%$, l'altro con riferimento ad azioni sismiche che conducono ad un $\alpha_{UV} = 80\%$. I risultati delle verifiche a taglio sulle travi e sui pilastri sono stati riportati secondo i modelli di capacità NTC '08 con $\theta = 45^\circ$ e EC8 con degrado plastico massimo.

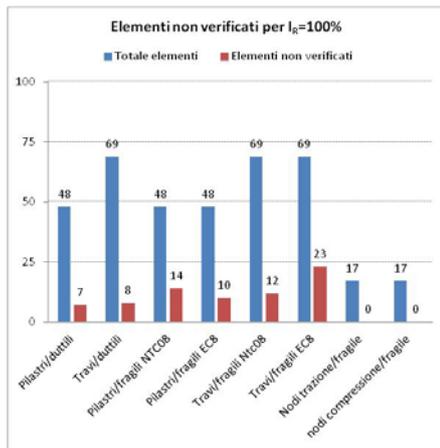


Figura 3-102 – Quadro sintetico numero di elementi non verificati per meccanismi di rottura duttile/fragile per $\alpha_{UV} = 100\%$.

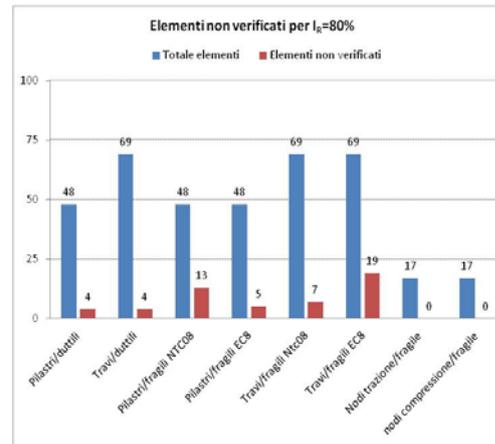


Figura 3-103 – Quadro sintetico numero di elementi non verificati per meccanismi di rottura duttile/fragile per $\alpha_{UV} = 80\%$.

Da quanto riportato nelle precedenti figure, per ottenere un $\alpha_{UV} = 100\%$ è necessario intervenire come di seguito riportato:

- Incremento della resistenza a presso flessione (7 pilastri e 8 travi);
- incremento capacità a taglio secondo il modello delle EC8 con massimo degrado (23 travi e 10 pilastri);

- incremento capacità a taglio secondo il modello delle NTC '08 con $\theta=45^\circ$ (12 travi e 14 pilastri).

Da quanto riportato nelle precedenti figure, per ottenere un $\alpha_{UV}=80\%$ è necessario intervenire come di seguito riportato:

- Incremento della resistenza a presso flessione (4 pilastri e 4 travi);
- incremento capacità a taglio secondo il modello delle EC8 con massimo degrado (19 travi e 5 pilastri);
- incremento capacità a taglio secondo il modello delle NTC '08 con $\theta=45^\circ$ (7 travi e 13 pilastri).

3.3.17 Conclusioni Corpo D

Meccanismi di crisi duttile:

In relazione a tale tipologia di meccanismo di crisi l'edificio presenta un indicatore di rischio $\alpha_{UV}<28\%$ in quanto già per un periodo di ritorno pari a 30 anni vanno in crisi alcuni elementi. Inoltre non è possibile stabilire precisamente a quanto ammonti questa percentuale dato che la norma non fornisce spettri di risposta associati a periodi di ritorno inferiori a 30 anni.

Meccanismi di crisi fragile:

- *Combinazione sismica*

In relazione a tale tipologia di meccanismo di crisi (raggiungimento della resistenza a taglio, per travi e pilastri, o crisi della biella diagonale per trazione o compressione nei nodi) l'edificio presenta un indicatore di rischio $\alpha_{UV} < 28\%$.

- *Combinazione gravitazionale (SLU)*

In relazione a tale tipologia di meccanismo di crisi l'edificio presenta un indicatore di rischio $\alpha_{UV} = 0\%$ in quanto con riferimento all'analisi svolta per soli carichi gravitazionali allo SLU si riscontrano crisi per resistenza a taglio delle travi e dei pilastri considerando entrambe le formulazioni NTC '08 ed EC8, mentre.

Quantificazione dei meccanismi di crisi duttile/fragile

Di seguito si riportano due diagrammi a barre nei quali si indicano il numero di elementi non verificati (per una o più analisi di pushover) nei confronti di meccanismi di crisi duttile/fragile, l'uno con riferimento alle azioni sismiche di progetto (SLV) che conducono ad un $\alpha_{UV}=100\%$, l'altro con riferimento ad azioni sismiche che conducono ad un $\alpha_{UV}=80\%$. I risultati delle verifiche a taglio sulle travi e sui pilastri sono stati riportati secondo i modelli di capacità NTC '08 con $\theta=45^\circ$ e EC8 con degrado plastico massimo.

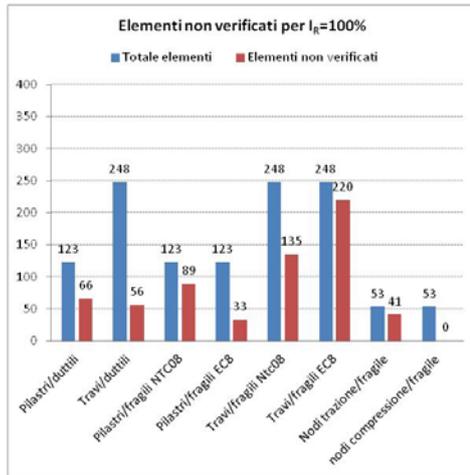


Figura 3-104 – Quadro sintetico numero di elementi non verificati per meccanismi di rottura duttile/fragile per $\alpha_{UV}=100\%$.

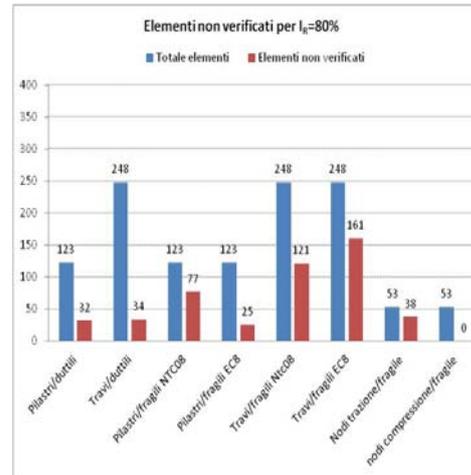


Figura 3-105 – Quadro sintetico numero di elementi non verificati per meccanismi di rottura duttile/fragile per $\alpha_{UV}=80\%$.

Da quanto riportato nelle precedenti figure, per ottenere un $\alpha_{UV}=100\%$ è necessario intervenire come di seguito riportato:

- Incremento della resistenza a presso flessione (66 pilastri e 56 travi);
- incremento della resistenza diagonale di trazione (41 nodi)
- incremento capacità a taglio secondo il modello delle EC8 con massimo degrado (220 travi e 33 pilastri);
- incremento capacità a taglio secondo il modello delle NTC '08 con $\theta=45^\circ$ (135 travi e 89 pilastri).

Da quanto riportato nelle precedenti figure, per ottenere un $\alpha_{UV}=80\%$ è necessario intervenire come di seguito riportato:

- Incremento della resistenza a presso flessione (32 pilastri e 34 travi);
- incremento della resistenza diagonale di trazione (38 nodi)
- incremento capacità a taglio secondo il modello delle EC8 con massimo degrado (161 travi e 25 pilastri);
- incremento capacità a taglio secondo il modello delle NTC '08 con $\theta=45^\circ$ (121 travi e 77 pilastri).

4 ANALISI DEI RISULTATI DELLE VALUTAZIONI SISMICHE

In questo capitolo si analizzano i risultati delle valutazioni sismiche riportate nel Capitolo 3. Il principale risultato emerso da tale analisi è il ruolo dominante dei meccanismi fragili nelle modalità di crisi degli edifici esistenti.

4.1 Modalità di crisi degli edifici esistenti

Nelle valutazioni sismiche delle scuole eseguite in questo lavoro di tesi, si è evidenziato che i principali fattori che limitano la sicurezza sismica sono i meccanismi fragili, sia riguardanti la capacità a taglio di travi e pilastri, sia riguardanti la capacità dei nodi.

Per la valutazione della capacità tagliante, in questo studio, si sono adottate due formulazioni di taglio resistente, una derivante dalla norma italiana [01], l'altra dalla norma europea [04]. La formulazione secondo la norma italiana deriva dal "taglio trazione" (V_{Rsd} , §4.1.2.1.3.2 [01]) nell'ipotesi che l'inclinazione della biella compressa sia fissa a 45°, ottenendo il modello di traliccio di Ritter-Mörsch. La formulazione secondo l'Eurocodice 8-parte 3 prevede l'ipotesi di massimo degrado ciclico del calcestruzzo, ottenuto imponendo $\mu_{\Delta pl}=5$.

Per una più facile lettura dei diagrammi e delle figure riportate in questo capitolo, si fornisce un elenco dei simboli adottati per le diverse formulazioni di capacità a taglio, utilizzate nel seguito:

- V_{45} resistenza a taglio derivata dal "taglio trazione" (V_{Rsd} , §4.1.2.1.3.2 [01]) nell'ipotesi che l'inclinazione della biella compressa sia fissa a 45°;
- V_{NTC} resistenza a taglio derivata dal "taglio trazione" (V_{Rsd} , §4.1.2.1.3.2 [01]) nell'ipotesi che l'inclinazione della biella compressa sia calcolata secondo quanto previsto dal §4.1.2.1.3.2 delle NTC 2008 [01];
- $V_{EC8.5}$ resistenza a taglio secondo l'EC8 parte 3 [04] imponendo il massimo degrado plastico del calcestruzzo ($\mu_{\Delta pl}=5$);
- $V_{EC8.0}$ resistenza a taglio secondo l'EC8 parte 3 [04] imponendo un degrado plastico del calcestruzzo nullo ($\mu_{\Delta pl}=0$);

Di seguito si riportano due tabelle riassuntive, mostranti il processo di attivazione progressivo dei meccanismi di crisi duttile/fragile all'aumentare dell'input sismico. La Tabella 4-1 è stata costruita considerando la formulazione di taglio resistente alla Ritter-Mörsch (V_{45}), mentre la Tabella 4-2 è stata costruita considerando la formulazione EC8-parte 3 nell'ipotesi di massimo degrado ciclico ($V_{EC8.5}$).

Si fa notare che nelle valutazioni del taglio resistente secondo la EC8-parte 3 non è stato considerato il contributo dei ferri sagomati nelle travi; per tale motivo, dato il notevole contributo resistente dei ferri piegati, nella Tabella 4-2 si ritrova sempre come primo meccanismo di crisi il taglio lato trave.

Tabella 4-1 – Attivazione progressiva dei meccanismi di crisi con formulazione di taglio resistente V_{45} .

	1° Mecc.- α_{UV}	2° Mecc.- α_{UV}	3° Mecc.- α_{UV}	4° Mecc.- α_{UV}	5° Mecc.- α_{UV}	6° Mecc.- α_{UV}
IPSIASAR Gruppo Aule	TP - <26%	TT - <26%	NC - 26%	NT - 68%	FP - 88%	no mecc.
IPSIASAR Gruppo Palestra	TP - <26%	NT - 44%	TT - 99%	no mecc.	no mecc.	no mecc.
TORRIONE	TP - <26%	TT - <26%	NT - 29%	no mecc.	no mecc.	no mecc.
RENDINA Corpo B1	TT - <28%	TP - <28%	FT - < 28%	FP - 80%	no mecc.	no mecc.
RENDINA Corpo B2	TT - <28%	TP - <28%	FT - < 28%	no mecc.	no mecc.	no mecc.
RENDINA Corpo C	TP - <28%	TT - <28%	NT - 33%	no mecc.	no mecc.	no mecc.
RENDINA Corpo D	TT - <28%	NT - <28%	TP - <28%	FP - <28%	FT - 37%	no mecc.
RENDINA Corpo E	TP - <28%	TT - <28%	NC - <28%	NT - <28%	FP - 43%	no mecc.
RENDINA Corpo G	TP - <28%	TT - <28%	NT - 29%	no mecc.	no mecc.	no mecc.

Tabella 4-2 - Attivazione progressiva dei meccanismi di crisi con formulazione di taglio resistente $V_{EC8 5}$.

	1° Mecc.- α_{UV}	2° Mecc.- α_{UV}	3° Mecc.- α_{UV}	4° Mecc.- α_{UV}	5° Mecc.- α_{UV}	6° Mecc.- α_{UV}
IPSIASAR Gruppo Aule	TT - <26%	NC - 26%	NT - 68%	FP - 88%	no mecc.	no mecc.
IPSIASAR Gruppo Palestra	TT - <26%	NT - 44%	TP - 78%	no mecc.	no mecc.	no mecc.
TORRIONE	TT - <26%	NT - 29%	TP - 59%	no mecc.	no mecc.	no mecc.
RENDINA Corpo B1	TT - <28%	TP - <28%	FT - <28%	FP - 80%	no mecc.	no mecc.
RENDINA Corpo B2	TT - <28%	TP - <28%	FT - <28%	no mecc.	no mecc.	no mecc.
RENDINA Corpo C	TT - <28%	NT - 33%	TP - 49%	no mecc.	no mecc.	no mecc.
RENDINA Corpo D	TT - <28%	NT - <28%	FP - <28%	FT - 37%	TP - 51%	no mecc.
RENDINA Corpo E	TP - <28%	TT - <28%	NC - <28%	NT - <28%	FP - 43%	no mecc.
RENDINA Corpo G	TT - <28%	NT - 29%	TP - 41%	no mecc.	no mecc.	no mecc.

Legenda dei meccanismi attivabili:

TT	taglio travi
TP	taglio pilastri
FT	flessione travi
FP	flessione pilastri
NT	trazione nodi
NC	compressione nodi

Metodo di analisi:

IPSIASAR Gruppo Aule	Pushover
IPSIASAR Gruppo Palestra	Pushover
TORRIONE	Pushover
RENDINA Corpo B1	Dinamica lin.
RENDINA Corpo B2	Dinamica lin.
RENDINA Corpo C	Pushover
RENDINA Corpo D	Dinamica lin.
RENDINA Corpo E	Pushover
RENDINA Corpo G	Pushover

Analizzando la Tabella 4-1 e la Tabella 4-2 si nota che l'eventuale attivazione dei meccanismi duttili è sempre successiva alla attivazione di quelli fragili, risultando questi ultimi il principale fattore di rischio per la sicurezza strutturale degli edifici esistenti.

Le tabelle riassuntive appena discusse permettono di costruire una scala di priorità nella scelta degli interventi di miglioramento/adeguamento sismico, perché, eseguendo dei rinforzi strutturali, gerarchicamente, dal primo all'ultimo meccanismo attivato, consentono di aumentare gradualmente, e di controllare, l'indicatore di rischio sismico.

Nella Figura 4-1 e nella Figura 4-2 si riporta il confronto delle resistenze a taglio secondo i due codici normativi, in termini di rapporti $V_{EC8\ 5}/V_{45}$ e $V_{EC8\ 5}/V_{NTC}$, rispettivamente. Le due figure sono divise entrambe in due campi definiti dal rapporto di luce di taglio, secondo la definizione delle EC8 parte 3 [04]. Il dato che emerge fortemente dalla lettura dei due istogrammi è che la formulazione a taglio V_{45} tende ad essere troppo conservativa se confrontata con la formulazione $V_{EC8\ 5}$, viceversa, la V_{NTC} tende ad essere poco conservativa, adoperando lo stesso confronto.

Osservando il campo degli elementi tozzi nelle due figure anzidette, emerge che la percentuale di elementi con un rapporto di taglio resistente maggiore di 3 cresce sensibilmente rispetto al campo agli elementi snelli, soprattutto nel caso $V_{EC8\ 5}/V_{45}$. Ciò è essenzialmente dovuto all'assenza di una formulazione di taglio resistente specifica per gli elementi tozzi nella norma italiana, a differenza di quella europea.

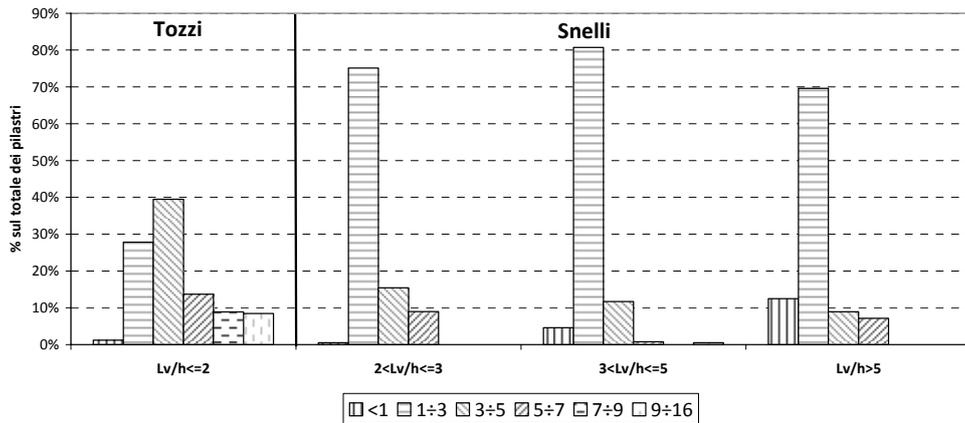


Figura 4-1 –Rapporti $V_{EC8.5}/V_{45}$ per tutti i pilastri analizzati.

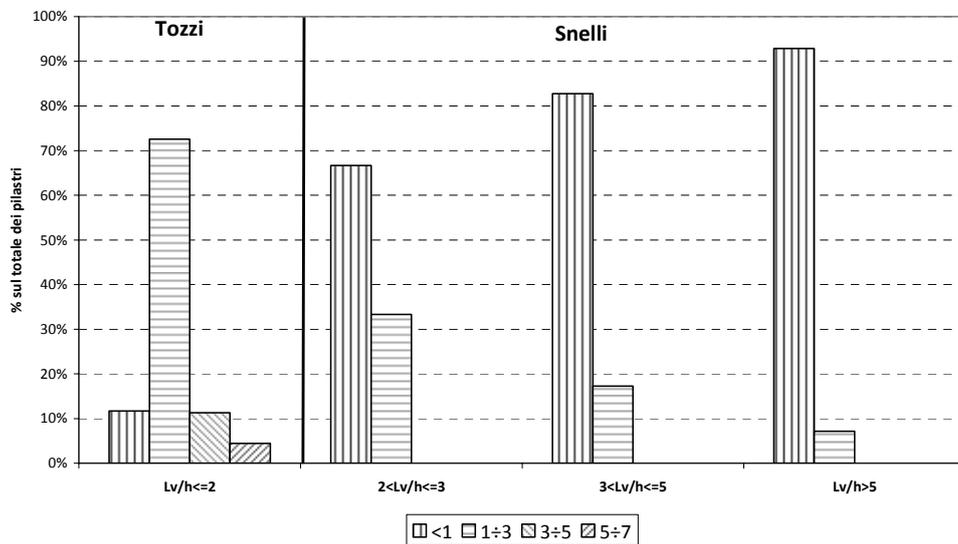


Figura 4-2 - Rapporti $V_{EC8.5}/V_{NTC}$ per tutti i pilastri analizzati.

4.2 Analisi statistiche sui parametri che influenzano la resistenza a taglio

Le analisi di valutazione sismica delle scuole studiate in questo lavoro hanno permesso di acquisire una serie di dati, riguardanti le caratteristiche dei materiali impiegati, le caratteristiche geometriche e i particolari costruttivi.

Nel dettaglio, i parametri analizzati sono:

- sforzo normale adimensionalizzato, $\nu = \frac{N}{A_c \cdot f_c}$;
- percentuale meccanica di armatura trasversale, $\omega_{sw} = \frac{A_{sw}}{B \cdot s} \cdot \frac{f_{yw}}{f_c}$;
- percentuale meccanica di armatura longitudinale, $\omega_{tot} = \frac{A_{tot}}{B \cdot H} \cdot \frac{f_y}{f_c}$;
- rapporto di luce di taglio del pilastro = $\frac{L_V}{H} = \frac{0,5 \cdot L}{H}$.

La elaborazione di tali dati permette di valutare la eventuale esistenza di una certa ripetitività dei parametri maggiormente significativi delle costruzioni esistenti in c.a.

I dati analizzati riguardano l'intera popolazione degli 888 pilastri appartenenti alle scuole studiate. L'analisi dei dati è eseguita, oltre che sull'intera popolazione dei pilastri, anche su singoli raggruppamenti distinti per piano di appartenenza dei pilastri stessi; gli edifici studiati hanno al massimo 6 piani, dunque, si hanno 6 raggruppamenti.

La Figura 4-3 rappresenta il diagramma delle frequenze relative dell'intera popolazione dei pilastri per i parametri ν , ω_{sw} , ω_{tot} , L_V/h .

Si noti che la forte dispersione dei dati, riguardante soprattutto la distribuzione di ν , oltre ad essere dipendente dal fatto che l'analisi è estesa a tutti i piani, è essenzialmente dovuta alla forte variabilità delle resistenze medie del calcestruzzo, che vanno da un minimo di 14 MPa ad un massimo di 35 MPa.

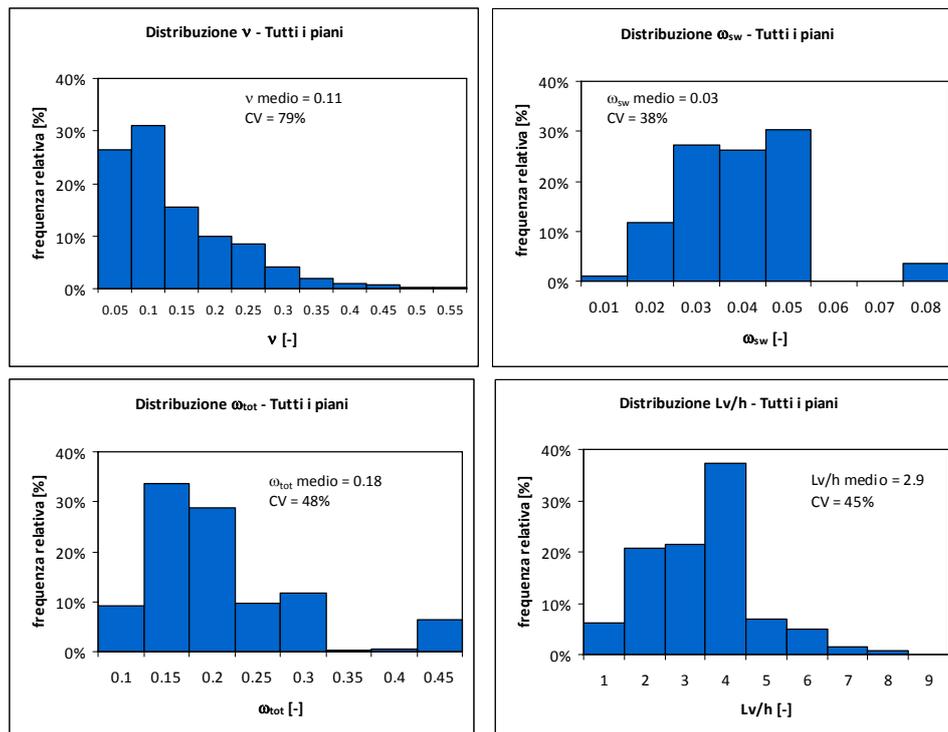


Figura 4-3 – Diagramma delle frequenze relative dell'intera popolazione dei pilastri per v , ω_{sw} , ω_{tot} e L_v/h .

Nelle figure che seguono (Figura 4-4, Figura 4-5 e Figura 4-6) si riportano le frequenze relative delle distribuzioni di v , ω_{sw} , ω_{tot} , distinte per piano di appartenenza dei pilastri. Si noti che, soprattutto per la distribuzione di v , si ha ancora un valore elevato del coefficiente di variazione CV, ancora dipendente dalla forte variabilità dei valori medi delle resistenze a compressione del calcestruzzo.

Di seguito si riporta una tabella indicante il numero di pilastri appartenenti ad ogni piano.

	Piano 1°	Piano 2°	Piano 3°	Piano 4°	Piano 5°	Piano 6°
n° pilastri	211	236	191	169	71	10

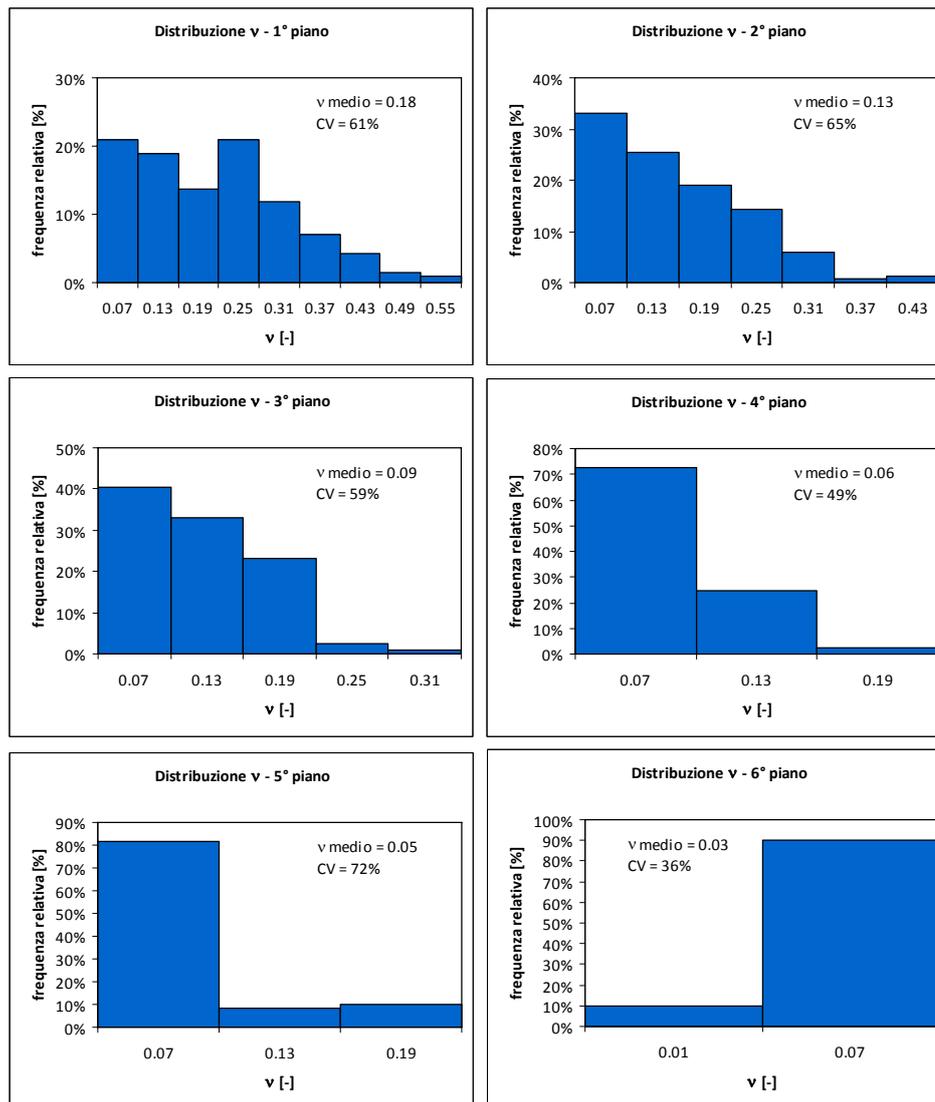


Figura 4-4 – Diagramma delle frequenze relative di v distinte per i 6 raggruppamenti di piano.

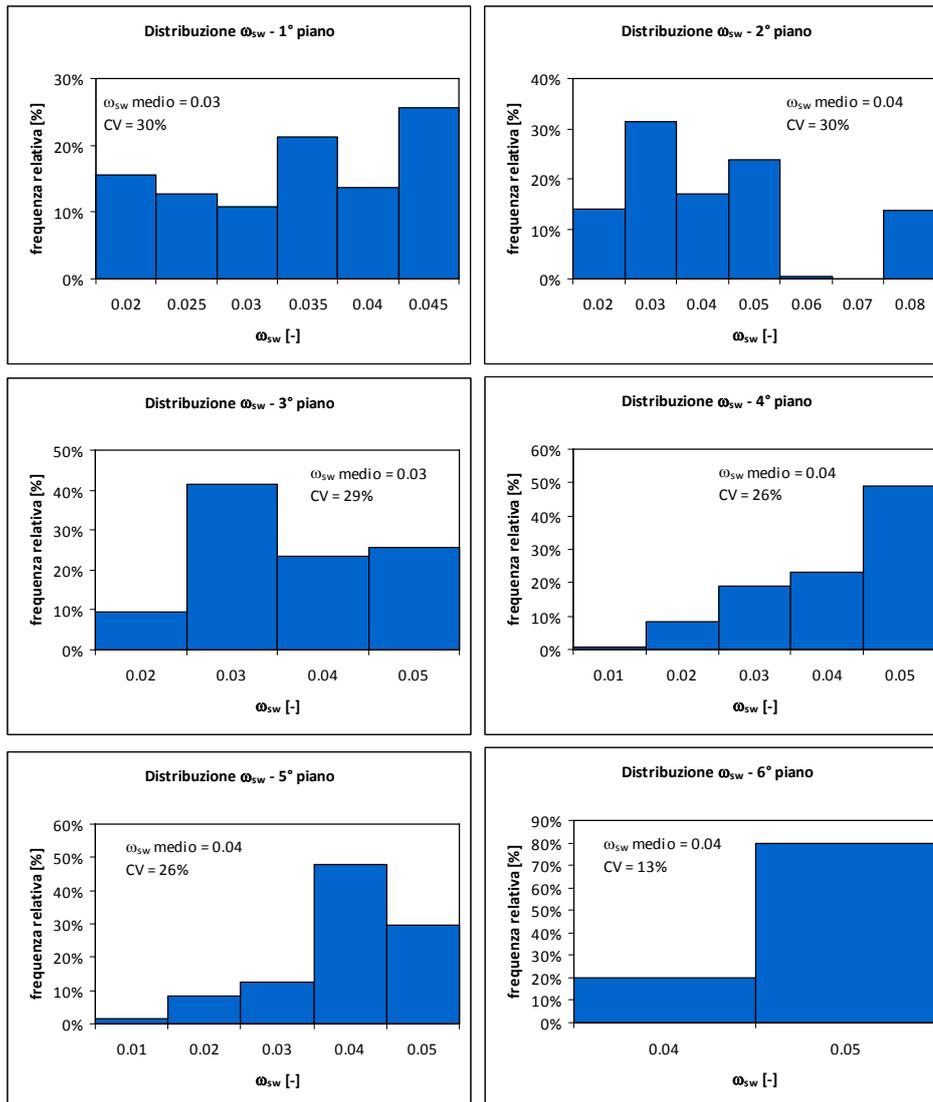


Figura 4-5 – Diagramma delle frequenze relative di ω_{sw} distinte per i 6 raggruppamenti di piano.

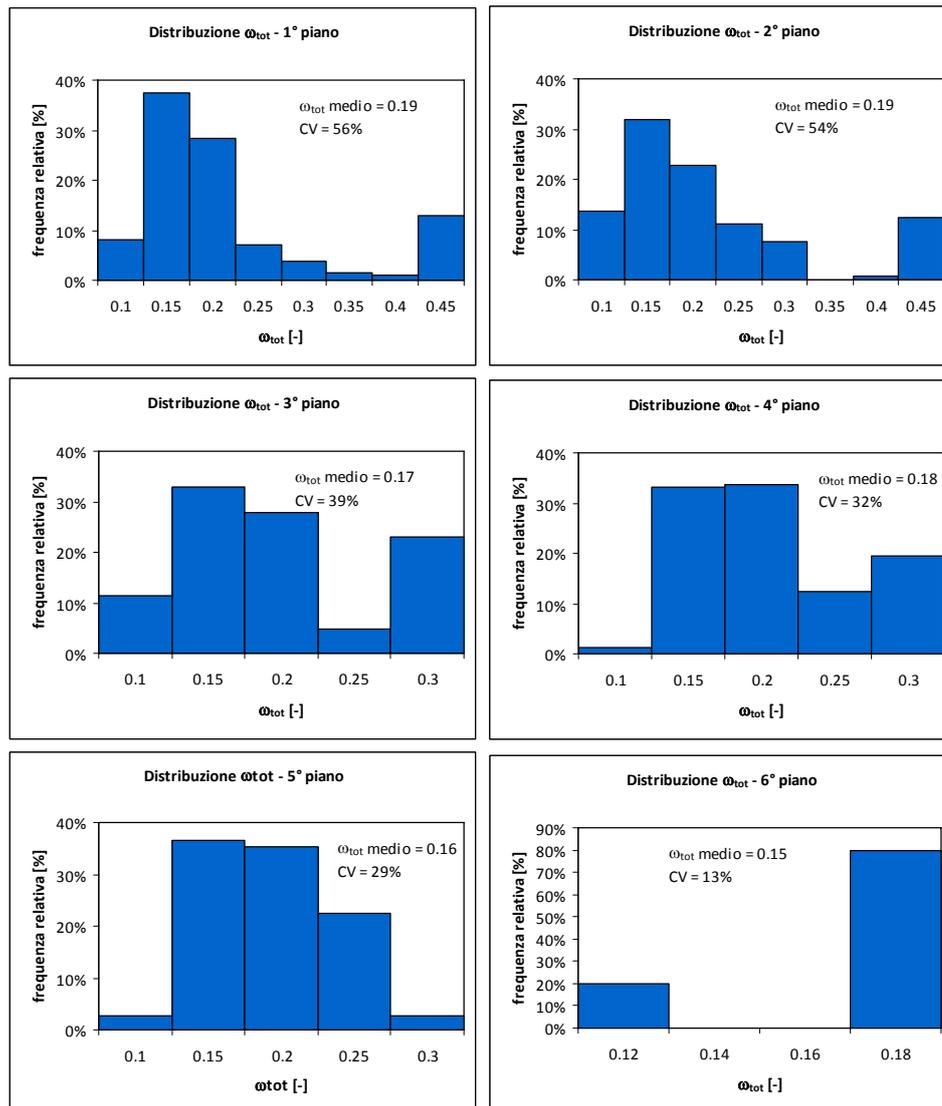


Figura 4-6 – Diagramma delle frequenze relative di ω_{tot} distinte per i 6 raggruppamenti di piano.

Di seguito, nella Figura 4-7, si riporta un istogramma delle medie di piano dei parametri ν , ω_{sw} , ω_{tot} .

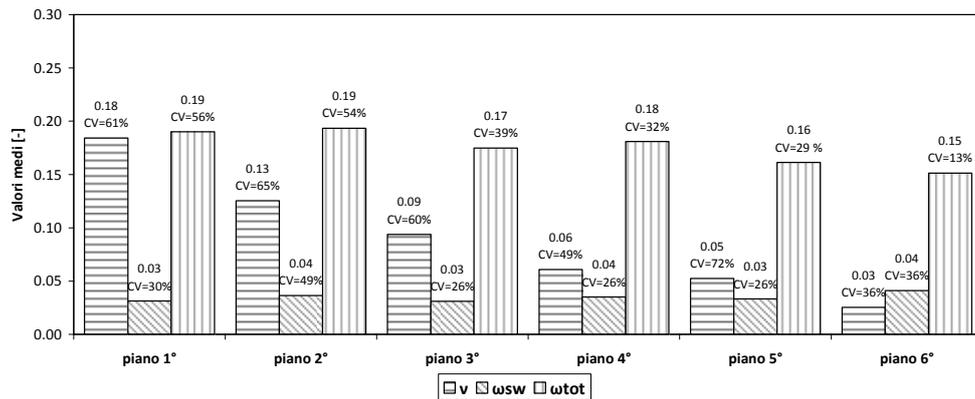


Figura 4-7 – Istogramma delle medie dei parametri v , ω_{sw} , ω_{tot} distinti per piano di appartenenza dei pilastri.

4.3 Confronto tra le formulazioni di capacità a taglio secondo i codici normativi italiano ed europeo

Dall'analisi dei dati riportata nel §4.2, al fine di poter redigere dei grafici di confronto tra le diverse formulazioni di taglio resistente, si può assumere che la percentuale meccanica media di staffe nei pilastri valga $\omega_{sw}=0,03$, e che la percentuale meccanica media di armatura longitudinale si può assumere pari a $\omega_{tot}=0,18$, a cui si associa una percentuale geometrica $\rho_{tot}=1\%$. Per quanto concerne i valori degli sforzi normali adimensionalizzati v essi sono risultati variabili nel range $0,05 \div 0,50$ con un coefficiente di variazione CV sempre elevato.

Dunque, onde ottenere dei diagrammi di confronto tra le varie formulazioni, si sceglie di rappresentare il taglio adimensionalizzato rispetto al prodotto BHf_c , in funzione dello sforzo normale adimensionalizzato. Per tale confronto si adotta un calcestruzzo con resistenza media a compressione $f_{cm}=20$ MPa e un acciaio da armatura con resistenza media a trazione $f_{ym}=350$ MPa, valori mediamente riscontrabili nelle valutazioni degli edifici esistenti in c.a.

In Figura 4-8 si riporta il grafico di confronto tra le formulazioni di taglio resistente per un rapporto $L_v/h=2$ (elementi tozzi). Si noti come, in entrambe i casi di degrado ciclico nullo e massimo, la formulazione delle EC8

parte 3 restituisce valori del taglio resistente sempre maggiori del taglio resistente calcolato con la normativa italiana e con il traliccio di Ritter-Mörsch.

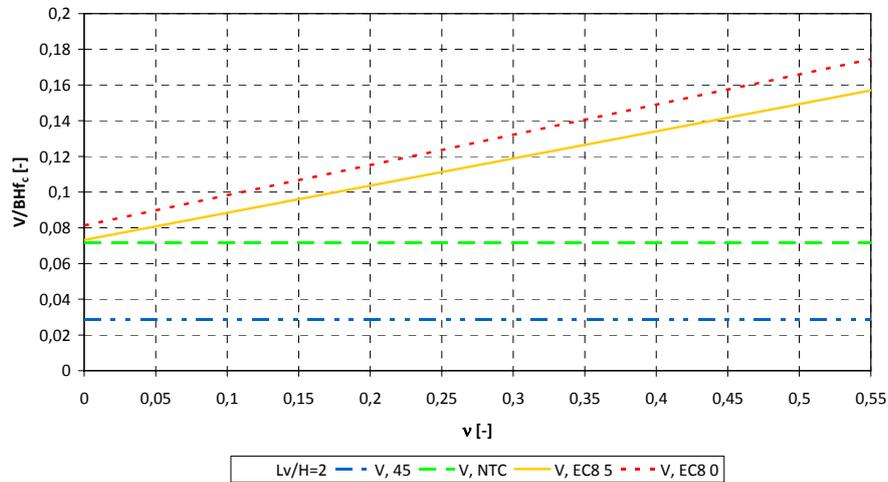


Figura 4-8 –Taglio adimensionalizzato in funzione di v per $L_V/h=2$, $\omega_{sw}=0,03$ e $\rho_{tot}=1\%$.

Nella Figura 4-9 e nella Figura 4-10 si riporta il taglio adimensionalizzato in funzione di v , per $L_V/h=4$, $\omega_{sw}=0,03$ e, rispettivamente, $\rho_{tot}=1\%$ e $\rho_{tot}=4\%$. Si noti come, nella formulazione EC8 parte 3, l'effetto spinotto dovuto all'armatura longitudinale faccia aumentare il taglio resistente all'aumentare di ρ_{tot} .

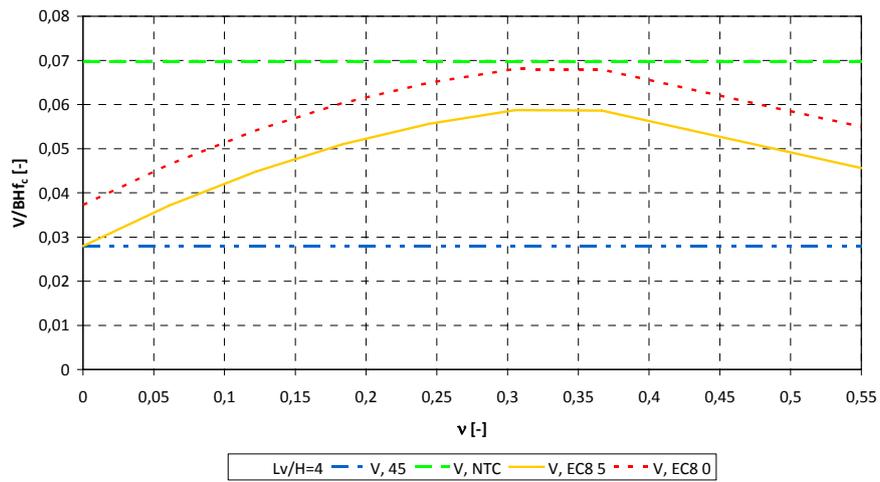


Figura 4-9 –Taglio adimensionalizzato in funzione di v per $L_V/h=4$, $\omega_{sw}=0,03$ e $\rho_{tot}=1\%$.

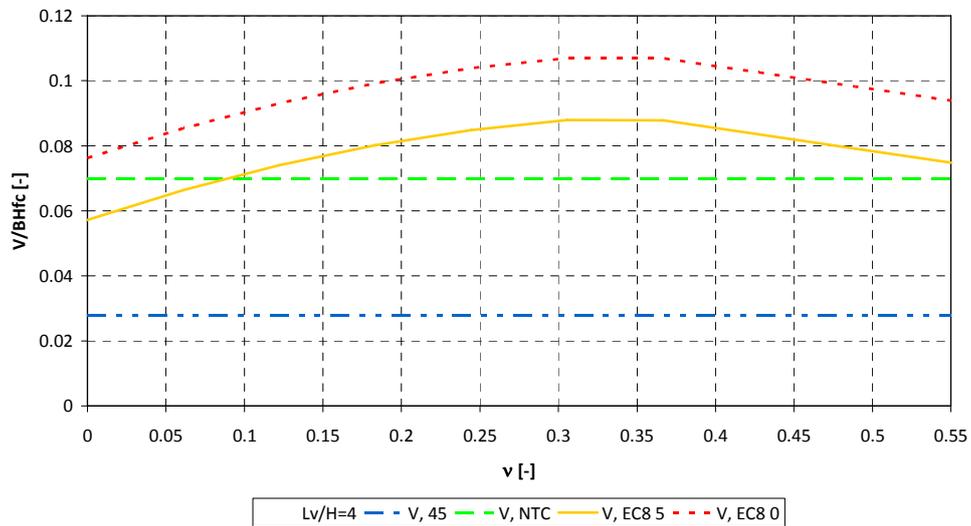


Figura 4-10 –Taglio adimensionalizzato in funzione di v per $L_V/h=4$, $\omega_{sw}=0,03$ e $\rho_{tot}=4\%$.

Nella Figura 4-11 si riporta il taglio adimensionalizzato in funzione di ω_{sw} , per $L_V/h=4$, $v=0,18$ e $\rho_{tot}=1\%$.

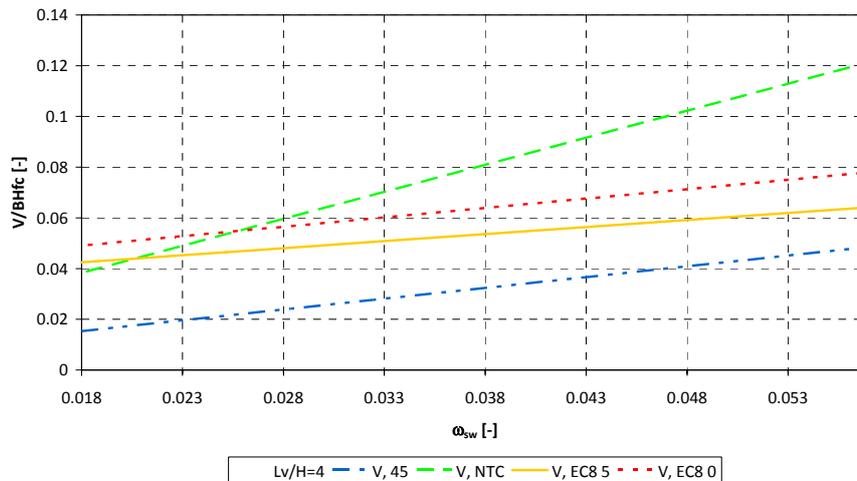


Figura 4-11 –Taglio adimensionalizzato in funzione di ω_{sw} per $L_v/h=4$, $v=0,18$ e $\rho_{tot}=1\%$.

4.4 Analisi delle tensioni di trazione agenti sul pannello nodale

Le valutazioni sismiche condotte in questo lavoro di tesi sono state impostate in modo da poter ricavare l'indicatore di rischio per qualsiasi meccanismo di crisi attivabile. Infatti, nel caso di analisi di pushover, le verifiche di sicurezza vengono eseguite per ogni passo di analisi. Dunque, è possibile ricavare l'andamento delle tensioni di trazione e di compressione del pannello nodale in funzione del passo di analisi.

Nella Figura 4-12 si riporta un tipico diagramma delle tensioni di trazione agenti nel pannello nodale al variare del passo di analisi, ovvero dello spostamento del nodo di controllo della struttura, ricavato dalle analisi di valutazione della Scuola "TORRIONE", esaminata nel capitolo 3.

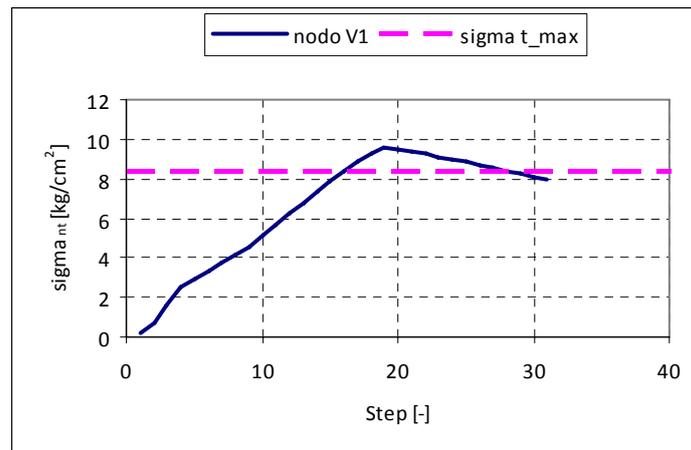


Figura 4-12 – Andamento delle tensioni di trazione nel pannello nodale e massima resistenza a trazione.

Nella precedente figura si è riportato l'andamento delle tensioni di trazione fino allo step relativo allo spostamento di domanda sismica. È facile riconoscere che, nel caso in esame, solo eseguendo le verifiche di resistenza per ogni passo dell'analisi è possibile stabilire lo step al quale, per la prima volta e prima dello step di domanda, si è superata la massima resistenza a trazione. Infatti, facendo delle verifiche di resistenza al solo step relativo allo spostamento di domanda, il nodo sarebbe risultato verificato.

Nella Figura 4-13 si riporta l'andamento del taglio agente sul nodo e le sue componenti, che sono, rispettivamente, il taglio nella colonna superiore al nodo (V_c) e il taglio derivante dagli sforzi di trazione nelle travi convergenti nel nodo (T_n).

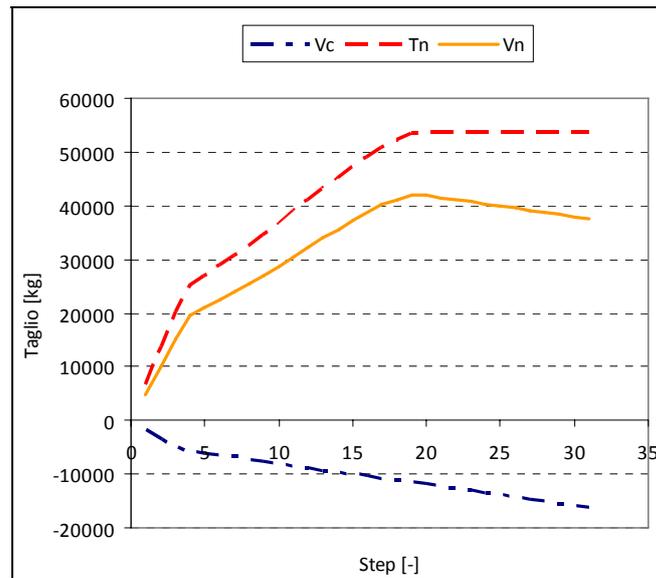


Figura 4-13 – Componenti del taglio (V_c e T_n) e taglio totale (V_n) agenti sul pannello di nodo.

Si nota che il ramo discendente ritrovato nel diagramma delle tensioni (Figura 4-12), si ripete ugualmente nel diagramma del taglio totale agente sul pannello (V_n) della Figura 4-13. La presenza del ramo discendente è dovuta allo snervamento delle armature in trazione delle travi che convergono nel nodo. Infatti, essendo il taglio totale (V_n) la somma algebrica del taglio agente sulla colonna (V_c) e dello sforzo di trazione totale agente nelle armature tese delle travi, si ha che il tratto discendente coincide con lo snervamento delle armature.

5 INFLUENZA DELLO *STRAIN RATE* SULLA RISPOSTA SISMICA DEGLI EDIFICI IN CALCESTRUZZO ARMATO

Il lavoro presentato in questo capitolo si propone di apprezzare l'influenza dello *strain rate* sulla sensibilità del calcestruzzo e dell'acciaio da armatura, in base alla risposta sismica globale di strutture in calcestruzzo armato.

Per i livelli di *strain rate* raggiunti durante gli eventi sismici, le proprietà dinamiche del calcestruzzo e delle barre di acciaio esibiscono un incremento non trascurabile se confrontate con le proprietà quasi statiche. Questo fa prevedere un cambiamento del comportamento meccanico delle strutture, soggette a carichi sismici. In modo da poter valutare l'influenza dello *strain rate* sulla risposta sismica degli edifici in c.a., si sono eseguite tre tipologie di analisi che studiano, separatamente, il comportamento di una sezione in c.a., di un telaio piano e, infine, di un telaio spaziale, usando le proprietà dei materiali modificate dall'effetto dello *strain rate*. Nel caso di analisi del telaio spaziale i risultati mostrano che, considerando le proprietà dei materiali modificate dall'effetto dello *strain rate*, il sistema strutturale ha una riserva di resistenza considerando solo i meccanismi di crisi duttile; diversamente, considerando anche i meccanismi di crisi fragile, si registra una riduzione della capacità strutturale.

5.1 Introduzione

Le proprietà dinamiche dei materiali da costruzione, compresi calcestruzzo ed acciaio, sono ampiamente illustrate e discusse nella letteratura sperimentale. In particolare, l'interesse è incentrato principalmente sulle condizioni di elevati *strain rate*, come quelli sperimentati su elementi strutturali, in caso di impatto veloce, esplosioni o altre condizioni di carico rapide ed intense ([24], [25], [26]). Comunque, nei lavori sperimentali, si evidenziano differenze significative nel comportamento meccanico dei materiali anche tra il caso quasi statico e il caso di *strain rate* medio, come quelli sperimentati nel caso di impatti lenti e di condizioni di carico sismico [24]. Anche in questi casi, infatti, possono essere apprezzati incrementi significativi di resistenza e di deformazione ultima, se confrontati con quelli di condizioni di *strain rate* quasi statico. D'altra parte, nella comunità dell'ingegneria sismica, è stata evidenziata l'influenza dello *strain rate* sulla

risposta strutturale in caso di carichi sismici ([24], [27], [28], [29], [30]). Tuttavia, in letteratura non esistono studi completi volti a quantificare l'effetto dello *strain rate* sulla risposta sismica delle strutture, anche se queste differenze devono fornire una riserva di resistenza. In realtà, la comunità dell'ingegneria sismica ha a volte sollevato il problema della capacità dei metodi di prova pseudo-dinamici di simulare l'eccitazione sismica delle strutture [27]; in questo caso, l'effetto dello *strain rate* indotto sul materiale è stato considerato come una ragione per la quale preferire i test sulle tavole vibranti, dove il valore effettivo dello *strain rate* indotto dall'eccitazione sismica può essere considerato, diversamente dalle prove pseudo-dinamiche, dove i carichi sono applicati in modo quasi statico sulle strutture. Lo scopo di questo capitolo è di cercare di quantificare la sensibilità allo *strain rate* del calcestruzzo e dell'acciaio da armatura nel comportamento di strutture in c.a., soggette a rischio sismico. Per fare ciò, sono state considerate delle relazioni tensione-deformazione tipiche dipendenti dallo *strain rate* sia per il calcestruzzo che per l'acciaio da armatura. Come specificato nei prossimi paragrafi, le formulazioni utilizzate sono state ricavate da test di laboratorio condotti per condizioni di carico monotono. Infatti, questo potrebbe limitare i risultati delle seguenti analisi ai casi di terremoti vicini alla sorgente (near field), caratterizzati da un impulso iniziale dominante. Comunque, in letteratura non sono disponibili formulazioni relative alla sensibilità allo *strain rate* per materiali soggetti a condizioni di carico ciclico. Ciononostante, le formulazioni derivanti da condizioni di carico monotono sono state usate comunque, mirando ad apprezzare l'influenza sulla sensibilità dei materiali allo *strain rate* per la risposta sismica delle strutture in c.a. In particolare, sono state svolte tre analisi differenti:

- sono state calcolate per una generica sezione in c.a. le relazioni momento-curvatura, per diversi sforzi normali adimensionalizzati, per diversi livelli di *strain rate* indotti da sisma e per *strain rate* quasi statico;
- per diversi livelli di *strain rate* indotti da sisma e per *strain rate* quasi statico sono state derivate le curve di fragilità di una struttura a telaio piana in c.a.; il telaio è appartenente all'edificio "Corpo Aule" della scuola I.P.S.I.A.S.A.R. situata in L'Aquila e danneggiata dal sisma del 6 aprile 2009. In particolare, è stata eseguita una analisi di pushover sul sistema a più gradi di libertà (MDOF) e una Analisi

Dinamica Incrementale (IDA) del sistema ad un grado di libertà equivalente, per ogni livello di *strain rate* considerato [[32], [33]];

- è stata eseguita una valutazione sismica sul “Corpo Aule” della scuola I.P.S.I.A.S.A.R. di L’Aquila, allo stato limite SD, mediante analisi statica non lineare. Il rapporto domanda su capacità è stato ricavato per entrambe i meccanismi fragile e duttile, allo *strain rate* quasi statico e allo *strain rate* indotto dal sisma di L’Aquila.

5.2 Proprietà dinamiche del calcestruzzo e dell’acciaio da armatura

La sensibilità allo *strain rate* del calcestruzzo è ampiamente discusso in letteratura ([24], [25], [34], [35], [36], [37], [38], [39], [40], [41], [42]). I dati sperimentali a disposizione mostrano che, in condizioni di carico dinamico, il calcestruzzo può esibire, sia in compressione che in trazione:

- un incremento della tensione di rottura [25];
- un moderato incremento del modulo di Young ([25], [40], [43], [44]);
- una differente evoluzione della fessurazione [40];

questa proprietà dinamiche sono considerate anche da diversi codici normativi o istruzioni, per predire opportunamente il reale comportamento di una struttura soggetta a carichi estremi. Il bollettino informativo CEB n°187 [41] fornisce una formulazione per la stima delle proprietà dinamiche del calcestruzzo variando le proprietà statiche. Le relazioni DIF (Dynamic Increase Factor) – *strain rate* sono suggerite per i valori di tensione in trazione e compressione e per la deformazione ultima a compressione, essendo DIF il rapporto tra le proprietà dinamiche e le proprietà statiche.

Per l’incremento della tensione ultima di trazione, il CEB fornisce il valore DIF_{ft} :

$$DIF_{ft} = \frac{f_{td}}{f_{ts}} = \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0} \right)^{1.016\delta} \quad \text{for } \dot{\epsilon} \leq 30s^{-1} \quad (5.1)$$

$$DIF_{ft} = \frac{f_{td}}{f_{ts}} = \eta \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0} \right)^{\frac{1}{3}} \quad \text{for } \dot{\epsilon} > 30s^{-1} \quad (5.2)$$

dove:

f_{td} è la tensione dinamica di trazione;

f_{ts} è la tensione statica di trazione;
 $\dot{\epsilon}$ è lo *strain rate*;
 $\dot{\epsilon}_0$ è una costante uguale a $3 \cdot 10^{-6} s^{-1}$.

e $\log \eta = 7.11\delta - 2.33$,

dove $\delta = \frac{1}{10 + 6 \frac{f_{cs}}{f_0}}$,

f_{cs} è la tensione statica di compressione;
 f_0 è una costante uguale a 10 MPa o 1450 psi.

Per l'incremento della tensione ultima di compressione, il CEB fornisce il valore DIF_{fc} :

$$DIF_{fc} = \frac{f_{cd}}{f_{cs}} = \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0} \right)^{1.026\alpha} \quad \text{for } \dot{\epsilon} \leq 30s^{-1} \quad (5.3)$$

$$DIF_{fc} = \frac{f_{td}}{f_{ts}} = \gamma \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0} \right)^{\frac{1}{3}} \quad \text{for } \dot{\epsilon} > 30s^{-1} \quad (5.4)$$

dove

f_{cd} è la tensione dinamica di compressione;
 f_{cs} è la tensione statica di compressione;
 $\dot{\epsilon}$ è lo *strain rate*;
 $\dot{\epsilon}_0$ è una costante uguale a $3 \cdot 10^{-6} s^{-1}$.

e $\log \gamma = 6.16\alpha - 2.00$,

dove $\alpha = \frac{1}{5 + 9 \frac{f_{cs}}{f_0}}$,

f_0 è una costante uguale a 10 MPa or 1450 psi.

Infine, per l'incremento della deformazione ultima di compressione, il CEB fornisce il $DIF_{\epsilon u}$:

$$DIF_{\varepsilon c} = \frac{\varepsilon_{cud}}{\varepsilon_{cus}} = \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_{0,2}} \right)^{0.02} \quad (5.5)$$

dove:

ε_{cud} è il valore ultimo di deformazione dinamica di compressione;

ε_{cus} è il valore ultimo della deformazione statica di compressione;

$\dot{\varepsilon}$ è lo *strain rate*;

$\dot{\varepsilon}_{0,2}$ è una costante uguale a $30 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$.

Nel caso di acciaio da armatura, come già valutato con molti altri materiali metallici, le proprietà meccaniche sotto carichi dinamici sono significativamente differenti se confrontate con quelle statiche. Questo è dovuto a diversi fenomeni coinvolti nel caso dello *strain rate* per l'acciaio, ma la ragione principale di tali differenze risiede nell'evoluzione dinamica delle dislocazioni, che avvengono a scala microscopica ([24], [45]). I dati scientifici a disposizione sottolineano, con l'incremento dello *strain rate*, si hanno anche i seguenti cambiamenti delle proprietà meccaniche dell'acciaio ([24], [45], [47], [48], [49], [50], [51], [52]):

- incremento della tensione di snervamento f_y ;
- incremento della tensione ultima di trazione f_t ;
- incremento della deformazione ultima di trazione ε_t .

diversamente, non si hanno cambiamenti del modulo di Young.

Anche in questo caso, il CEB fornisce una formulazione per predire il *DIF* per la tensione di snervamento dell'acciaio. In particolare, per le barre di armatura è data la seguente espressione:

$$DIF_{f_y} = \frac{f_{yd}}{f_{ys}} = 1 + \frac{6.0}{f_{ys}} \ln \frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_{0,3}} \quad (5.6)$$

dove:

f_{yd} è la tensione di snervamento dinamica;

f_{ys} è la tensione di snervamento statica;

$\dot{\varepsilon}$ è lo *strain rate*;

$\dot{\varepsilon}_{0,3}$ è una costante uguale a $5 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$.

Nel paragrafo che segue, le formulazioni CEB descritte sono usate per ricavare le proprietà non lineari di una sezione in c.a. di un elemento di una

generica struttura a telaio, da utilizzare per le analisi non lineari. Per fare ciò è necessario introdurre lo *strain rate* sismico. Lo *strain rate* determinato su una struttura generica durante l'eccitazione sismica, dipende dal terremoto e dalle proprietà dinamiche della struttura, inoltre, lo *strain rate* cambia durante l'eccitazione sismica. Comunque le proprietà dinamiche dei materiali possono essere attendibilmente valutate dato l'ordine di grandezza dello *strain rate*, il quale rimane costante durante l'eccitazione sismica e dipende dall'intensità dell'evento sismico, variando da 10^{-3} s^{-1} , per eventi sismici tipici, a 10^{-1} s^{-1} , per eventi sismici particolarmente severi ([29], [30]). Per questa ragione, per poter apprezzare la sensibilità allo *strain rate* dei materiali nella risposta sismica di una generica struttura in c.a., l'analisi numerica presentata nel paragrafo che segue è ripetuta per tre valori differenti di *strain rate* (10^{-3} s^{-1} , 10^{-2} s^{-1} , 10^{-1} s^{-1}) e per lo *strain rate* statico.

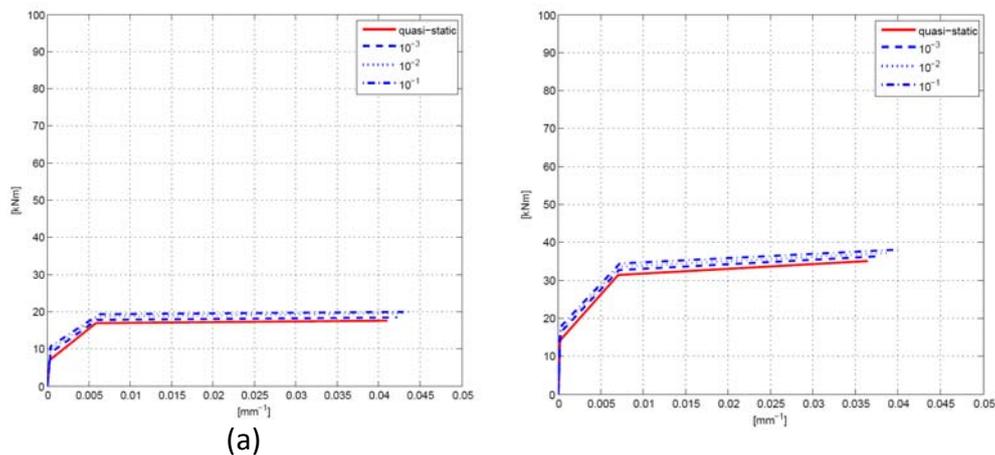
5.3 Comportamento della sezione

Le formulazioni CEB presentate sono usate per aggiornare le proprietà di progetto del calcestruzzo e dell'acciaio da armatura, al valore di *strain rate* considerato, per esempio la tensione di trazione e di compressione di rottura del cls, la deformazione ultima del cls e la tensione di snervamento dell'acciaio. Non sono state introdotte variazioni del modulo di Young per il cls, dal momento che avrebbe comportato variazioni trascurabili. Effettivamente, anche la deformazione ultima a trazione dell'acciaio dipende dal livello di *strain rate* e il bollettino CEB fornisce formulazioni specifiche, in modo da poter calcolare i valori dipendenti dallo *strain rate*. Comunque, dato che entrambe i modelli di capacità a taglio e a flessione, qui di seguito adottati, non considerano la rottura a trazione dell'acciaio, queste formulazioni non sono introdotte. Per apprezzare l'influenza della sensibilità allo *strain rate* nella relazione momento-curvatura, è stata considerata una sezione quadrata in c.a. di lato 250 mm. L'armatura interna è costituita da 4 barre di acciaio, una per ogni angolo, e un copriferro di 30 mm. Le proprietà dei materiali per ogni livello di *strain rate* sono riportati in Tabella 5-1.

Tabella 5-1 – Variazione delle proprietà dei materiali in funzione dello *strain rate*

<i>Strain rate</i> [s^{-1}]	Quasi-statico	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}
Resistenza a compressione del cls [MPa]	16.6	19.9	22.4	25.2
Tensione di snervamento dell'acciaio [MPa]	320	338	352	366
Deformazione ultima del cls [#]	0.0035	0.0038	0.0039	0.0041
Resistenza a trazione del cls [MPa]	1.3	1.7	1.9	2.1

Si può osservare che incrementi significativi si hanno per la tensione a trazione del cls, per esempio il massimo valore è quasi 2 volte il valore quasi statico, e la resistenza a compressione del cls. Il modello stress block e il modello elasto-plastico senza la fase di hardening sono stati usati, rispettivamente, per il cls e per l'acciaio, in accordo con le formulazioni dell'Eurocodice 2 [53]. La relazione momento-curvatura ricavata è di tipo trilineare valutando il punto di fessurazione del cls, il punto di snervamento dell'acciaio e il punto di collasso del cls, per diversi valori di sforzo normale adimensionalizzato v , ($v=N/A_c f_{cs}$ essendo N il carico assiale applicato e A_c l'area della sezione di cls), uguale a 0.0, 0.1, 0.25, 0.50. Si può osservare dalla Figura 5-1 che sia il momento ultimo che la curvatura ultima si incrementano in modo significativo per valori elevati dello *strain rate*. In particolare, questo effetto è più importante per elevati sforzi normali. Da questi risultati si può sostenere che la sensibilità allo *strain rate* del cls e dell'acciaio influenzano in modo positivo le capacità non lineari delle sezioni in c.a., in particolare con carichi assiali applicati, come nel caso delle colonne.



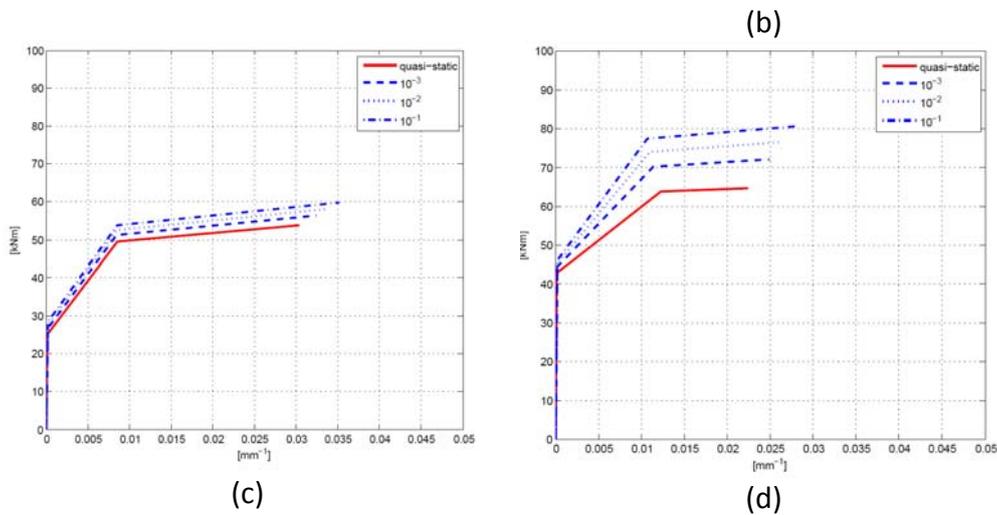
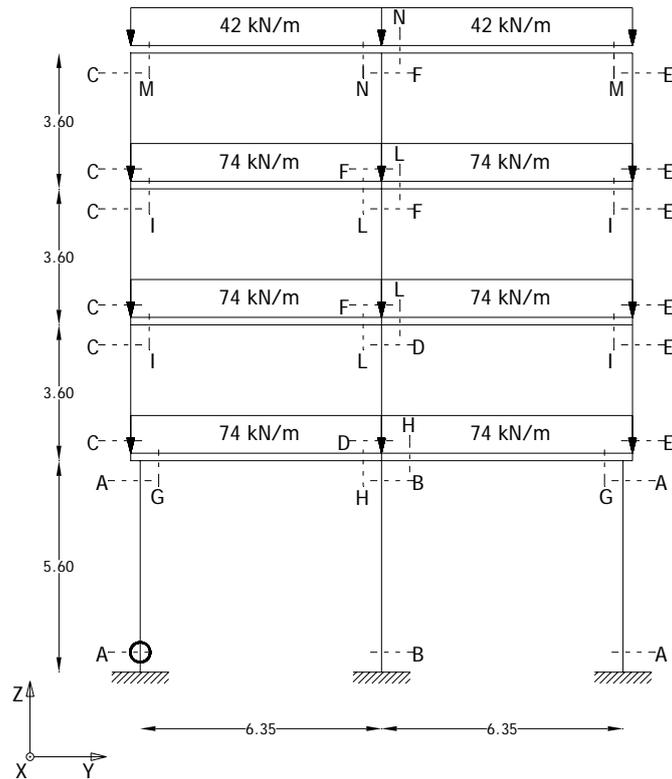


Figura 5-1 – Relazione momento-curvatura per diversi livelli di strain rate, per v uguale 0.0 (a), 0.1 (b), 0.25 (c) e 0.50 (d).

5.4 Effetto dello *strain rate* sulla risposta sismica di un telaio piano

Il caso studio è una struttura a telaio 2D, composta da quattro piani e due campate, mostrata in Figura 5-2, appartenente all'edificio "Corpo Aule" della scuola I.P.S.I.A.S.A.R. situata a L'Aquila. La Tabella 5-2 riporta le dimensioni delle sezioni trasversali e l'area di acciaio degli elementi mostrati in Figura 5-2. Le proprietà del calcestruzzo e dell'acciaio sono quelle già presentate nel paragrafo precedente per la sezione trasversale considerata.



Le dimensioni sono in m.

Il cerchio si riferisce alla cerniera plastica in cui sia raggiunge la rottura.

Figura 5-2 – *Caso studio struttura 2D: geometria e carichi gravitazionali sulle travi nella condizione sismica.*

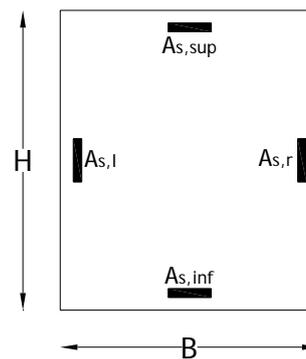
Il primo periodo di vibrazione della struttura vale 0.64 s. La curva di fragilità, per il caso studio, è calcolata in due passaggi. Nel primo passo, viene eseguita una analisi statica non lineare su un modello con cerniere plastiche flessionali concentrate agli estremi degli elementi strutturali. Per la caratterizzazione delle cerniere plastiche flessionali, sono state calcolate le curve momento-rotazione mediante le formulazioni fornite dall'Eurocodice 8 parte 3, relativo alla valutazione degli edifici esistenti. La curva di pushover è stata calcolata fino al punto di spostamento per il quale si raggiunge la rotazione ultima in un qualsiasi elemento della struttura. La curva di pushover relativa al MDOF è mostrata in Figura 5-3. Si può osservare che l'incremento dello *strain rate* comporta un incremento sia dello

spostamento ultimo che del massimo taglio alla base. Si sottolinea che in ogni pushover, condotte per i diversi livelli di *strain rate*, la capacità rotazionale ultima si raggiunge sempre nella cerniera plastica evidenziata nella Figura 5-2, alla base della colonna del piano terra.

Tabella 5-2 – Proprietà delle sezioni trasversali del modello strutturale 2D.

Sezione	B [cm]	H [cm]	As,sup [cm ²]	As,inf [cm ²]	As,l [cm ²]	As,r [cm ²]
A	70	70	10.18	10.18	10.18	10.18
B	70	70	12.72	12.72	12.72	12.72
C	70	65	10.18	10.18	10.18	10.18
D	60	60	12.72	12.72	12.72	12.72
E	70	60	10.18	10.18	10.18	10.18
F	60	60	10.18	10.18	10.18	10.18
G	40	90	34.56	15.71	6.28	6.28
H	40	90	37.70	15.71	6.28	6.28
I	40	80	34.56	15.71	6.28	6.28
L	40	80	37.70	15.71	6.28	6.28
M	60	70	18.85	12.57	6.28	6.28
N	60	70	28.27	12.57	6.28	6.28

Le proprietà riportate in tabella si riferiscono alla sezione trasversale disegnata qui a destra.



Quindi, la curva di pushover ottenuta è stata usata per determinare il sistema ad un grado di libertà (SDOF) elastico perfettamente plastico, usando la procedura raccomandata in [53]. Nel secondo passo sono state eseguite analisi dinamiche incrementali (IDA) sul sistema SDOF equivalente con 50 accelerogrammi naturali ([32], [33]). Sulla base di queste analisi non lineari, gli accelerogrammi sono stati scalati per incrementare il livello di PGA e applicati alla struttura. Ad ogni livello di accelerazione spettrale, la probabilità di collasso strutturale è stata stimata come il rapporto tra il

numero di registrazioni che portano al massimo spostamento del sistema SDOF che supera la capacità di spostamento, sul numero totale di registrazioni (in questo caso le registrazioni sono 50).

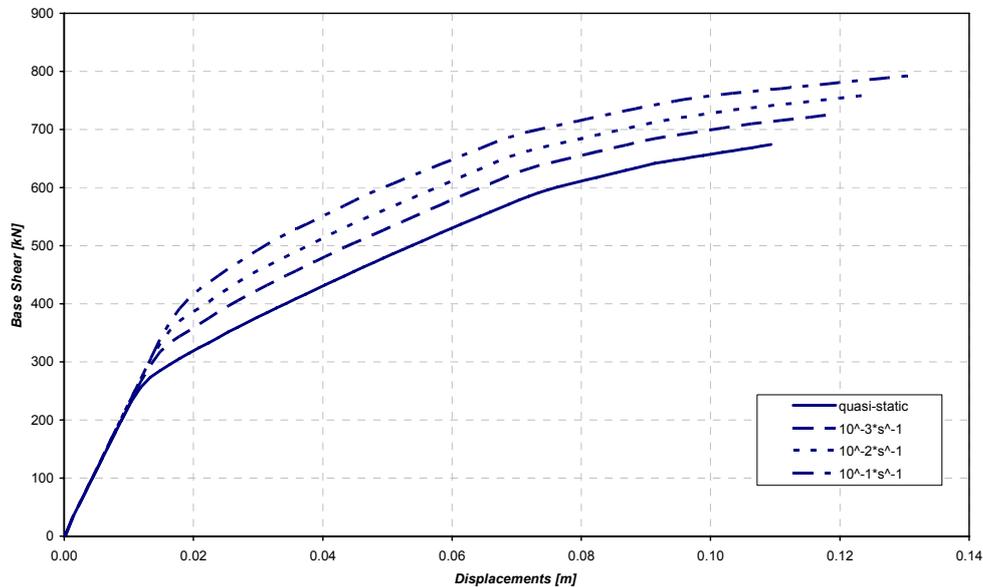


Figura 5-3 – Curva di pushover del modello MDOF relativo alla struttura 2D.

I valori delle capacità di spostamento per il sistema SDOF sono elencati nella Tabella 5-3 per ogni valore dello strain-rate.

Tabella 5-3 – Spostamenti ultimi per il SDOF.

Strain rate [s^{-1}]	Quasi-statico	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}
Capacità di spostamento [cm]	8.2	8.7	9.3	9.9

Le curve di fragilità ottenute sono riportate in Figura 5-4, mostrando la probabilità di collasso per ogni livello di *strain rate* nei confronti della PGA. Si può osservare che al crescere dello *strain rate* la probabilità di collasso diventa più bassa. In particolare, per valori di PGA comuni, la probabilità di collasso si riduce ad un terzo, per *strain rate* pari a $10^{-1} s^{-1}$. Questo è un notevole risultato; effettivamente, l'incremento dello *strain rate* porta a migliori proprietà dei materiali e quindi, a strutture più resistenti, ma anche

a rigidezze maggiori del sistema strutturale, con minore periodo di vibrazione e, di conseguenza, maggiori forze sismiche agenti sulla struttura.

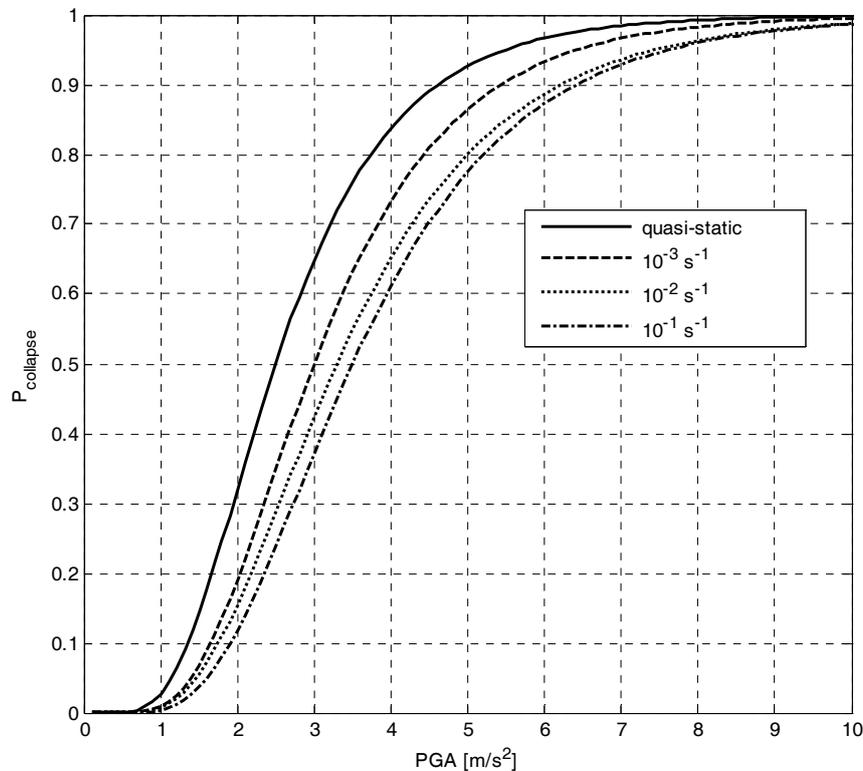


Figura 5-4 – Curve di fragilità per il caso studio 2D.

Si sottolinea che, in questo caso, nelle analisi non sono stati considerati i meccanismi fragili. Infatti, il sistema SDOF è stato derivato da una curva di pushover per la quale è stato considerato solo il meccanismo duttile. Invece, l'influenza dello *strain rate* sulla sensibilità dei materiali in merito al comportamento fragile è stato indagato nel paragrafo successivo, dove è stato considerato sia il comportamento fragile che duttile degli elementi strutturali.

5.5 Effetto dello *strain rate* sulla risposta sismica di un telaio spaziale

La struttura considerata è l'edificio "Corpo Aule" della scuola I.P.S.I.A.S.A.R. di L'Aquila; l'edificio è stato costruito nel 1960 ed è stato danneggiato dal

sisma di L'Aquila del 6 aprile 2009. la struttura è un telaio in c.a. costituita da 4 piani. Le proprietà dei materiali sono quelle presentate in Tabella 5-1. La Figura 5-5 mostra una vista dall'alto dell'edificio, mentre la Figura 5-6 riporta la pianta del terzo piano.



Figura 5-5 – Vista dall'alto della struttura.

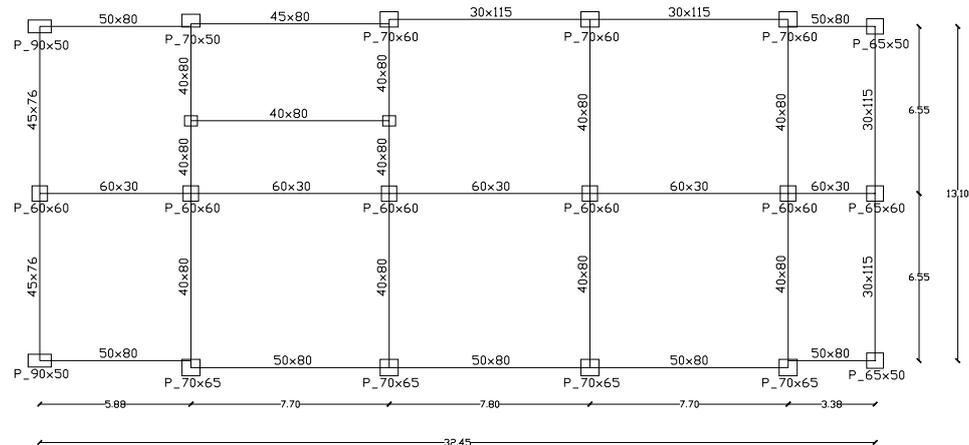


Figura 5-6 – Vista in pianta del terzo piano (le dimensioni sono in m).

Si può osservare che sia la configurazione in pianta che quella in altezza sono molto irregolari. La valutazione sismica della struttura è stata condotta per lo stato limite di danno significativo SD mediante una analisi statica non

lineare. In particolare, in accordo con quanto previsto dall'Eurocodice 8, sono state eseguite 8 analisi di pushover per ogni direzione, tenendo conto del verso di applicazione, dell'eccentricità accidentale e dalla tipologia di carico, proporzionale alle masse e al modo di vibrare. In accordo con le indicazioni dell'Eurocodice 8, per ogni analisi di pushover, la capacità di spostamento della struttura è stata ricavata come lo spostamento per il quale si attiva un meccanismo di piano o si raggiunge la rotazione ultima della sezione di un elemento strutturale; la domanda di spostamento è stata derivata dallo spettro di spostamento di L'Aquila. Queste analisi sono state condotte in due casi: (a) assumendo le proprietà quasi statiche dei materiali e (b) assumendo le proprietà dei materiali derivate dall'aumento dello *strain rate*, per il livello di *strain rate* indotto dal sisma di L'Aquila. Per definire il livello di *strain rate* da considerare bisogna fare le seguenti assunzioni. In realtà, lo *strain rate* che avvertono gli elementi strutturali durante un evento sismico è variabile nello spazio e nel tempo, ma le proprietà dei materiali sono principalmente influenzate dall'ordine di grandezza dello *strain rate*. Quindi, per caratterizzare lo *strain rate* avutosi durante il sisma di L'Aquila è stata sufficiente una stima approssimata. La pseudo-accelerazione spettrale *PSV* e lo pseudo-spostamento spettrale *PDV*, relativi al primo periodo di vibrazione della struttura (uguale a 0.68 s) del sisma aquilano, sono assunti, rispettivamente, pari a 56 cm/s e 5.6 cm [55]. La velocità media *V* della struttura durante l'eccitazione sismica, uguale alla metà della *PSV* (considerando una variazione lineare della velocità nel tempo), è stata considerata uguale a 27 cm/s. Il tempo necessario a raggiungere il massimo spostamento T_{max} può essere calcolato come:

$$T_{max} = \frac{PSD}{V} = \frac{5.6}{27} = 0.21s$$

Allora, si può assumere che, quando il massimo spostamento è raggiunto la massima deformazione ϵ_{max} è uguale a 0.004, essendo la massima deformazione del calcestruzzo per il maggiore livello dello *strain rate*, come riportato in Tabella 5-1. quindi, assumendo nuovamente lineare la variazione dello *strain rate* nel tempo, lo *strain rate* può essere approssimato come:

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\varepsilon_{max}}{T_{max}} = \frac{0.004}{0.21} = 0.019s^{-1} \approx 10^{-2} s^{-1}$$

Come alternativa T_{max} potrebbe essere calcolato come un quarto del primo periodo di vibrazione, che nella fattispecie vale $T_{max}=0.68 \text{ s}/4=0.17 \text{ s}$, portando ad un valore simile dello *strain rate*. Comunque è necessaria solo una stima approssimata dello *strain rate*, dato che le proprietà dei materiali sono influenzate solo dall'ordine di grandezza dello stesso. Così le analisi di pushover sono state ripetute assumendo proprietà dei materiali per uno *strain rate* pari a 10^{-2} s^{-1} . Si sottolinea che, anche in questo caso, l'incremento del modulo di Young indotto dallo *strain rate* sismico non è stato considerato, dal momento che esso comporta una trascurabile riduzione del periodo di vibrazione della struttura. Il risultato dei due insiemi di analisi di pushover, per il caso quasi statico e per *strain rate* pari a 10^{-2} s^{-1} , sono stati elaborati in termini di rapporto di capacità su domanda di spostamento, riportato in Tabella 5-4 e Tabella 5-5 per *strain rate* quasi statico e *strain rate* sismico, rispettivamente.

Tabella 5-4 – Spostamento di domanda e spostamento capace per stato limite SD nel caso di *strain rate* quasi statico.

Modello di carico	Direzione	Capacità di spostamento d_c [cm]	Domanda di spostamento d_d [cm]	d_c/d_d [#]
Proporzionale alla Massa	X	7.1	6.94	1.02
		8.2	7.05	1.16
		7.1	7.00	1.01
		8.2	7.11	1.15
	Y	10.9	8.78	1.24
		11.1	8.69	1.28
		10.9	8.74	1.25
		11.1	8.67	1.28
Proporzionale al Modo	X	8.6	8.60	1.00
		7.5	8.68	0.86
		8.7	8.72	1.00
		7.7	8.76	0.88
	Y	11.02	10.29	1.07
		11.58	10.39	1.11
		11.02	10.19	1.08
		11.58	10.34	1.12

Si può osservare che il rapporto domanda su capacità di spostamento cresce dal caso quasi statico al caso sismico, come sottolineato in Tabella 5-5, rivelando che, come ottenuto già nel caso studio della struttura 2D, lo *strain rate* comporta un miglioramento del comportamento strutturale.

Tabella 5-5 - Spostamento di domanda e spostamento capace per stato limite SD nel caso di *strain rate* sismico.

Modello di carico	Direzione	Capacità di spostamento d_c [cm]	Domanda di spostamento d_d [cm]	d_c/d_d [#]	Δ [%]
Proporzionale alla Massa	X	8.10	5.02	1.61	58%
		8.40	4.90	1.72	48%
		8.10	5.02	1.61	59%
		8.40	4.90	1.72	50%
	Y	11.80	6.60	1.79	44%
		11.90	6.54	1.82	42%
		11.80	6.60	1.79	43%
		11.90	6.54	1.82	42%
Proporzionale al Modo	X	9.00	5.71	1.58	58%
		8.55	5.97	1.43	66%
		9.15	5.77	1.59	59%
		8.85	6.06	1.46	66%
	Y	12.10	7.83	1.54	44%
		12.60	7.80	1.62	46%
		12.10	7.83	1.54	43%
		12.60	7.80	1.62	45%

Inoltre, per poter computare anche i meccanismi di crisi fragile, per ogni analisi di pushover, la forza di taglio sugli elementi dovuta allo spostamento di domanda per meccanismo duttile, è stata valutata e confrontata con il taglio resistente, con la formulazione dell'Eurocodice 8 parte 3 [54]. Per il caso sismico quasi statico e per il caso sismico con *strain rate*, per tutti gli elementi, travi e pilastri, in Tabella 5-6 si riportano i minimi rapporti in termini di capacità a taglio su domanda. Si può osservare che lo *strain rate* comporta una diminuzione delle prestazioni strutturali per i pilastri, conducendo ad un valore più basso del rapporto capacità su domanda, mentre nel caso delle travi il rapporto capacità su domanda cresce leggermente dal caso sismico quasi statico al caso con *strain rate* sismico.

Infatti, nel caso con *strain rate* sismico, anche se le proprietà aggiornate dei materiali comportano un incremento della capacità a taglio, dall'altro lato, sugli elementi resistenti, agisce una forza tagliante maggiore. Questo è dovuto all'incremento del periodo T^* del sistema SDOF.

Tabella 5-6 – Capacità a taglio e domanda a taglio per stato limite SD nel caso di sisma quasi statico e di sisma con *strain rate*.

Modello di carico	Direzione	Rapporto capacità su domanda di taglio per <i>strain rate</i> quasi statico [#]		Rapporto capacità su domanda di taglio per <i>strain rate</i> sismico [#]		Δ [%]	
		Colonne	Travi	Colonne	Travi	Colonne	Travi
Proporzionale alla Massa	X	1.06	0.43	0.98	0.48	-7.55%	11.63%
		1.06	0.43	0.98	0.49	-7.55%	13.95%
		1.08	0.42	0.98	0.48	-9.26%	14.29%
		1.08	0.42	0.98	0.49	-9.26%	16.67%
	Y	1.08	0.33	0.98	0.34	-9.26%	3.03%
		1.08	0.33	0.98	0.35	-9.26%	6.06%
		1.07	0.32	0.98	0.34	-8.41%	6.25%
		1.07	0.32	0.98	0.35	-8.41%	9.37%
Proporzionale al Modo	X	1.06	0.42	1.06	0.49	0.00%	16.67%
		1.06	0.42	1.06	0.47	0.00%	11.90%
		1.07	0.43	1.07	0.49	0.00%	13.95%
		1.07	0.43	1.07	0.48	0.00%	11.63%
	Y	1.00	0.31	0.93	0.33	-7.00%	6.45%
		1.00	0.31	0.93	0.33	-7.00%	6.45%
		1.00	0.31	0.93	0.33	-7.00%	6.45%
		1.00	0.31	0.93	0.33	-7.00%	6.45%

Questo può essere visto in Figura 5-7, dove, come esempio, le curve di pushover del SDOF equivalente nella direzione X, per caso di carico proporzionale alle masse, ottenute per analisi sismiche quasi statiche e sismiche con *strain rate*, sono raffigurate con le curve forze-spostamento bilineari equivalenti al SDOF e i valori del periodo T^* . Il comportamento maggiormente rigido è principalmente causato dal valore più grande del momento di snervamento della cerniera plastica, specialmente per le colonne. Infatti, nelle analisi di pushover, le cerniere plastiche si attivano dopo nel caso sismico con *strain rate* rispetto al caso sismico quasi statico, a

causa di un incremento delle proprietà meccaniche dell'acciaio da armatura. Inoltre, nelle colonne, in accordo con la formulazione dell'Eurocodice 8 parte 3, la capacità a taglio include il contributo dello sforzo normale agente, il quale non dipende significativamente dalle proprietà dei materiali; perciò, l'incremento della capacità a taglio è più bassa nelle colonne che nelle travi, dato che il miglioramento delle proprietà dei materiali per effetto dello *strain rate* poco influenzano il contributo dello sforzo normale agente. Così, nelle colonne, diversamente dalle travi, l'incremento della forza di taglio agente è maggiore dell'incremento dalla capacità a taglio.

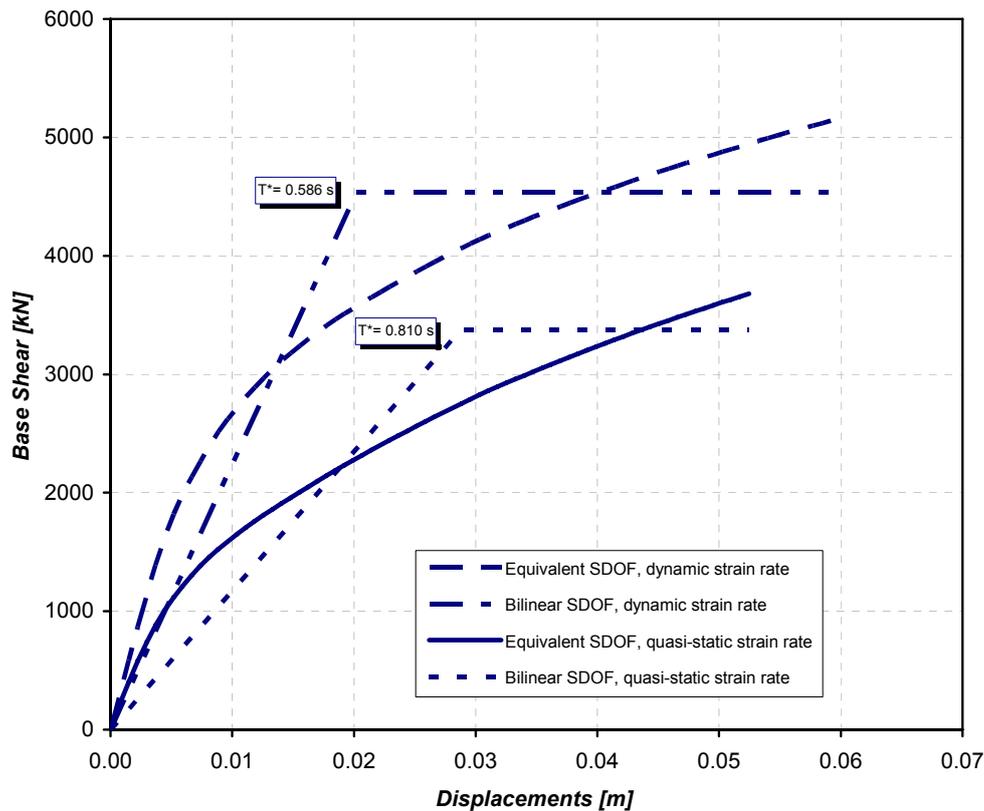


Figura 5-7 – Curva di pushover del sistema SDOF in direzione X per modello di carico proporzionale alle Masse.

5.6 Conclusioni

Le proprietà dinamiche dei materiali sono ampiamente indagate nell'ambito dell'impact engineering, dove la conoscenza dell'influenza dello *strain rate* sui materiali è molto grande; diversamente, nell'ingegneria sismica, dove le condizioni dinamiche sono meno severe, anche se le attuali conoscenze sembrano fornire modifiche non trascurabili nelle proprietà dei materiali, la sensibilità allo *strain rate* dei materiali non è tenuta in conto nelle analisi strutturali. In questo studio si implementano le formulazioni CEB per la valutazione delle proprietà dinamiche dei materiali, per il livello di *strain rate* indotto da sisma, in una procedura di valutazione sismica, con lo scopo di apprezzare l'influenza sulla sensibilità dei materiali allo *strain rate* nella risposta sismica di strutture in c.a. esistenti. I principali risultati di questo studio sono le relazioni momento-curvatura ricavate per diversi sforzi normali per una generica sezione trasversale in c.a., le curve di fragilità sismica e i risultati di una valutazione sismica ottenuti per una struttura in c.a. esistente. Da questi risultati si possono fare le seguenti osservazioni:

- le proprietà dei materiali soggetti a *strain rate* sono significativamente differenti da quelle per condizioni di carico quasi statiche, sia per il cls che per l'acciaio; questo comporta delle relazioni momento-curvatura significativamente differenti, presentando valori maggiori di momento ultimo e di curvatura ultima, incrementandoli entrambi del 20% rispetto ai valori quasi statici, per lo *strain rate* tipico indotto da sisma;
- dalle analisi statiche non lineari si ottengono valori maggiori del taglio alla base e dello spostamento ultimo;
- dalle curve di fragilità ottenute nel caso studio della struttura 2D, si ottengono probabilità di collasso minori per i valori maggiori dello *strain rate*; in particolare si ottiene più del 70% della riduzione della probabilità di collasso, per valori dello *strain rate* 10^{-1} s^{-1} , se si considerano solo meccanismi di crisi duttile;
- la valutazione sismica dell'intera struttura, eseguita mediante analisi statica non lineare, rivela che lo *strain rate* sismico comporta un incremento delle prestazioni strutturali, nel caso vengano considerati i soli meccanismi di crisi duttile; con riferimento ai meccanismi di crisi fragile si ha un decremento delle prestazioni strutturali dal lato delle colonne, mentre avviene un leggero incremento delle stesse nel caso delle travi.

Si vuole sottolineare che i modelli usati nell'ingegneria strutturale e sismica (incluso il comportamento non lineare delle sezioni trasversali e dei sistemi strutturali a telaio) sono tarati sulle proprietà dei materiali in regime di carico quasi statico; da ciò proviene la volontà di indagare il comportamento di questi modelli con le proprietà dei materiali aggiornate, tenendo conto che gli effetti dello *strain rate* potrebbero non essere rigorosi. Comunque, lo scopo delle analisi presentate sta ad indicare l'influenza del regime dinamico indotto dall'eccitazione sismica nella risposta strutturale e di cercare di stimare la variazione delle prestazioni strutturali dovuta alla sensibilità dei materiali allo *strain rate* nel caso di condizioni di carico sismico.

6 CONCLUSIONI

In questo lavoro di tesi sono state eseguite le analisi di valutazione sismica di tre complessi scolastici in cemento armato, per un totale di 9 corpi di fabbrica strutturalmente indipendenti, localizzati in diverse frazioni del territorio aquilano colpito dall'evento sismico del 6 aprile 2009. Il gruppo di edifici è stato scelto in modo da essere il più possibile rappresentativo dell'intero panorama edilizio esistente in c.a. sia in termini di parametri geometrici, sia in termini di tipologia costruttiva e di tecniche realizzative. Inoltre, gli edifici studiati sono rappresentativi di epoche costruttive che vanno dall'inizio degli anni sessanta ai primi anni ottanta.

Le analisi sono state eseguite utilizzando analisi di tipo lineare e non lineare, compatibilmente con i limiti di adozione di ciascuna tipologia secondo le prescrizioni delle NTC 2008. In particolare, sei edifici sono stati analizzati mediante analisi statica non lineare (pushover) e tre edifici mediante analisi dinamica lineare.

A valle delle analisi globali dei singoli edifici, sono state eseguite le verifiche di sicurezza degli elementi strutturali per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita, ricavando gli indicatori di rischio relativi all'attivazione dei singoli meccanismi di crisi fragile (taglio pilastri e travi, resistenza a trazione e compressione diagonale dei nodi trave-pilastro) e duttile (pressoflessione o capacità rotazionale).

I risultati delle analisi hanno evidenziato una forte dipendenza della sicurezza sismica strutturale nei confronti dei meccanismi fragili. Infatti, in tutti i casi studiati si registra un indicatore di rischio minimo dovuto all'attivazione dei meccanismi fragili, che precede quella dei meccanismi duttili. In particolare dalle analisi eseguite è emerso che:

- I valori minimi degli indicatori di rischio sono sempre stati riscontrati con riferimento a crisi fragili a taglio su elementi trave e pilastro; inoltre, nella maggior parte dei casi l'indicatore di rischio ($\alpha_{UV}=26\%$) è relativo all'input sismico del periodo di ritorno più basso che le norme NTC 2008 prescrivono ($T_R=30$ anni);
- i nodi trave-pilastro sono risultati carenti in termini di resistenza a trazione diagonale. Inoltre, le verifiche di sicurezza dei nodi non possono prescindere da un controllo eseguito anche per input sismici minori dell'input di domanda, in quanto le sollecitazioni di trazione e

compressione raggiungono il massimo valore nel momento in cui le armature in trazione delle travi convergenti nel nodo raggiungono lo snervamento, per poi diminuire per effetto della crescente sollecitazione di taglio nel pilastro;

- il numero di elementi non verificati a taglio (travi e pilastri) è fortemente influenzato del modello di resistenza adottato (NTC 2008, EC8 parte 3). In particolare, adottando il modello NTC 2008 con l'ipotesi di inclinazione della biella compressa fissa a 45° , si ottiene un modello troppo conservativo se confrontato con il modello di resistenza suggerito dalle EC8 parte 3; viceversa, utilizzando il modello delle NTC 2008 con traliccio ad inclinazione variabile, il numero di elementi non verificati a taglio risulta confrontabile con quanto ottenuto adottando le formulazioni di resistenza a taglio riportate nell'EC8 parte 3;
- dall'analisi statistica dei parametri che influenzano la resistenza a taglio, la percentuale meccanica media di staffe nei pilastri è risultata $\omega_{sw}=0,03$, e la percentuale meccanica media di armatura longitudinale è risultata pari a $\omega_{tot}=0,18$, a cui si associa una percentuale geometrica $\rho_{tot}=1\%$. Per quanto concerne i valori degli sforzi normali adimensionalizzati v essi sono risultati variabili nel range $0.05 \div 0.50$ con un coefficiente di variazione CV sempre elevato;
- gli indicatori di rischio ottenuti per i meccanismi duttili sono significativamente influenzati dal tipo di analisi eseguita, se di tipo lineare o non lineare. Infatti, nel caso in cui è stata eseguita una analisi di pushover (6 casi su 9) si è ottenuto in solo due casi un indicatore di rischio minore del 100%, con valore medio pari al 66% (valore minimo 43%, valore massimo del 88%), mentre, nel caso in cui si è utilizzata l'analisi dinamica lineare (3 casi su 9), si sono sempre ottenuti indicatori di rischio inferiori al minimo valore ottenibile con riferimento agli spettri di norma NTC 2008, $T_R=30$ anni;
- l'approccio di analisi e verifica adottato nel presente studio ha permesso di costruire il processo di attivazione progressivo dei meccanismi di crisi duttile/fragile all'aumentare dell'input sismico. Ciò, nell'ottica di eseguire interventi di rafforzamento che non comportino cambiamenti significativi della massa e della rigidità

dell'edificio, aiuta a costruire una scala di priorità nella scelta degli interventi da eseguire.

Infine, è stato apprezzato l'effetto che la velocità di applicazione dei carichi (*strain rate*) ha sulla risposta sismica globale delle strutture in c.a. L'effetto dello *strain rate* comporta un miglioramento delle proprietà dei materiali, e, conseguentemente, una maggiore capacità rotazionale della sezione in c.a. e una maggiore resistenza a taglio dell'elemento. D'altro canto, tale effetto dello *strain rate* conduce ad un incremento della rigidezza strutturale con conseguente aumento della azione sismica agente sulla struttura.

In particolare, con riferimento alla valutazione sismica del caso studio della struttura I.P.S.I.A.S.A.R., eseguita mediante analisi statica non lineare, si è osservato che lo *strain rate* sismico ha comportato un incremento delle prestazioni strutturali in termini di rapporto capacità/domanda (C/D), rispetto al caso sismico quasi-statico, nel caso in cui vengano considerati i soli meccanismi di crisi duttile; con riferimento ai meccanismi di crisi fragile si sono osservati, rispetto al caso sismico quasi-statico, valori del rapporto C/D minori per gli elementi pilastro e maggiori per gli elementi trave. Il motivo di tale discordanza, relativamente ai meccanismi fragili, può essere attribuito alla formulazione di taglio resistente utilizzata. Infatti, in accordo con la formulazione dell'Eurocodice 8 parte 3, la capacità a taglio dei pilastri è influenzata dallo sforzo normale agente, il quale non dipende significativamente dalle proprietà dei materiali e, pertanto, dall'effetto di una variazione dello *strain rate*; perciò, l'incremento della capacità a taglio nei pilastri è minore che nelle travi, a differenza dell'incremento di domanda.

BIBLIOGRAFIA

- [01] CS LL PP DM 14 gennaio 2008, "Norme Tecniche per le Costruzioni", Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana 29, 4/2/2008".
- [02] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- [03] CEN (2003), "Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance – Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings", European Standard EN 1998-1:2003. Comitè Eropèean de Normalisation, Brussels.
- [04] CEN (2005), "Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance – Part 3: assessment ad retrofitting of buildings", European Standard EN 1998-1:2003. Comitè Eropèean de Normalisation, Brussels.
- [05] ISTAT, 14° Censimento Generale della Popolazione e delle Abitazioni, 2001.
- [06] OPCM n. 3779 e 3790, "Manuale per la compilazione della scheda di 1° livello di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell'emergenza post-sismica (AeDES)", legge n. 77 del 23 giugno 2009.
- [07] Manfredi G., Masi A., Pinho R., Verderame G., Vona M., "Valutazione degli edifici esistenti in cemento armato", IUSS PRESS editore (2007).
- [08] CSI Analysis Reference Manual for SAP2000®, ETABS®, and SAFE®, Computers and Structures, Inc. 1995 University Avenue Berkeley, California 94704 USA.
- [09] CS LL PP DM 9 gennaio 1996, "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche", Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana 29, 5/2/1996.
- [10] Verderame G.M., De Luca F., Di Ludovico M., "Influenza dei meccanismi fragili nella valutazione e adeguamento di edifici esistenti in c.a.", AIST 2011-12, Bologna 6-10-2011.

- [11] OPCM 3431 del 3/5/2005, "Testo integrato dell'Allegato 2 – Edifici – all'Ordinanza 3274 come modificato all'OPCM 3431 del 3/5/2005", Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana 107, 10/5/2005.
- [12] Biskinis Dionysis E., Roupakias George K., Fardis Micheal N., "Degradation of shear strength of reinforced concrete members with inelastic cyclic displacement", ACI Structural Journal, 101(6), pp.773-783, (2004).
- [13] Sezen Halil, Moehle Jack P., "Shear strength model for lightly reinforced concrete columns", ASCE Journal of Structural Engineering, 130(11), pp.1692-1703,(2004).
- [14] American Society of Civil Engineers (ASCE), Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, ASCE/SEI 41-06, Reston, Virginia, 2007.
- [15] CEB FIP Model Code 2010, first complete draft, April 2010. fib Bulletin 56, Model Code 2010 - First complete draft, Volume 2, chapters 7-10, (2010).
- [16] Fajfar P., "Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra", Earthquake Engng. Struct. Dyn. 28, 979-993 (1999).
- [17] Cosenza E., Manfredi G., Pecce M., " Strutture in cemento armato. Basi della progettazione", Ed. Hoepli, Milano, (2008).
- [18] Cosenza E., Maddaloni G., Magliulo G., Pecce M., Ramasco R., "Progetto antisismico di edifici in cemento armato", IUSS PRESS editore.(2007).
- [19] De Luca F., Verderame G., Manfredi G., "Modelli di capacità a taglio: codici e letteratura a confronto". Atti del 18° Congresso CTE, Brescia, 11 – 13 Novembre (2010).
- [20] Paulay T., Priestley M.J.N., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings." pg. 250 – 303, 1992.
- [21] Verderame G.M., Stella A. e Costanza E. - Le proprietà meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate negli anni '60 (X Congresso Nazionale "L'ingegneria sismica in Italia", Potenza-Matera 9-13 settembre 2001).
- [22] Masi A., "La stima della resistenza del calcestruzzo in situ mediante prove distruttive e non distruttive", Il Giornale delle Prove non Distruttive Monitoraggio Diagnostica, n. 1, 2005.

- [23] Pecce M., Di Sarno L., Cosenza E., "Metodologia per l'analisi di vulnerabilità sismica di edifici in c.a.". 2006.
- [24] Mainstone R.J., "Properties of materials at high rates of straining or loading", part 4, State-of-the-Art report on Impact loading of Structures, Materials and Structures, vol. 8, No. 44, pp.102-116.
- [25] Malvar L.J. and Ross C.A. "Review of *strain rate* effects for concrete in tension" ACI Materials Journal vol. 95, 1998, pp. 735-739.
- [26] Paulay T., and Priestley M. J. N., "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", John Wiley & Sons, 1992, pp. 745.
- [27] Shing P. S. B. and Mahin S. A., "Pseudodynamic test method for seismic performance evaluation: theory and implementation", In: Earthquake Engineering Research Center, Report UCB/EERC-84/01, University of California, Berkeley, 1984, pp 153.
- [28] Filiatrault A., Holleran M., "Stress-strain behavior of reinforcing steel and concrete under seismic strain rates and low temperatures", Materials and Structures, Vol. 34, 2001, pp 235-239.
- [29] Soroushian P., and Obaseki K., "Strain rate-dependent interaction diagram for reinforced concrete section". ACI Journal 83, 1986, pp. 108–116.
- [30] Al Haddad M.S., "Curvature ductility of reinforced concrete beams under low and high strain rates", ACI Structural Journal 92, 1995, pp. 526–534.
- [31] Nakashima M. "Development, potential, and limitations of real-time online (pseudo-dynamic) testing". Philosophical Transactions of the Royal Society of London A 2001; 359: pp1851–1867.
- [32] Vamvatsikos D. and Cornell C. A., "Incremental Dynamic Analysis", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 21m No. 3, 2002, pp. 491-514.
- [33] Jalayer F., "Direct probabilistic seismic analysis: implementing non-linear dynamic assessments" PhD Thesis, Department of Civil Environment Engineering, Stanford University, 2003, pp. 150.
- [34] Fu H.C., Erki M.A. and Seckin M., "Review of effects of loading rate on concrete in compression", Journal of Structural Engineering vol 117, 1991, pp. 3645–3659.

- [35] Harris D.W., Mohorovic C.E., Dolen T.P., "Dynamic Properties of Mass Concrete Obtained from Dam Cores" ACI Materials Journal, Vol.97, 2000, pp 290 – 296.
- [36] Asprone D., Cadoni E. and Prota A., "Experimental analysis on the tensile dynamic behavior of existing concrete under high *strain rates*" ACI Structural Journal vol.106, issue 1, January-February 2009, pp.106-113.
- [37] Ross C. A., Tedesco J. W., and Kuennen S. T., "Effects of Strain Rate on Concrete Strength" ACI Materials Journal, Vol 92, Issue 1, 1995, pp. 37-47.
- [38] Ross C. A., Jerome D. M., Tedesco J W., and M. L. Hughes "Moisture and Strain Rate Effects on Concrete Strength", Vol 93, Issue 3, 1996, pp. 293-300.
- [39] Asprone D., Cadoni E., Prota A. and Manfredi, G. "Dynamic behavior of a mediterranean natural stone under tensile loading" International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Volume 46, Issue 3, April 2009, Pages 514-520.
- [40] Cadoni E., Labibes K., Berra M., Giangrasso M. and Albertini C., "High *strain rate* tensile behaviour of concrete", Magazine of Concrete Research, vol. 52, No.5, Oct. 2000, pp. 365-370.
- [41] Comité Euro-International du Béton. "Concrete structures under impact and impulsive loading" CEB Bulletin 187, Lausanne, Switzerland, 1988.
- [42] Cadoni E., Albertini C. and Solomos G., "Analysis of the concrete behavior in tension at high *strain rate* by a modified Hopkinson bar in support of impact resistant structural design", Journal de Physique, Vol.3, 2006, pp. 647-652.
- [43] Toutlemonde F., Boulay C. and Rossi P., "High *strain rate* tensile behaviour of concrete: significant parameters" Proc. of 2nd Int. Conf. on "Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures" FRAMCOS-2, 2005 Freiburg, Germany.
- [44] van Doormal J.C.A.M., Weerheijn J. and Sluys L.J. "Experimental and numerical determination of the dynamic fracture energy of concrete" Journal de physique vol. 4, 1994, pp.501-506.
- [45] Asprone D., Cadoni E. and Prota A., "Tensile high strain rate behavior of reinforcing steel from an existing bridge" ACI Structural Journal, vol.106, issue 4, July August 2009, pp. 523-529.

- [46] Uenishi A. and Teodosiu A., "Constitutive modelling of the high *strain rate* behaviour of interstitial-free steel", *International Journal of Plasticity*, vol. 20, 2004, pp. 915-936.
- [47] Comité Euro-International du Béton. « Concrete structures under impact and impulsive loading" CEB Bulletin 187, Lausanne, Switzerland, 1988.
- [48] Malvar L.J., "Review of static and dynamic properties of steel reinforcing bars", *ACI Materials Journal*, vol. 95, 1998, pp. 609-616.
- [49] Lee W.-S., Lin C.-F., Chen B.-T., "Tensile properties and microstructural aspects of 304L stainless steel weldments as a function of strain rate and temperature", *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part C: Journal of Mechanical Engineering Science*, vol. 219, 2005, pp. 439-451.
- [50] Couque H., Leung C.P., Hudak Jr. S.J., "Effect of planar size and dynamic loading rate on initiation and propagation toughness of a moderate-toughness steel" *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 47, 1994, pp. 249-267.
- [51] Drar H., "On predicting the temperature and strain rate dependences of the fracture toughness of plain carbon steels" *Materials Characterization*, vol. 31, 1993, pp. 91-97.
- [52] Wang G.Z., Wang Y.L., "Effects of loading rate, notch geometry and loading mode on the local cleavage fracture stress of a C-Mn steel", *International Journal of Fracture*, vol. 146, 2007, pp. 105-121.
- [53] Comité Européen de Normalisation. Eurocode 2 - Design of concrete structures – Part 1: general rules and rules for buildings. EN 1992. Brussels: CEN; 2004.
- [54] Comité Européen de Normalisation. Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance EN 1998. Brussels: CEN; 2004.
- [55] Chiarabba C., Amato A., Anselmi M., Chiaraluce L., Ciaccio M. G., DeGori P., De Luca G., Di Bona M., Di Stefano R., Faenza A., Govoni A., Importa L., Lucenti F. P., Marchetti A., Margheriti L., Mele F., Micheli A., Monachesi G., Moretti M., Pastori M., Piana Agostinetti N., Piccinini D., Roselli P., Seccia D., and Valoroso L., 2009. The 2009 L'Aquila (central Italy) Mw 6.3 earthquake: main shock and aftershocks, *Geophys. Res. Lett.* 36, doi: 10.1029/2009GL039627, 2009.

Riferimenti WEB:

- <http://maps.google.it/maps?hl=it&tab=w/>
- <http://www.bing.com/maps/>