



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PISA

SCUOLA DI INGEGNERIA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE E INDUSTRIALE

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile e delle Costruzioni Civili

Tesi di Laurea Magistrale

***ANALISI STRUTTURALI E CARATTERIZZAZIONI
MECCANICHE NELL'EDIFICIO SCOLASTICO
I.T.C. F. CARRARA DI LUCCA***

Relatori:

Prof. Ing. Mauro Sassu

Ing. Mario Lucio Puppio

Candidata:

Eleonora Mannari

Anno Accademico 2015/2016

Indice

INTRODUZIONE	1
1 GLI EDIFICI ESISTENTI IN CEMENTO ARMATO	3
1.1 Caratteristiche generali degli edifici esistenti in c.a.	3
1.2 Meccanismi di collasso delle strutture in c.a.	7
2 PRESENTAZIONE DEL CASO DI STUDIO: L'I.T.C. F. CARRARA DI LUCCA.....	10
2.1 Storia dell'edificio.....	10
2.1.1 La nuova sede.....	11
2.1.2 Descrizione della struttura e tipologia costruttiva.....	12
2.1.3 L'Edificio B	14
2.2 Valutazione della sicurezza	19
2.2.1 Analisi storico critica	20
2.2.2 Rilievo geometrico e strutturale	27
2.2.3 Caratterizzazione dei materiali	37
2.2.4 Livelli di Conoscenza e Fattori di Confidenza	40
2.3 Progetto simulato.....	43
2.3.1 Pilastri.....	44
2.3.2 Travi.....	47
3 MODELLAZIONE	52
3.1 Azioni agenti sulla costruzione.....	52
3.1.1 Azioni variabili	53
3.1.2 Carichi strutturali	53
3.1.3 Azione sismica	55
3.2 Definizione del modello	70
3.2.1 Ipotesi di solaio rigido	72
3.2.2 Ipotesi di solaio deformabile.....	72

3.2.3	Materiali	76
3.2.4	Sezioni	77
3.2.5	Carichi agenti.....	79
3.2.6	Vincoli.....	80
4	ANALISI E VERIFICHE.....	81
4.1	Metodi di analisi.....	81
4.1.1	Metodi di analisi lineari.....	83
4.1.2	Metodi di analisi non lineari.....	85
4.2	Analisi per il caso di studio.....	97
4.2.1	Cerniere plastiche	97
4.2.2	Risultati analisi modale	101
4.2.3	Distribuzione di forze	103
4.2.4	Punto di controllo.....	104
4.2.5	Risultati analisi Pushover	105
4.3	Verifiche	113
4.3.1	Verifiche meccanismi duttili.....	114
4.3.2	Verifiche meccanismi fragili	116
4.3.3	Osservazioni	120
5	STUDIO PARAMETRICO SULLA VARIABILITA' DEL MATERIALE CALCESTRUZZO	123
5.1	Caratterizzazione meccanica dei materiali	123
5.1.1	Prove distruttive effettuate sul padiglione A.....	125
5.2	Variabilità parametrica delle resistenze meccaniche	125
5.3	Risultati analisi pushover	127
5.4	Verifiche meccanismi fragili	128
5.4.1	Ipotesi di solaio rigido	130
5.4.2	Ipotesi di solaio deformabile.....	131
5.5	Osservazioni	132

6	INDICI DI RISCHIO	133
6.1	IR Vb	133
6.2	IR PGA.....	138
6.3	IR TR	143
6.4	Osservazioni	146
7	CONCLUSIONI.....	148
7.1	Criticità rilevate	149
7.2	Interventi proposti per il blocco B.....	149
7.3	Sviluppi futuri	150
	Bibliografia	151
	ALLEGATI.....	153

INTRODUZIONE

I recenti eventi sismici hanno mostrato l'elevata vulnerabilità del patrimonio esistente in cemento armato. L'inadeguato livello di sicurezza offerto dalle strutture esistenti 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 carichi verticali. In particolare in Italia circa il 35% degli edifici in cemento armato è stato costruito prima dell'emanazione della legge n. 64 del 2 febbraio 1974 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche", 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 l'emanazione dell'O.P.C.M n. 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 strutturale.

È evidente che la demolizione 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 socialmente ed economicamente perseguibile. 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.

Il presente lavoro di tesi si pone come obiettivo la valutazione della sicurezza del padiglione B dell'Istituto Tecnico Commerciale Francesco Carrara di Lucca costruito agli inizi degli anni '60. A tal fine si è proceduto dapprima ad un accurato rilievo geometrico strutturale che, assieme alla documentazione tecnica di progetto originale e a limitate indagini di materiale in situ, hanno consentito di assegnare un opportuno Livello di Conoscenza all'edificio ed hanno permesso la definizione di un modello strutturale rappresentativo dell'intera struttura.

Attraverso l'adozione di analisi di tipo non lineare è stata determinata la capacità della struttura ed è stata studiata l'influenza dei meccanismi di crisi fragile sulla capacità sismica globale al variare della distribuzione delle resistenze dei materiali all'interno della struttura. Infine si è proceduto alla definizione degli indicatori di rischio grazie ai quali si stabilisce in modo estremamente sintetico ed univoco il comportamento sismico della struttura.

La tesi si articola in sette capitoli.

Nel I Capitolo vengono brevemente descritte le caratteristiche degli edifici esistenti in cemento armato e analizzate le modalità comuni di collasso di essi.

Nel II capitolo viene presentata la struttura oggetto di studio e ne viene valutata la sicurezza attraverso le fasi di analisi storico critica, rilievo geometrico strutturale e caratterizzazione dei materiali per attribuire ad essa un opportuno livello di conoscenza.

Nel III capitolo viene descritta la modellazione della struttura attraverso il software agli elementi finiti SAP2000 v.17.0, distinguendo tra ipotesi di solaio infinitamente rigido e ipotesi di solaio deformabile.

Nel IV capitolo viene esposto il metodo di analisi utilizzato e si esaminano i risultati derivanti dall'analisi procedendo con le verifiche necessarie imposte dalla normativa.

Nel V capitolo viene effettuato uno studio parametrico sulla variabilità del materiale osservando come cambia l'influenza dei meccanismi di crisi fragile sulla capacità sismica al variare della resistenza a compressione del calcestruzzo.

Nel VI capitolo vengono stimati gli indici di rischio per tutti i casi di studio analizzati e si confrontano i valori ottenuti.

Nel VII e ultimo capitolo vengono effettuate delle considerazioni conclusive analizzando i risultati ottenuti, discutendo le criticità riscontrate e illustrando le possibili soluzioni adottabili.

1 GLI EDIFICI ESISTENTI IN CEMENTO ARMATO

1.1 Caratteristiche generali degli edifici esistenti in c.a.

Il patrimonio edilizio esistente è costituito da immobili costruiti in epoche differenti in cui vigevano normative diverse da quelle attuali; di conseguenza, nei confronti di un sisma tutti gli edifici non reagiscono in ugual modo soprattutto perché una buona parte di essi sono stati costruiti prima dell'entrata in vigore della legge n. 64 del 2 febbraio 1974 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche" e, di conseguenza, non posseggono adeguata duttilità e tantomeno soddisfano i principi di gerarchia delle resistenze.

Il comportamento sismico di un fabbricato è fortemente condizionato dalla sua regolarità in pianta e in elevazione. La sua prestazione strutturale, soprattutto alla stato limite ultimo, dipende però dalle resistenze dei materiali. Dunque è fondamentale avere informazioni dettagliate sui valori di riferimento di tali caratteristiche meccaniche. Queste informazioni vanno ricercate sul singolo edificio quando si tratta di valutarne la vulnerabilità, tuttavia può essere utile avere un quadro su vasta scala delle dimensioni del fenomeno di distribuzione delle resistenze sul patrimonio edilizio.

Nell'ambito del vasto patrimonio edilizio le costruzioni con struttura in cemento armato rivestono un ruolo speciale perché i problemi di durabilità, legati alla risposta temporale dei materiali, si presentano in modo preoccupante e la loro soluzione è generalmente tecnicamente difficile ed economicamente molto onerosa.

È noto che la durabilità della struttura in cemento armato è legata alla qualità del calcestruzzo, in definitiva alla sua resistenza ed al livello di protezione che il conglomerato cementizio è in grado di operare sulle armature.

Per questo motivo può risultare molto utile capire, da un punto di vista statistico, quali resistenze ci si può aspettare su un edificio in base all'epoca di costruzione dello stesso.

Da una ricerca condotta dall'Università delle Marche, riguardante un'analisi statistica dei risultati di prove di compressione diretta su un numero molto significativo di provini cilindrici estratti per carotaggio da edifici costruiti dagli anni 1950 al 2000, è emerso che tutte le distribuzioni campionarie analizzate presentano un valore della resistenza cilindrica media inferiore a 21 MPa. Passando dalla resistenza cilindrica a quella cubica e calcolando poi il frattile al 5% della popolazione, non si raggiunge in nessun caso il limite minimo di resistenza per il calcestruzzo strutturale che, almeno per le nuove costruzioni, la normativa fissa uguale a 25 MPa. È emerso poi

che il decennio con resistenza cilindrica media più bassa è quello relativo agli anni '60 cioè il periodo caratterizzato dal boom edilizio.

Ulteriori aspetti da considerare nell'ottica di un'analisi più approfondita nella valutazione dell'idoneità statica di un edificio sono le caratteristiche architettoniche, strutturali ed infine le tecniche esecutive.

La tipologia costruttiva adottata per gli edifici precedenti all'introduzione della normativa sismica si differenzia in modo talvolta sostanziale da quella utilizzata dopo il 1974 in quanto riflette una mentalità progettuale unicamente rivolta al dimensionamento strutturale basato sui carichi puramente gravitazionali, quindi verticali, in virtù della quale, ad esempio, le sezioni resistenti dei pilastri vengono rapportate sostanzialmente al carico assiale al più combinato con le scarse sollecitazioni flessionali derivanti dalla trasmissione dei momenti di nodo.

Questo atteggiamento progettuale ha comportato la realizzazione di strutture intelaiate caratterizzate da pilastri di sezione esigua e, talvolta, travi di dimensioni ragguardevoli e, comunque non obbedienti ad un ordine gerarchico di resistenze su cui invece è basata la moderna filosofia di progettazione in zona sismica.

La scelta della tipologia dell'organismo strutturale è stata in generale dettata da esigenze di carattere architettonico, rivelatesi inadeguate per la zona sismica, piuttosto che da una chiara visione del problema della sicurezza almeno nella sua accezione minimale e cioè come implementazione di un insieme di provvedimenti tecnici tesi alla riduzione della vulnerabilità.

Quello che si può osservare nella generalità dei casi più eclatanti è che le carenze architettoniche gravi sono state assecondate dai progettisti strutturali senza che fossero posti in essere correttivi sufficienti a sanarle o a quanto meno a mitigarle. A tali carenze si sono aggiunte carenze di ordine strutturale conseguenti alla mancanza di normative di riferimento e carenze di carattere esecutivo che sono essenzialmente dovute:

- Al mediocre magistero impiegato per la realizzazione delle opere strutturali e delle componenti definite "non strutturali", cioè murature di tamponamento, pareti divisorie, rivestimenti;
- Alla mediocre e talvolta pessima qualità dei materiali impiegati per la costruzione del suo complesso;
- Alla scarsa attenzione da parte della Direzione dei Lavori.

Affinché un edificio risponda in maniera presumibilmente corretta ad un sisma deve essere il più semplice possibile, simmetrico, iperstatico e regolare sia in pianta che in elevazione.

La regolarità assume un particolare rilievo sul comportamento dinamico e per questo motivo la normativa attuale fissa criteri molto precisi.

È evidente che non è possibile che gli edifici esistenti, ed in particolare quelli antecedenti l'entrata in vigore della prima norma sismica, rispettino le condizioni di regolarità; è altresì vero che alcune condizioni sono essenziali per una corretta quanto necessaria risposta sismica.

In particolare è condizione essenziale la semplicità della geometria in pianta, sono quindi da valutare con più attenzione tutti gli edifici che non posseggono tale qualità.

È altresì importante che non siano presenti significativi scostamenti planimetrici fra posizione degli elementi di maggiore rigidezza orizzontale, quali pareti strutturali o non, gruppi di scale, ecc., e la distribuzione delle masse del fabbricato che, in caso contrario, darebbero luogo a effetti torsionali pericolosi.

Anche la distribuzione degli elementi non strutturali come i tamponamenti in muratura non collaboranti influiscono sul comportamento globale della struttura in caso di sisma. Infatti, anche se non vengono considerate in fase di calcolo, le tamponature, fino al raggiungimento del loro collasso contribuiscono alla rigidezza del fabbricato e di conseguenza l'irregolarità della loro distribuzione in elevazione comporta una concentrazione degli sforzi dove queste sono meno presenti e la formazione del così detto "piano soffice" come nel caso degli edifici con pilotis o con il piano garage.



Figura 1.1: Formazione del piano soffice in un edificio con pilotis

Ai fini di un buon comportamento dissipativo d'insieme, le deformazioni inelastiche devono essere distribuite nel maggior numero possibile di elementi duttili, in particolare nelle travi, evitando al contempo che si manifestino negli elementi meno duttili, come i pilastri, e nei meccanismi

resistenti fragili. Per ottenere questo risultato è necessario porre attenzione alla irregolarità delle connessioni locali fra gli elementi non strutturali quali travi larghe su pilastri stretti, disassamenti delle travi rispetto ai pilastri ecc., e verificare anche che la disposizione delle armature nelle zone critiche sia corretta, in particolare quelle in prossimità delle connessioni fra gli elementi strutturali come ad esempio i nodi tra travi e pilastri, l'innesto delle travi nelle pareti irrigidite ecc.

Al fine di ottenere la duttilità globale e locale desiderata le attuali norme tecniche dettano delle condizioni che riguardano sia la geometria che i dettagli costruttivi degli elementi. Naturalmente le indicazioni contenute nei codici di progettazione in zona sismica avanzati non possono trovare riscontro negli edifici costruiti prima della metà degli anni '80 dello scorso secolo.

Come per le prescrizioni di carattere geometrico-architettonico, anche la regolarità degli elementi strutturali contribuisce in maniera determinante alla corretta risposta sismica di un edificio. È quindi buona regola avere telai orditi nelle due direzioni principali evitando disassamenti dei nodi trave-pilastro e innesti trave-trave.

L'esperienza acquisita dall'osservazione diretta dei danni prodotti dai terremoti, ci insegna che i principali fattori strutturali, responsabili del danneggiamento sismico delle costruzioni in c.a., riguardano sia i comportamenti globali delle strutture, sia alcune imperfezioni esecutive di carattere locale. Studi statistici eseguiti in diversi paesi, su edifici con evidenti degradi strutturali, hanno evidenziato che la gran parte dei danni avviene durante la fase di esecuzione delle strutture e conseguono da errori umani. Solo il 29% dei danni strutturali sono da ritenersi inevitabili.

Le conclusioni che si possono trarre sono essenzialmente le seguenti:

- Il cattivo posizionamento delle armature, il non corretto uso dei diametri e il conseguente ridotto spessore del copriferro è responsabile della fessurazione e successiva espulsione di quest'ultimo.
- La non corretta legatura delle staffe causa lo slittamento in fase di getto.
- L'esecuzione indiscriminata di varianti strutturali importanti senza autorizzazione comporta lo sconvolgimento dello schema statico.
- Le impurità presenti negli inerti mal lavati sono responsabili della ridotta resistenza dei calcestruzzi.
- Il disarmo precoce, prima che il calcestruzzo abbia raggiunto la dovuta resistenza, è responsabile delle lesioni.

- La realizzazione del calcestruzzo in cantiere, non ricorrendo a quello industriale più controllato e a un corretto mix-design, comporta la compresenza di classi di calcestruzzo diverse.
- L'errata compattazione del calcestruzzo porta alla segregazione dei vari costituenti della miscela e alla creazione di nidi di ghiaia.

1.2 Meccanismi di collasso delle strutture in c.a.

Come detto in precedenza, il comportamento di una struttura durante un terremoto dipende oltre che dalle caratteristiche dell'azione sismica anche dalla qualità della struttura stessa, che determina il comportamento duttile dell'edificio e la capacità di trasferire a terra le forze orizzontali senza eccessive deformazioni.

Il buon comportamento sismico di una struttura sotto sisma può essere raggiunto seguendo i seguenti principi:

- semplicità strutturale
- uniformità e simmetria
- iperstaticità
- resistenza e rigidezza flessionale secondo due direzioni ortogonali
- resistenza e rigidezza torsionale
- resistenza e rigidezza dei solai nel piano
- fondazioni adeguate

Il soddisfacimento di tali requisiti permette di realizzare strutture che sotto l'azione di sismi di media ed elevata intensità hanno resistenza inferiore alla domanda corrispondente ad una risposta elastica a fronte di una capacità di deformazione anelastica e dissipazione di energia tali da permettere alla struttura di mantenere anche dopo l'evento sismico la propria capacità portante, pur avendo ammesso danni agli elementi strutturali e non.

I principali sistemi strutturali che presentano un'adeguata rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali indotte dal sisma sono:

- telai resistenti a momento
- telai con controventi concentrici o eccentrici
- sistemi a parete singola o accoppiate
- sistemi telaio-parete

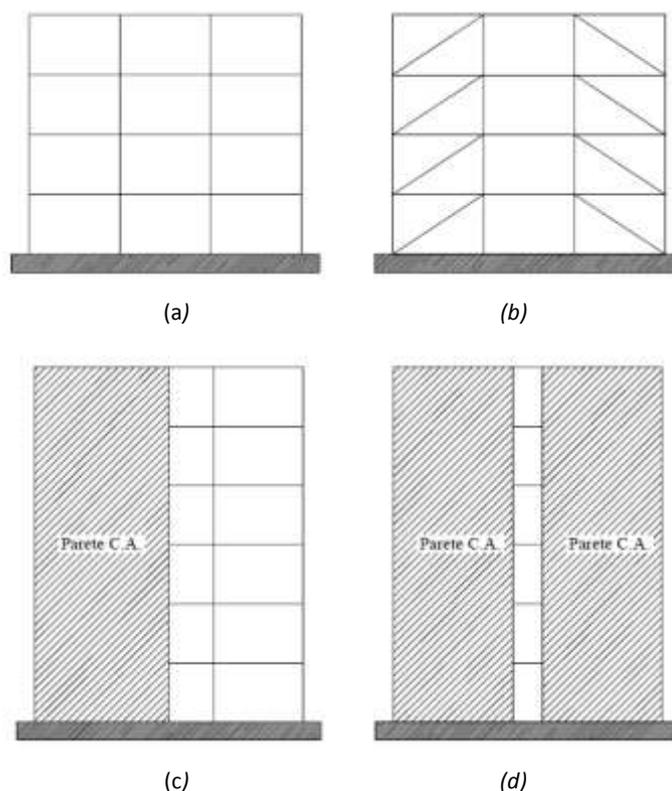


Figura 1.2: Tipologie strutturali in elevazione: a) sistema a telaio, b) telaio con controventi, c) sistema telaio-parete, d) sistema a pareti accoppiate

Nello specifico i telai resistenti a momento, costituiti da travi connesse rigidamente ai pilastri, costituiscono una delle tipologie maggiormente utilizzate per la realizzazione di edifici in cemento armato.

Le strutture intelaiate in c.a. sono caratterizzate da un comportamento sotto sismi violenti in cui le deformazioni in campo anelastico si concentrano alle estremità dei pilastri e delle travi, con formazione di cerniere plastiche, con un eventuale coinvolgimento del nodo in relazione ai quantitativi di armature longitudinali degli elementi strutturali che convergono verso il nodo stesso. La presenza di un'eccessiva quantità di armatura longitudinale rispetto alla disponibilità di armatura trasversale (staffe) può determinare negli elementi strutturali il verificarsi di una rottura fragile a taglio prima o contemporaneamente alla plasticizzazione duttile a flessione.

I meccanismi di rottura più favorevoli per le strutture in c.a. sono quelli in cui vengono evitate rotture fragili dei nodi e degli elementi strutturali per taglio, dunque meccanismi determinati dalla plasticizzazione delle travi a tutti i piani ed alla base dei pilastri al solo piano terra (travi deboli e colonne forti), che coinvolgono il maggior numero possibile di cerniere plastiche. Le strutture che rispondono a tale cinematismo presentano una buona regolarità nella distribuzione di rigidezze e resistenza lungo l'altezza, che garantisce l'assorbimento delle forze laterali da parte dell'intera

struttura, con una distribuzione uniforme del danno e conseguente minimizzazione delle deformazioni locali.

La realizzazione di un tale meccanismo richiede però un'accurata progettazione basata sul principio di gerarchia delle resistenze o *Capacity Design*, esplicitato in Italia solo nelle Norme Tecniche allegata alla recente Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20/03/03.

Per un edificio esistente è quindi più probabile ipotizzare la formazione un meccanismo di collasso di piano con formazione di cerniere plastiche in testa ai pilastri di un piano, salvo sporadiche plasticizzazioni in alcune travi ed in alcuni pilastri di altri piani (travi forti e colonne deboli).

Il coinvolgimento di un numero ridotto di elementi strutturali di un unico piano alla dissipazione di energia ed in particolare di pilastri soggetti, per la funzione che svolgono, a sforzi di compressione che ne riducono la duttilità, determina limitate capacità dissipative d'insieme della struttura e la possibilità di rotture fragili per schiacciamento.

Questo tipo di meccanismo può essere accelerato ed aggravato dalla presenza dei cosiddetti "piani soffici". Le tamponature, infatti, per quanto non considerate a fini sismici in fase di calcolo, svolgono una funzione di dissipazione dell'energia, come delle pareti di taglio anche se di rigidezza decisamente inferiore. In questo caso si formeranno delle cerniere plastiche al piede e in testa ai pilastri del piano in oggetto rendendo la struttura estremamente vulnerabile: gli spostamenti ai piani alti saranno più grandi e le sollecitazioni al piede insostenibili, fino al raggiungimento del collasso per rottura dei pilastri.

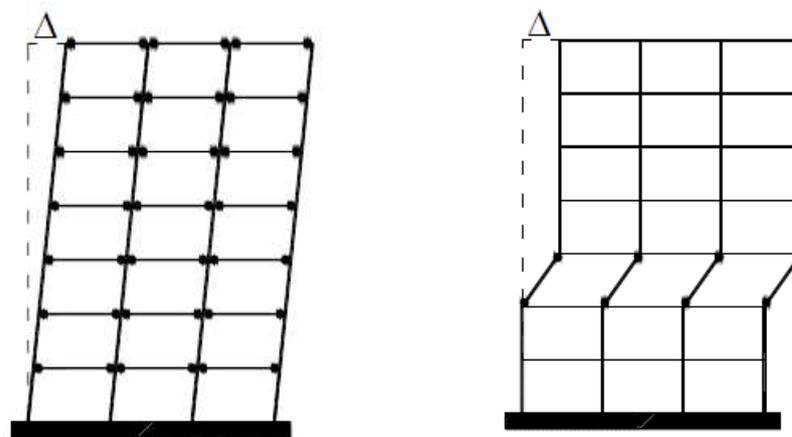


Figura 1.3: Meccanismo di deformazione di un telaio: "travi deboli-colonne forti"(a sinistra), "piano soffice"(a destra)

2 PRESENTAZIONE DEL CASO DI STUDIO: L'I.T.C. F. CARRARA DI LUCCA

2.1 Storia dell'edificio

L'Istituto Tecnico "Francesco Carrara" di Lucca, nacque nel settembre 1896, dopo oltre trent'anni dall'istituzione delle scuole tecniche minori nella comunità di Lucca e varie proposte di fondare a Lucca un Istituto Tecnico come istituto privato per volontà dei Professori Francesco Ferri, Enrico Bianchi, Paolo Paganini, Fabio Pierucci, Oscar Bonini e Alfredo Coli che si costituirono come corpo insegnante affidando la responsabilità della presidenza al Prof. Francesco Ferri e intitolando l'Istituto all'illustre concittadino da poco scomparso, il giurista Francesco Carrara.

Gli alunni iscritti al primo anno erano nove, l'Istituto era articolato in due sezioni: Agrimensura e Ragioneria, e le lezioni si tenevano presso i locali della scuola serale "Matteo Civitali". Il secondo anno scolastico i nuovi iscritti risultarono quattordici e l'Istituto, anche se privato, aveva un sostanziale riconoscimento e il modesto sussidio, prima dal Comune di Lucca, poi dalla Camera di Commercio e dalla Cassa di Risparmio che permise di eliminare la retta speciale mensile a carico degli alunni.

L'istituto divenne Provinciale nel 1902 e dichiarato definitivamente pareggiato ai governativi a tutti gli effetti di legge con D.M. il 26 giugno 1904.

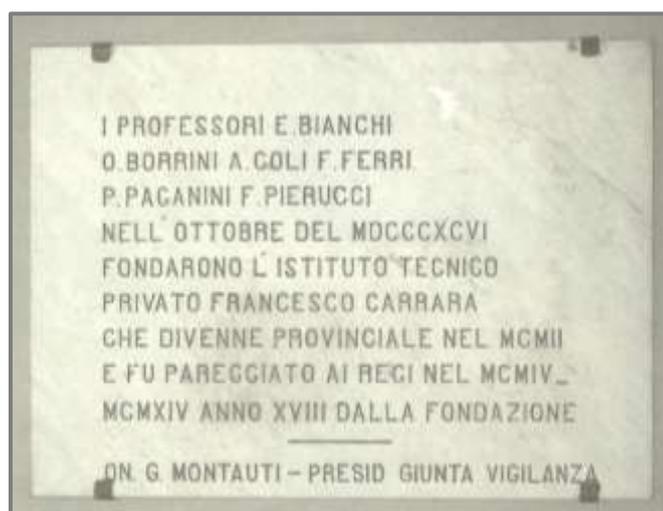


Figura 2.1: Lapide commemorativa dei fondatori dell'Istituto, collocata nell'ingresso della sede attuale

2.1.1 La nuova sede

Nel 1903 il Comune di Lucca concesse come sede all'Istituto Palazzo Buonvisi. Gli alunni erano allora circa un centinaio distribuiti in cinque classi; quindici anni dopo, nel 1918, erano saliti a oltre trecento, e nel 1944/45 gli alunni erano oltre quattrocento in sedici classi. Gli spazi erano diventati del tutto insufficienti, e la situazione apparve negli anni '50 insostenibile al punto che il Preside Alberto Nicolai si batté perché fosse affrontato il problema della sede.

Nel 1956 fu finalmente individuata l'area disponibile per la costruzione del nuovo istituto nell'immediata periferia a fianco dello Stadio Comunale, in Viale Agostino Marti e il 9 marzo 1957 l'Amministrazione Provinciale stanziò i primi cento milioni. Successivamente fu inviato al ministero da parte dell'Amministrazione Provinciale il relativo progetto, firmato dall'Ing. Capo della Provincia, Enrico Rossello, che diresse i lavori assieme all'Ing. G. Gambassi di Firenze. Il progetto era stato approvato dal Consiglio Provinciale il 22 dicembre 1958 e il 12 novembre 1960 ebbero inizio i lavori.



Figura 2.2: Costruzione dell'edificio A (a destra) e B (a sinistra) visto da via A. Grandi

Nel 1963 fu ultimata la costruzione della nuova sede. L'opera era stata realizzata nell'arco di tre anni, con un costo di circa mezzo miliardo; vi avevano collaborato imprese altamente qualificate del Nord e Centro Italia.



Figura 2.3: Il complesso dell'Istituto tecnico a lavori ultimati

Questi alcuni dati tecnici essenziali:

Superficie coperta mq. 4000 circa; aule 51 da mq. 70 a mq. 35; aule speciali e laboratori n. 13 da mq. 110 a mq. 39; palestre interne 4; impianti esterni 4 con attrezzature per il salto in lungo, il basket e la pallavolo e con gradinate per il pubblico; biblioteca di mq. 184 per 150 persone, sale docenti 6 da mq. 17,46 a mq. 67,6, servizi igienici 30, assenza totale di ascensore.

2.1.2 Descrizione della struttura e tipologia costruttiva

Il complesso è composto da quattro corpi di fabbrica (denominati con le lettere A, B, C, D) con struttura portante in cemento armato disposti a pettine e uniti trasversalmente da un corpo di fabbrica più basso, di forma ad arco, che ospita laboratori, spazi comuni e corridoi. La palestra è situata nel corpo più a nord, mentre negli altri corpi trovano posto le aule, distribuite sui tre piani.

La divisione in blocchi, oltre ad offrire una maggiore snellezza funzionale, favorisce il penetrare ovunque degli spazi scoperti, dei giardini che continui fasciano l'intera scuola. La particolare disposizione ad arco crea un'adeguata zona di separazione tra la strada principale e l'ingresso e al tempo stesso apre il più possibile le zone verdi intercalate tra i corpi.

La biblioteca è stata progettata al centro di tutta la scuola e tale da essere, oltre che luogo di incontro tra professori, alunni, e familiari, anche una galleria di esposizione di materiale didattico.

I tre corpi sono inoltre collegati da portici continui. Tali portici penetrano nei blocchi delle aule e nella biblioteca delimitando le zone giardino.

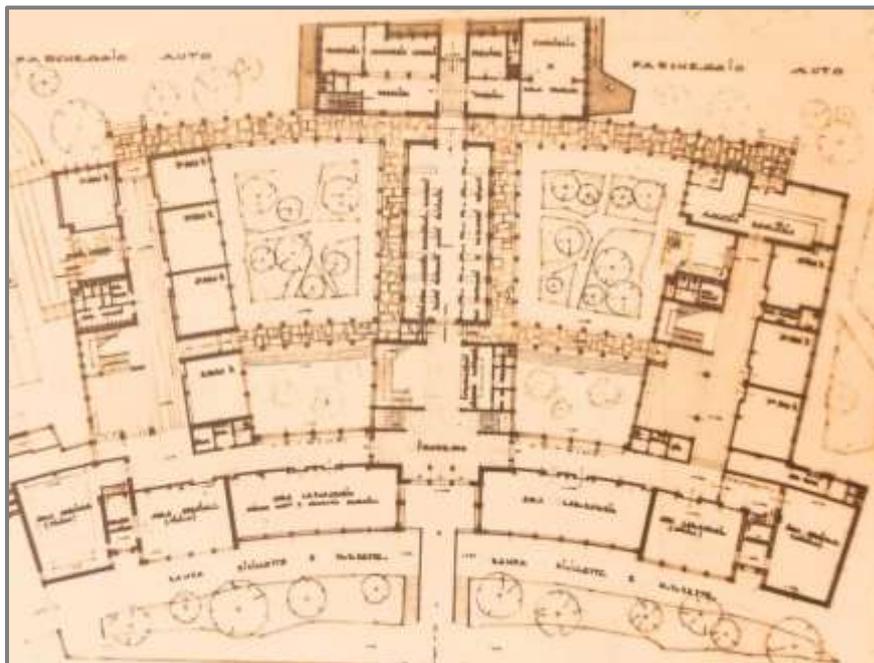


Figura 2.4: Pianta del piano terra estrapolata dagli elaborati originali, edificio A, B, C in ordine da destra verso sinistra

La veste estetica è stata studiata con l'intenzione di dare una sincera proiezione all'esterno delle diverse funzioni interne. Tale molteplicità è legata dalla continuità delle cornici, dei ricorsi, dalla modulazione degli spartiti su multipli e sottomultipli delle campate principali del cemento armato portante. Nei corpi sviluppati in altezza è accentuato il dominio e l'aggetto degli elementi verticali, viceversa nei corpi di base sono predominanti le linee orizzontali.

Ad oggi la struttura è rimasta pressoché invariata, tranne qualche intervento di manutenzione ordinaria e qualche modifica alla destinazione d'uso di alcuni ambienti.



Figura 2.5: Figura : Vista esterna del padiglione B dell'ITC Carrara ad oggi

2.1.3 L'Edificio B

L'edificio B, oggetto della presente tesi, è il padiglione centrale dell'intero plesso scolastico. Esso è strutturato, come gli altri, su tre piani fuori terra ed un piano seminterrato.

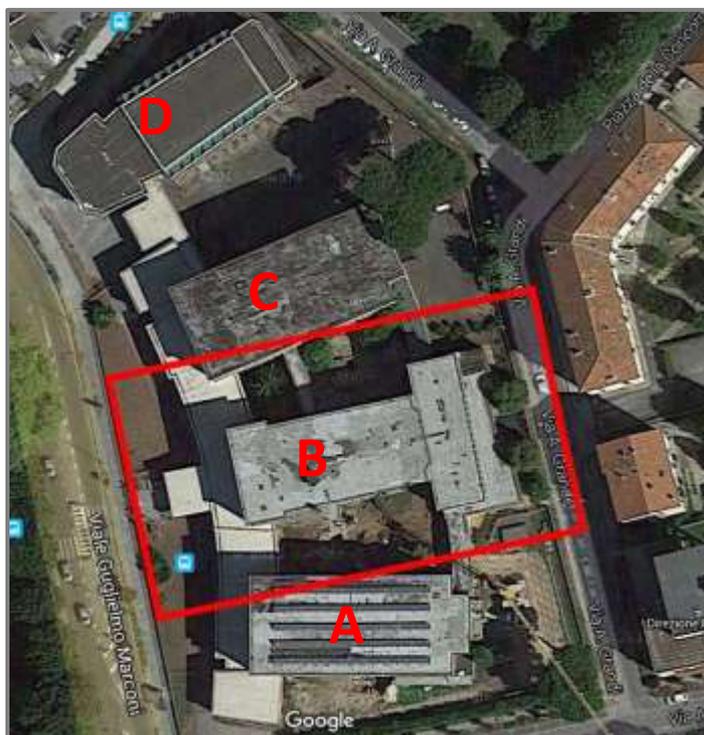


Figura 2.6: L'edificio B (evidenziato in rosso) dell'ITC F. Carrara di Lucca

L'edificio presenta una forma a "T". Al piano terra trovano luogo l'ingresso principale, i vani scale sia di accesso al piano seminterrato che ai piani superiori, e la sala professori. Al centro è disposta l'ampia biblioteca delimitata da due corridoi che nel progetto originale erano identificati come porticati esterni e che probabilmente sono stati chiusi in seguito. Essi conducono all'ala nord dell'edificio dove sono situati la segreteria didattica e i locali della presidenza a cui si può accedere anche tramite un ingresso secondario da via A. Grandi. Ai seminterrati situati sotto i locali della segreteria, destinati oggi ad archivio, si accede tramite delle scale situate in suddetti locali. Mentre ai seminterrati situati sotto la presidenza, originariamente destinati alla residenza del custode, si accede tramite scale esterne. Oggi tali locali sono dati in gestione a enti esterni come ad esempio il CAI (Club Alpino Italiano) e i Donatori di Sangue.

Ai piani superiori sono situate le aule, ed è presente un unico grande atrio su cui si affaccia anche il corridoio dell'ultimo piano tramite un ballatoio.



Figure 2.7: Ballatoio adiacente al vano scala al piano secondo (sinistra), aula tipo (destra)

Di seguito si riportano le piante dei vari piani.

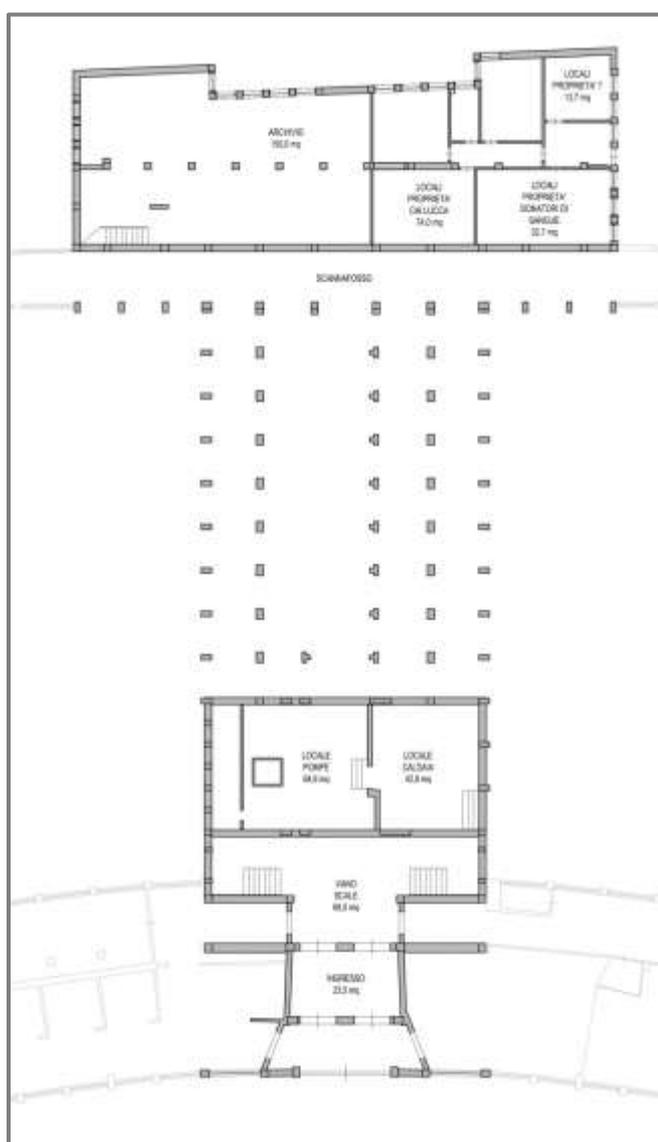


Figura 2.8: Pianta Piano Seminterrato

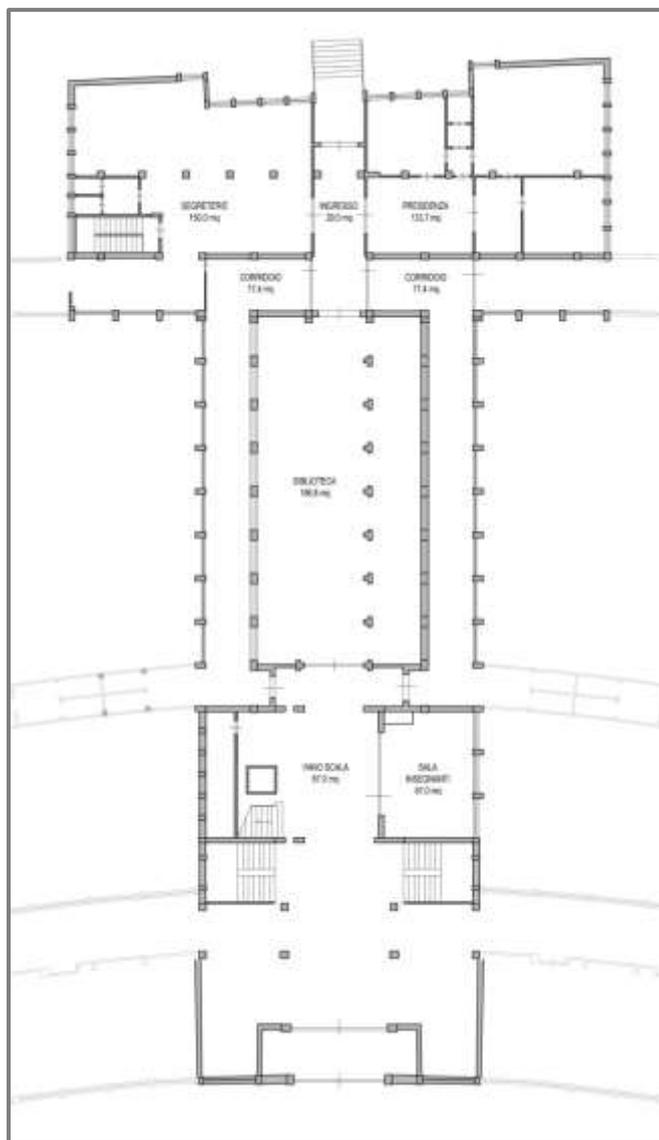


Figura 2.9: Pianta Piano Terra

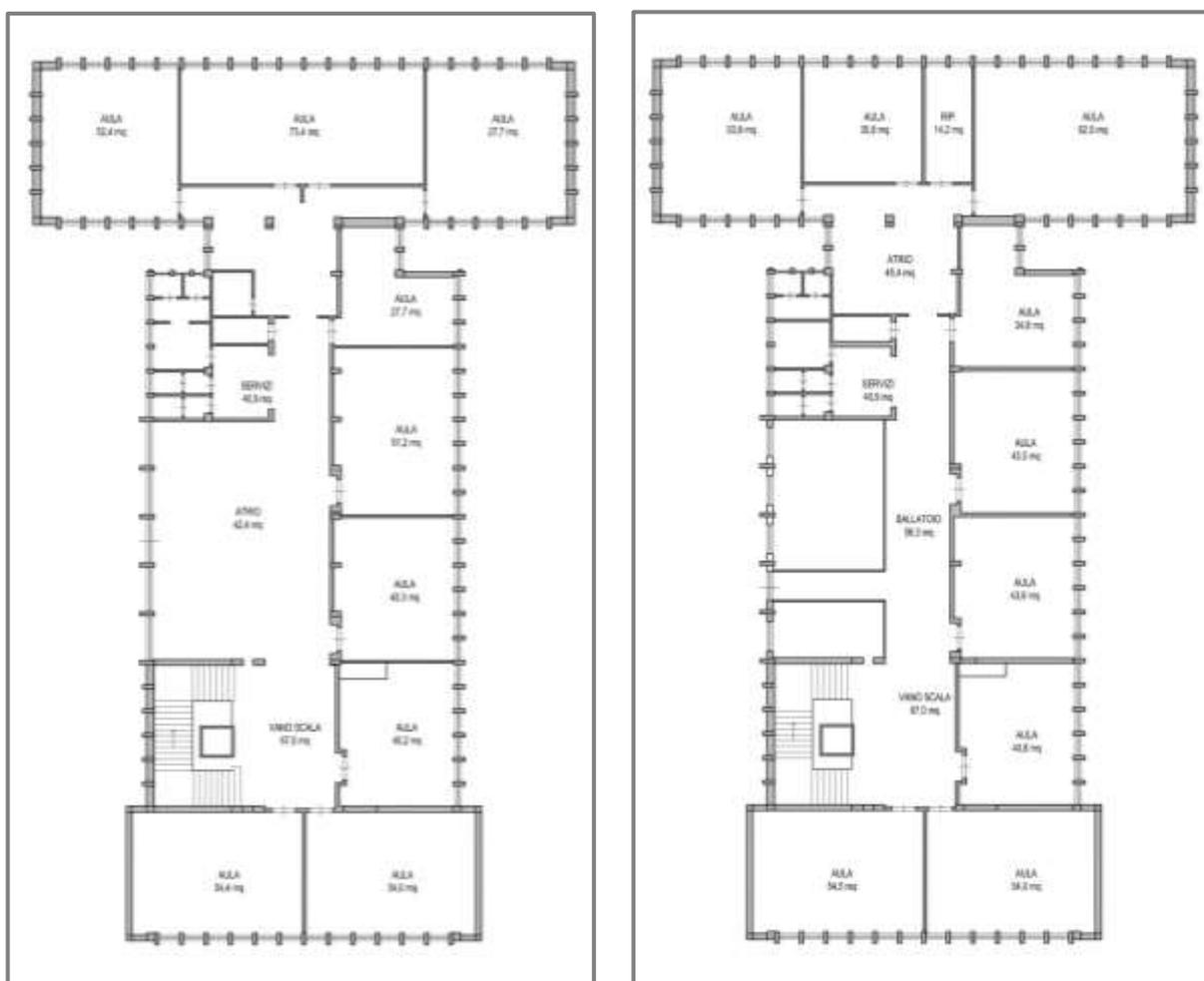


Figura 2.10: Pianta Piano Primo (sinistra) e Pianta Piano Secondo (destra)

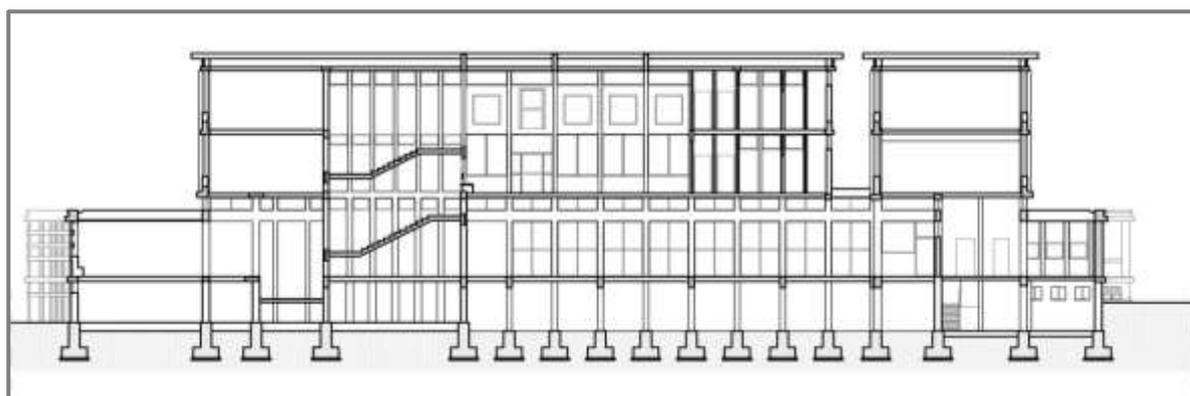


Figura 2.11: Sezione Longitudinale

2.1.3.1 Il progetto di miglioramento sismico

L'ITC Carrara di Lucca è tra gli istituti selezionati dall'assessorato provinciale all'edilizia scolastica per il bando finalizzato alla formazione della graduatoria regionale in base alla quale le Regioni saranno autorizzate a stipulare mutui con oneri di ammortamento a carico dello Stato per interventi straordinari su immobili pubblici adibiti all'istruzione scolastica.

Il progetto prevede opere di ristrutturazione per il quale si rendono necessari interventi di miglioramento sismico e di riqualificazione energetica e funzionale.

Le opere di miglioramento sismico consistono nella realizzazione di setti esterni controventati in cemento armato con la funzione di assorbire le eventuali azioni sismiche. Conseguentemente, anche per risolvere le rilevanti criticità dovute al calcestruzzo a faccia vista fortemente ammalorato, è prevista la messa in opera di un rivestimento esterno in materiale isolante avente il compito di conferire all'involucro edilizio una forte efficienza energetica e tale da rinnovare completamente la connotazione architettonica. L'intervento ha già acquistato il parere favorevole del comune, della Commissione per il paesaggio e della Soprintendenza.

Dal punto di vista della distribuzione funzionale, l'intervento prevede una riorganizzazione degli spazi e in particolare dei blocchi e dei servizi igienici, della scala di emergenza e dell'ascensore che vengono inseriti ex-novo, con il rifacimento degli impianti connessi ai lavori di adeguamento sismico.

2.2 Valutazione della sicurezza

Per valutazione della sicurezza si intende un procedimento quantitativo volto a :

- Stabilire se una struttura esistente è in grado o meno di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC 2008;
- A determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC 2008, definiti dai coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui materiali.

La valutazione della sicurezza degli edifici esistenti è affetta da un grado di incertezza (che non significa necessariamente maggiore) di quello proprio della progettazione di un nuovo edificio.

Infatti, diversamente da quanto accade per un nuovo fabbricato, le caratteristiche meccaniche dei materiali possono essere misurate e determinate sulla costruzione nel suo stato di fatto, e non sono dati di input da assumere a base di progetto e da conseguire poi nella fase realizzativa. La conoscenza delle caratteristiche meccaniche non risente quindi delle incertezze correlate alla produzione e posa in opera dei materiali, ma dipende solo dall'uniformità dei materiali stessi all'interno della struttura, dal grado di approfondimento delle indagini e dalla affidabilità dei risultati che queste sono in grado di fornire. Analogamente, anche la geometria, i dettagli costruttivi ed i carichi permanenti sono definiti, e la loro conoscenza dipende unicamente dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

Una costruzione esistente riflette lo stato delle conoscenze dell'epoca e della sua edificazione, potrebbe essere affetta da difetti di impostazione e realizzazione non evidenti, e potrebbe avere subito azioni, anche di natura eccezionale, che le hanno procurato conseguenze rimaste celate e non completamente manifestate.

La valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio esistente, e l'eventuale successiva scelta del più idoneo intervento di miglioramento o di adeguamento, deve inevitabilmente scaturire da un'adeguata conoscenza della costruzione, che può essere conseguita con vari livelli di approfondimento.

Negli edifici esistenti si possono riscontrare le più diverse e varieguate situazioni, ma è comunque possibile individuare alcuni passaggi fondamentali nel processo di acquisizione della conoscenza: l'analisi storico-critica della costruzione (comprendente anche il reperimento della documentazione esistente, dei progetti e di tutte le fonti di informazione di natura documentale), il rilievo geometrico e strutturale e quello dei dettagli costruttivi, la caratterizzazione dei materiali.

2.2.1 Analisi storico critica

Prima tappa nel percorso di acquisizione della conoscenza dell'edificio è stata l'individuazione della sua configurazione originaria e del suo sistema strutturale, nonché dell'evoluzione e della sequenza delle fasi di trasformazione (ristrutturazione, ampliamenti, ricostruzioni parziali, ...) che hanno condotto alla conformazione attuale.

2.2.1.1 Documentazione disponibile del caso di studio

Essendo il progetto dell'ITC risalente alla fine degli anni '50 (e quindi antecedente all'entrata in vigore della legge n.1086 del 5 novembre 1971 la quale prevede l'obbligo del deposito al genio civile del progetto esecutivo) della struttura, ed in particolare dell'edificio B, sono disponibili solo alcuni documenti riportanti il calcolo di massima delle strutture principali, le quali, a volte, non sono state riscontrate nell'edificio e quindi da non considerare come calcolo definitivo, e documenti riportanti il calcolo dei solai con le schede tecniche dei solai utilizzati.



Figura 2.12: Documenti originali dell'epoca

Da questi documenti è stato comunque possibile capire il criterio di dimensionamento, le caratteristiche dei materiali adottati e i carichi propri e portati con cui è stato progettato l'edificio, le dimensioni delle travi a spessore e delle travi di fondazione di cui non è stato possibile effettuare un rilievo diretto. Queste informazioni sono risultate utili per effettuare un progetto simulato e la creazione di un modello rappresentativo della struttura.

2.2.1.1.1 Norme tecniche di riferimento dell'epoca

Si è ritenuto innanzitutto necessario ripercorrere l'evoluzione della normativa tecnica riguardante la progettazione delle strutture in c.a. durante il XX° secolo, fino agli anni '60 (anno di costruzione dell'edificio in esame).

L'esame del quadro normativo è stato fatto tenendo conto dei vari aspetti della progettazione strutturale, in particolare: le norme specifiche per le strutture in c.a., quelle per le zone sismiche e quelle concernenti i carichi e i sovraccarichi.

La progettazione e le modalità di esecuzione delle strutture in c.a. antecedenti al 1960 sono state regolate da un caposaldo normativo: il Regio Decreto n. 2229 del 16 novembre 1939, rimasto in vigore oltre trent'anni.

Per quanto riguarda le norme per costruzioni in zona sismica, pur essendosene succedute numerose, partendo dai Regi Decreti dell'inizio del secolo scorso, occorre però rilevare che la loro effettiva applicazione è avvenuta solo subordinatamente alla classificazione del territorio, che ha avuto un forte impulso solo negli anni '80.

Riguardo la definizione dei carichi e dei sovraccarichi non c'è uno specifico riferimento normativo cogente fino all'emanazione del Decreto Ministeriale del 3 ottobre 1978 (salvo sporadiche indicazioni puntuali contenute in decreti precedenti dedicati alle regole progettuali, ad esempio il R.D. n. 2229 del 1939 che stabiliva che per il conglomerato cementizio armato si assumesse un peso proprio di 2500 kg/mc).

Di seguito si elencano le normative che si sono succedute nel corso del XX° secolo fino all'anno 1960 per la progettazione di strutture in c.a.

- **Decreto Ministeriale 10/01/1907**, *“Norme e condizioni per i materiali agglomerati idraulici e per le opere in cemento armato”* (pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale del 2 febbraio 1907, n. 28).
- **Regio Decreto Legge 04/09/1927, n. 1981**, *“Nuove norme tecniche per l'accettazione degli agglomerati idraulici e l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice ed armato”* (pubblicato nella Gazzetta Ufficiale dell'11 novembre 1927, n. 261).
- **Regio Decreto Legge 29/07/1933**, *“Norme per l'accettazione dei leganti idraulici e per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio”* (pubblicato nella Gazzetta Ufficiale del 26 settembre 1933, n. 224).

- **Regio Decreto 16/11/1939, n. 2229**, “Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice ed armato”, (pubblicato sul Supplemento Ordinario alla Gazzetta Ufficiale n. 92 del 18 aprile 1940).
- **Circolare Ministero dei Lavori Pubblici 23/05/1957, n. 1472**, “Armatura delle strutture in cemento armato”.

Tuttavia si prendono in considerazione solo le ultime due norme in vigore all’epoca di costruzione dell’edificio.

Regio Decreto 16/11/1939, n. 2229

Il Regio Decreto era suddiviso in 5 Capi:

- Capo I Prescrizioni generali;
- Capo II Qualità dei materiali;
- Capo III Norme di progettazione;
- Capo IV Norme di esecuzione;
- Capo V Norme di collaudo;

Si riportano di seguito alcuni degli articoli più importanti:

Art. 1 : “Ogni opera in cui le strutture di conglomerato cementizio, semplice o armato, abbiano funzioni essenzialmente statiche, e comunque interessino l’incolumità delle persone, deve essere costruita in base ad un progetto esecutivo, firmato da un ingegnere ovvero da un architetto [...]. Dal progetto debbono risultare tutto quanto occorre per definire l’opera, sia nei riguardi della esecuzione, sia nei riguardi della precisa conoscenza delle condizioni di sollecitazione”.

Art. 16 : “Il conglomerato prelevato in cantiere dagli impasti impiegati nella esecuzione delle opere deve presentare a 28 giorni di stagionatura, una resistenza cubica a pressione $\sigma_{r,28}$ almeno tripla del carico di sicurezza σ_c adottato nei calcoli; tale resistenza non deve però risultare mai inferiore a 120 kg/cm² per conglomerati di cemento normale, ed a 160 kg/cm² per conglomerati di cemento ad alta resistenza od alluminoso”.

Art. 17 : “L’armatura del conglomerato è normalmente costituita con acciaio dolce (cosiddetto ferro omogeneo) oppure con acciaio semiduro o acciaio duro, in barre tonde prive di difetti, di screpolature, di bruciature o di altre soluzioni di continuità. Devono ottenersi i seguenti risultati:

- a) *Per l’acciaio dolce (ferro omogeneo): carico di rottura per trazione compreso fra 42 e 50 kg/mm², limite di snervamento non inferiore a 23 kg/mm², allungamento di rottura non inferiore al 20%. Per le legature o staffe di pilastri può impiegarsi acciaio dolce con carico di rottura compreso fra 37 e 45 kg/mm², senza fissarne il limite inferiore di snervamento;*

- b) Per l'acciaio semiduro: carico di rottura per trazione compreso fra 50 e 60 kg/mm², limite di snervamento non inferiore a 27 kg/mm², allungamento di rottura non inferiore al 16%;
- c) Per l'acciaio duro: carico di rottura per trazione compreso fra 60 e 70 kg/mm², limite di snervamento non inferiore a 31 kg/mm², allungamento di rottura non inferiore al 14 %".

Art. 18 : "Il carico di sicurezza del conglomerato, nella sollecitazione di pressione semplice deve assumersi come segue:

CONGLOMERATO	σ_c (kg/cm ²)	$\sigma_{r,28}$ minimo (kg/cm ²)
Conglomerato di cemento idraulico normale (portland)	35	120
Conglomerato di cemento ad alta resistenza ed alluminoso	45	160
Quando sia eseguita la determinazione della resistenza cubica a 28 giorni, e questa venga costantemente controllata durante l'esecuzione del lavoro. Ma non superiore a	$\sigma_{r,28}/3$ 60	180

Il carico di sicurezza nella sollecitazione di flessione e di flessione e pressione deve assumersi come segue:

CONGLOMERATO	σ_c (kg/cm ²)	$\sigma_{r,28}$ minimo (kg/cm ²)
Conglomerato di cemento idraulico normale (portland)	40	120
Conglomerato di cemento ad alta resistenza ed alluminoso	50	160
Quando sia eseguita la determinazione della resistenza cubica a 28 giorni, e questa venga costantemente controllata durante l'esecuzione del lavoro. Ma non superiore a	$\sigma_{r,28}/3$ 75	225

Per i conglomerati di resistenza cubica $\sigma_{r,28}$ maggiore di 225 kg/cm² quando il calcestruzzo sia eseguito secondo i metodi rigorosi della scienza delle costruzioni e sia tenuto conto di tutte le cause di sollecitazione (forze applicate, variazioni termiche e ritiro del conglomerato), può assumersi maggior valore del carico di sicurezza determinato dalla formula:

$$\sigma_c = \left[75 + \frac{\sigma_{r,28} - 225}{9} \right] \text{ kg/cm}^2$$

Il carico di sicurezza per la sollecitazione di taglio non deve superare i 4 kg/cm² per i conglomerati di cemento idraulico normale (Portland), d'alto forno o pozzolanico, 6 kg/cm² per conglomerati di cemento ad alta resistenza o alluminoso. Quando la tensione tangenziale massima calcolata per il conglomerato supera detti limiti, la resistenza al taglio deve essere integralmente affidata ad armature metalliche.

In ogni caso la tensione massima tangenziale, di cui sopra, non deve superare i 14 kg/cm^2 per i conglomerati di cemento idraulico normale (Portland), d'alto forno o pozzolanico, 16 kg/cm^2 per conglomerati di cemento ad alta resistenza od alluminoso.

Di regola almeno la metà degli sforzi taglianti deve essere assorbita dalle staffe e la rimanente parte dai ferri piegati”.

Art. 19 : “Il carico di sicurezza delle armature metalliche sollecitate a trazione non deve superare i 1400 kg/cm^2 per l'acciaio dolce, 2000 kg/cm^2 per l'acciaio semiduro e per l'acciaio duro. Ai valori più elevati delle tensioni nell'armatura è necessario che corrispondano più elevati carichi di rottura cubici $\sigma_{r,28}$ del conglomerato. La tensione di 1400 kg/cm^2 richiede l'impiego di conglomerato con resistenza minima 160 kg/cm^2 ; l'uso dell'acciaio semiduro e duro richiede l'impiego di conglomerato di cemento ad alta resistenza con carico di rottura cubico di 160 kg/cm^2 fino alla tensione di 1800 kg/cm^2 nelle sezioni rettangolari e 1600 kg/cm^2 nelle sezioni a T o speciali; 225 kg/cm^2 fino alla tensione 2000 kg/cm^2 nelle sezioni rettangolari e 1800 kg/cm^2 nelle sezioni a T o speciali di membrature soggette prevalentemente a carichi fissi. Il carico di sicurezza dell'acciaio non dovrà in ogni caso superare la metà del carico di snervamento. L'uso dell'acciaio semiduro e duro è in ogni caso limitato a tondini di diametro non superiore a 30 mm. La predisposizione dell'ancoraggio delle armature metalliche deve essere maggiormente curata quanto maggiori sono le tensioni massime adottate”.

Art. 20 : “Se il peso proprio del conglomerato armato, cioè compreso il peso dei ferri, non risulti da diretta determinazione, esso si assume, di regola, uguale a 2500 kg/cm^3 ”.

Art. 21 : “I carichi accidentali devono essere stabiliti in relazione al tipo e all'importanza della costruzione, e all'uso a cui è destinata. Si tiene conto delle eventuali azioni dinamiche aumentando i carichi in relazione alla loro natura e al tipo di struttura”.

Art. 22 : “Le caratteristiche di sollecitazione (momenti flettenti e torcenti, forze taglianti e forze normali) sono determinate con i metodi della scienza delle costruzioni in base alle condizioni più sfavorevoli di carico, tenendo conto, quando sia il caso, dei cedimenti dei vincoli, delle variazioni termiche e del ritiro del conglomerato. Nel valutare gli enti geometrici delle sezioni trasversali delle strutture staticamente indeterminate per il calcolo delle incognite iperstatiche, le aree degli elementi superficiali metallici debbono essere affette da coefficiente: $m = E_f/E_c$, che, in mancanza di una diretta determinazione sperimentale, si assume di regola costante ed uguale a 10 per conglomerati di cementi normali, 8 per quelli di cementi ad alta resistenza e 6 per quelli di cemento alluminoso, supponendo di regola che il conglomerato reagisca anche a trazione. Se la sezione complessiva dell'armatura metallica è inferiore al 2% di quella del conglomerato si può prescindere dalla presenza dell'armatura”.

Art. 23 : “Di regola per portata di una campata di trave continua si assume la distanza fra gli assi dei sostegni; qualora i sostegni presentino superfici di appoggio alquanto estese, ferma restando la portata fra gli assi, il

calcolo delle sezioni di estremità può eseguirsi per le caratteristiche corrispondenti alle sezioni della trave sui lembi dei sostegni”.

Art. 24 : “Nel calcolo delle nervature a sostegno di solette si può ammettere come partecipante all’inflessione della nervatura una striscia di coletta di larghezza uguale alla larghezza della nervatura più 6 volte l’altezza delle eventuali mensole della soletta, più 10 volte lo spessore della soletta, purché tale somma non superi l’interasse delle nervature. Per nervature di estremità la larghezza di detta striscia di soletta può assumersi uguale alla larghezza della nervatura, più 3 volte l’altezza dell’eventuale mensola, più 5 volte lo spessore della soletta”.

Art. 25 : “Lo spessore di una soletta, che non sia di semplice copertura, non deve essere minore di $1/30$ della portata ed in ogni caso non deve essere minore di 8 cm. Nei solai speciali con laterizi lo spessore della soletta di conglomerato non deve essere minore di 4 cm. In tutti i solai con laterizi la larghezza delle nervature non deve essere minore di 7 cm ed il loro interasse non deve superare i 40 cm nei tipi a nervature parallele e 80 cm in quelli a nervature incrociate. Di regola devono essere previste nervature trasversali di ripartizione nei tipi a nervature parallele di campata maggiore di metri 5. È consentito l’impiego di solai speciali con nervature in cemento armato e laterizi, senza soletta di conglomerato purché i laterizi, di provata resistenza, presentino rinforzi di conveniente spessore atti a sostituire la soletta di conglomerato e rimangano incastrati fra le dette nervature”.

Art. 29 : “il calcolo delle tensioni massime del conglomerato e della armatura metallica ed il dimensionamento diretto delle sezioni sono eseguiti con i metodi della scienza delle costruzioni per i solidi omogenei, assumendo per sezione resistente quella costituita dall’area del conglomerato che risulta compressa e dalle aree metalliche affette dal coefficiente $m=E_f/E_c$ e prescindendo di regola dalla presenza del conglomerato eventualmente teso”.

Art. 30 : “Le membrature sollecitate a pressione assiale centrata od eccentrica di sezione quadrata o poligonale regolare debbono avere un’armatura longitudinale di sezione non inferiore al 0,8% di quella del conglomerato strettamente necessaria, quando questa sia minore di 2000 kg/cm^2 , non inferiore allo 0,5 % della sezione di conglomerato strettamente necessaria, quando questa sia maggiore di 8000 kg/cm^2 , adottando per casi intermedi la variazione lineare. Per sezioni di forma qualunque la norma precedente relativa alla determinazione della percentuale minima di armatura metallica deve applicarsi alla sezione quadrata di lato uguale alla dimensione minima trasversale della sezione. Le membrature di cui al primo comma debbono essere munite di conveniente staffatura continua o discontinua con passo a distanza non superiore alla metà della dimensione minima della sezione né a 10 volte il diametro dei ferri dell’armatura longitudinale. Quando la lunghezza libera di inflessione di una membratura supera 15 volte la dimensione minima della sua sezione trasversale, occorre verificarne la stabilità al carico di punta”.

Art. 31 : “Nelle membrature di sezione poligonale regolare o circolare armate con ferri longitudinali racchiusi da una spirale di passo non superiore ad $1/5$ del diametro del nucleo di conglomerato cerchiato, sollecitate a pressione assiale, si può assumere come sezione resistente quella costituita dalla sezione del nucleo più 15

volte l'area dei ferri longitudinali, più 45 volte la sezione di un'armatura ideale longitudinale di peso uguale a quello della spirale. Tale valore della sezione resistente non deve in nessun caso superare il doppio della sezione del nucleo. La sezione dell'armatura longitudinale deve essere uguale almeno alla metà di quella dell'armatura ideale corrispondente alla spirale sopra calcolata".

Art. 33 : "Nelle strutture iperstatiche in cui si deve tener conto degli effetti termici, deve adottarsi un coefficiente di dilatazione lineare uguale a 0,00001 od al valore più esatto che risultasse da una diretta determinazione sperimentale. Nelle costruzioni di grande dimensioni debbono adottarsi giunti di dilatazione a distanza non maggiore di 50 cm. Si tiene conto, ove nel caso, dell'effetto prodotto dal ritiro del conglomerato, assimilandolo, in mancanza di più esatta valutazione sperimentale, ad una diminuzione di temperatura da 20° a 10° in relazione alla percentuale di armatura variabile dall'1% al 2%".

Art. 34 : "Ove occorra eseguire un calcolo delle deformazioni di membrature in cemento armato, gli enti geometrici delle sezioni trasversali debbono essere valutati con lo stesso criterio indicato all'art. 22 per la determinazione delle incognite iperstatiche, determinando sperimentalmente il valore medio del modulo di elasticità del conglomerato. In mancanza della determinazione diretta, il valore medio del modulo deve assumersi praticamente dal confronto con quello di conglomerati di tipo analogo, tenendo conto dell'influenza della stagionatura".

Circolare Ministero dei Lavori Pubblici 23/05/1957, n. 1472

Introduce una nuova denominazione per le barre lisce : Aq42, Aq50 e Aq60, equivalenti rispettivamente alle categorie dolce, semiduro e duro, e contiene le prime indicazioni sugli acciai ad aderenza migliorata.

"Per tutte le armature delle strutture in cemento armato possono essere impiegati soltanto acciai Aq42, Aq50, Aq60 sia in tondo sia in forma speciale. Per gli acciai in tondo, la tensione non deve superare il 50 % del carico di snervamento e, in ogni caso, i seguenti valori: 1400 kg/cm² per Aq42, 1600 kg/cm² per Aq50, 1800 kg/cm² per Aq60. Per gli acciai Aq50 e Aq60 le sollecitazioni sopra indicate possono adottarsi per diametri non superiori a 30 mm purché si impieghi conglomerato almeno di classe R200 nel caso di sezione rettangolare, conglomerato di classe R250 nel caso di sezione a T. per gli acciai di forma speciale ad aderenza migliorata (ritorti, sagomati, etc.) la tensione ammissibile non deve superare il 50% del carico di snervamento, né il 40 % del carico di rottura con la condizione che l'allungamento di rottura non sia inferiore al 12%. La tensione ammissibile per detti acciai non deve inoltre superare il valore di 2200 kg/cm². Si potrà superare tale valore fino ad un massimo di 2400 kg/cm² soltanto se nei calcoli si debba anche tenere conto degli effetti delle variazioni termiche del ritiro, e se l'eventuale fessurazione del conglomerato non risulti di pregiudizio all'opera. In questo caso occorre sempre verificare che il valore di 2200 kg/cm² non sia superato quando si prescinda da tali effetti. Per tensioni fino a 2200 kg/cm² si dovrà impiegare conglomerato almeno di classe R250, per tensioni fra 2200 e 2400 kg/cm² si dovrà impiegare conglomerato di classe R350".

2.2.2 Rilievo geometrico e strutturale

Il rilievo geometrico e strutturale è stato necessario per definire completamente la struttura. Per conseguire un qualsiasi livello di conoscenza la normativa richiede che il rilievo sia in ogni caso compiuto in modo completo, accurato e dettagliato, esso perciò è stato esteso all'intero organismo strutturale e alle strutture in aderenza che interagiscono con quella in oggetto.

Il rilievo comprende tutti gli elementi strutturali in elevazione e si è basato su i seguenti punti:

- Rilievo di giunti tecnici: numero, dimensioni e disposizione lungo l'edificio;
- Rilievo di pilastri: posizione, dimensione ed eventuale stato di degrado;
- Rilievo di travi : posizione, dimensione, tipologia (ricalate o a spessore), funzionamento (principali o secondarie), eventuale stato di degrado;
- Rilievo di solai: tipologia, orditura, presenza di vani scale e ballatoi.

Il rilievo è iniziato con un esame preliminare della costruzione con lo scopo di valutarne la distribuzione spaziale dei locali e degli elementi strutturali, lo stato generale di manutenzione e di conservazione dei materiali, e di evidenziare criticità immediatamente visibili.

La ridondanza degli elementi verticali, caratterizzanti l'intera struttura, ha permesso una facile rilevazione e restituzione grafica degli stessi. Meno immediata è stata la rilevatura delle travi le quali, spesso realizzate a spessore, non sono visibili ad occhio nudo.

Per rilevare elementi nascosti alla vista dall'intonaco sono state effettuate delle indagini termografiche che consistono nel rilevamento delle onde elettromagnetiche nella banda dell'infrarosso emesse dai corpi in funzione della loro temperatura superficiale.

I risultati dei rilievi sono stati riportati in elaborati grafici (planimetrie, prospetti e sezioni) che ne hanno permesso la restituzione del fabbricato esistente e lo schema tridimensionale della struttura portante.



Figura 2.13: Alcuni strumenti utilizzati per il rilievo geometrico e strutturale
Termocamera Flir B335 (a sinistra,) Disto Leica classic 5a (a destra)

2.2.2.1 Giunti tecnici

Dal primo dei sopralluoghi effettuati è emerso che l'edificio B è separato dagli edifici adiacenti A e C da giunti tecnici di spessore circa 1 cm continui dal piano seminterrato al piano terra (unici piani di collegamento tra i 3 edifici).



Figura 2.14: Giunto tecnico che separa l'edificio B dagli edifici adiacenti
Giunto tecnico al piano terra (sinistra), giunto tecnico al piano seminterrato (destra)

L'edificio B è a sua volta suddiviso in due parti da un giunto tecnico dello spessore di circa 1 cm continuo dal piano seminterrato al secondo (e ultimo) piano.



Figura 2.15: Giunto tecnico che separa l'edificio B in due parti. Visione dall'interno della struttura (sinistra) e dall'esterno (destra)

Entrambi i giunti, come si vede dalle immagini, risultano essere ricoperti da un listello metallico. È stato comunque possibile rilevarne lo spessore in punti dove il ricoprimento risultava danneggiato o assente. L'indagine è stata effettuata in corrispondenza di più livelli.

L'esistenza di tali giunti trovano riscontro nella pratica costruttiva dell'epoca la quale, come riportato nell'articolo n. 33 del Regio Decreto Legge del 1939 in vigore al momento della costruzione, prevedeva l'esecuzione per edifici di grandi dimensioni di giunti di dilatazione a distanze non maggiori di 50 m per far fronte a fenomeni di dilatazione termica dei materiali.

In ogni caso i giunti di dilatazione presenti nell'edificio, non sono da considerarsi giunti sismici in quanto, come specificato nelle NTC 2008 al paragrafo §7.2.2. "Caratteristiche generali delle costruzioni", la distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV, calcolati per ciascuna costruzione tramite una analisi lineare o non lineare; in ogni caso la distanza tra due punti che si fronteggiano non può essere inferiore ad $1/100$ della quota dei punti misurata dal piano di fondazione, moltiplicata per $a_g S/0,5 g \leq 1$.

Per cui gli ordini di grandezza dei diversi tipi di giunto per edifici ordinari sono:

- Per giunti di dilatazione termica, 1-2 cm;
- Per giunti sismici, 10-20 cm.

2.2.2.2 Pilastrini

Il rilievo dei pilastri ha evidenziato da subito la presenza di molteplici tipologie diverse di sezioni presenti in tutto l'edificio. Si sono rilevate circa 20 sezioni di dimensioni diverse variando da quella di dimensioni minori 20x27 cm a quelle più grandi di 20x75 cm.

La continuità degli elementi verticali non è spesso rispettata, in particolare si è riscontrata una corrispondenza tra i pilastri del piano seminterrato ed il piano terra, ed una corrispondenza tra i pilastri del primo piano e del secondo piano.

I pilastri perimetrali sono di sezione maggiore, 30x60 cm, al piano terra e di dimensione minore al piano primo e secondo, 20x60 cm, dove si infittiscono passando di un interasse di 2,50 m a un interasse di 1,25 m.



Figura 2.16: Edificio B, continuità strutturale di alcuni elementi verticali non rispettata

Il rilievo dei pilastri del piano seminterrato è risultato più complicato a causa del fatto che alcuni pilastri non sono visibili poiché inseriti nelle pareti di tamponamento, per tali pilastri, essendo impossibile rilevarne le dimensioni esatte, sono state assunte le dimensioni del pilastro corrispondente al piano superiore.

I pilastri perimetrali risultano tamponati per circa 2/3 della loro altezza per lasciare spazio in sommità alle finestre, ciò li rende degli elementi tozzi e vulnerabili alle azioni orizzontali.



Figura 2.17: Piano seminterrato, si notano a destra i pilastri non completamente tamponati

All'interno dell'edificio sono presenti dei setti, per rilevarne la disposizione e le dimensioni è stato necessario, talvolta, un rilievo termografico.



Figura 2.18: Rilievo termografico di un setto

I setti sono situati di fronte alle scale principali, ed hanno dimensioni pari a 30x170 cm e 30x122 cm.

2.2.2.3 Travi

Per la realizzazioni delle travi sono state utilizzate più di 20 tipologie di sezioni diverse, variando da quella di dimensioni minori 20x30 cm , a quella di dimensioni maggiori 25x90 cm con una luce massima riscontrata di 9 m.

Si può dedurre quindi la complessità della struttura che sommata alla scarsità delle conoscenze a disposizione, ha portato ad un'analisi elaborata ed articolata del telaio resistente del fabbricato.

Al piano terra e piano primo le travi sono ricalate, risultano perciò ben visibili ed è stato possibile rilevarne le dimensioni esatte, al piano secondo esse sono per la maggior parte e a spessore o estradossate e per rilevarne la presenza e fare delle stime sulle dimensioni è stata effettuata un'indagine termografica.



Figura 2.19: Travi ricalate al piano primo, travi del vano scala (a sinistra), travi in un'aula (a destra)

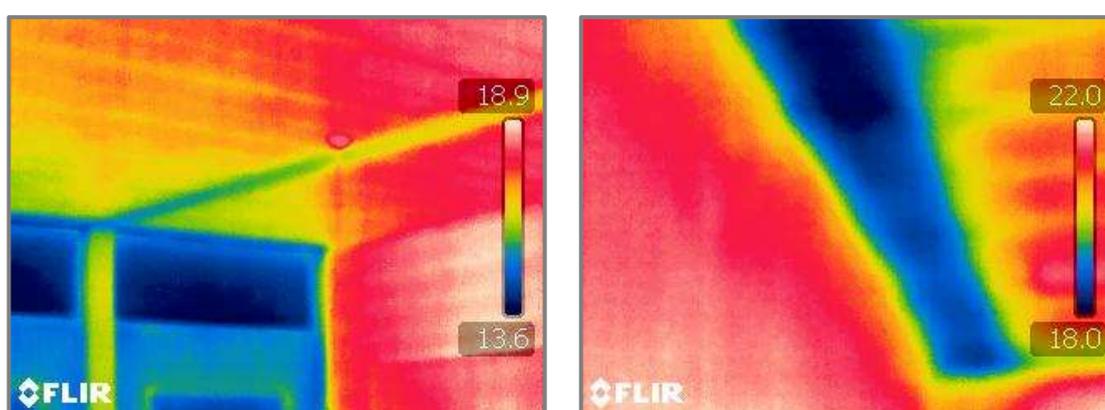


Figura 2.20: Rilievo termografico di una trave estradossata (a sinistra), e di una trave a spessore (a destra) del solaio di copertura

Dal “*calcolo di massima delle strutture principali*” presente nei documenti ufficiali, è stato possibile estrapolare alcuni dati importanti circa la dimensione delle sezioni e il calcolo delle armature delle travi che hanno permesso con una discreta precisione il riconoscimento di esse nella struttura e anche un riscontro sull’effettiva orditura dei solai. Ad esempio le travi di bordo che da un rilievo visivo sembrano spesse 20 cm in realtà risultano essere delle travi a “L” estradossate della dimensione 40x70 cm.

Al piano terra sono presenti delle travi non portanti di dimensione 20x60 che contribuiscono a diminuire la lunghezza libera di inflessione dei pilastri e costituiscono un’ impalcato intermedio tra il piano terra e il primo piano.



Figura 2.21: Travi non portanti presenti al piano terra interne (a sinistra) e perimetrali (a destra)

2.2.2.4 Solai

I solai sono realizzati in laterocemento con travetti in cemento armato precompresso di tipo CELERSAP 12 con interposti elementi in laterizio dello spessore di 16 o 20 cm.

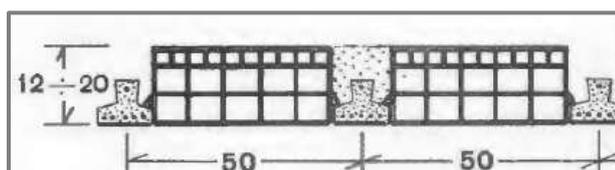


Figura 2.22: Solaio in laterocemento CELERSAP

Dagli elaborati strutturali è possibile desumere le caratteristiche con cui sono realizzati i solai: il calcestruzzo per la realizzazione dei travetti ha una resistenza alla compressione maggiore o uguale a 500 kg/cm^2 . L'acciaio che è stato impiegato ha una resistenza a trazione maggiore o uguale a 186 kg/mm^2 . Dette armature sono pretese a 125 kg/mm^2 in modo da poter sicuramente contare, tenuto conto dei fenomeni di ritiro, fluage e rilassamento, su una tensione di calcolo pari a 105 kg/mm^2 . L'armatura di tensione per i momenti negativi è collocata nella nervatura di conglomerato da gettarsi in opera di resistenza pari a 200 kg/cm^2 . La lunghezza dei travetti precompressi è normalmente superiore di 20-25 cm rispetto alla luce netta in modo da penetrare nelle corree od architravi per almeno 10 cm.

Tali caratteristiche sono state riscontrate durante un sopralluogo all'edificio A, adiacente all'edificio B, sul quale sono in corso d'opera dei lavori di adeguamento sismico che hanno messo a nudo la struttura dei solai permettendone la visione degli elementi strutturali.



Figura 2.23: Travetti del solaio messi a nudo nell'Edificio A

Assieme alle schede tecniche dei solai sono disponibili anche dei calcoli di esempio per ogni tipologia di solaio (altezza 16,5 cm o 20 cm) in cui sono descritti, oltre alle caratteristiche dei materiali sopracitati, anche l'area di armatura presente nei travetti precompressi e l'area di armatura a momento negativo da aggiungere al momento del getto.

I solai di altezza pari a 16,5 cm sono stati utilizzati per luci fino a 5 m, con un'armatura del travetto precompresso fino a 60 mm^2 (5A12), i solai di altezza pari a 20 cm sono stati utilizzati per luci fino a 6,8 m, con un'armatura del travetto precompresso fino a 84 mm^2 (7A12).

Tali documenti hanno premesso di ipotizzare la tipologia di solaio utilizzata per ogni zona dell'edificio in base alla luce e alla funzione (copertura o interpiano).

2.2.2.5 Scale

Le scale, sia quelle principali che quelle che portano ai piani seminterrati, sono composte da una soletta e gradini in cemento armato rivestite da lastre di marmo di spessore pari a circa 4 cm.



Figura 2.24: Particolare delle scale del piano seminterrato che portano all'archivio

Lo spessore della soletta varia da 7 cm per le scale del seminterrato ai 16 cm delle scale principali. I Gradini hanno alzata pari a 15 cm e pedata pari a 30 cm.

Le scale principali sono situate nell'atrio del piano terra. Esse sono composte da tre rampe di larghezza pari a circa 2 m, intervallate da pianerottoli di dimensione quadrata di lato circa pari a 1,8 m. Sono sorrette da travi rampanti di dimensioni 20x60 cm che risultano visibili nella rampa all'ultimo piano.

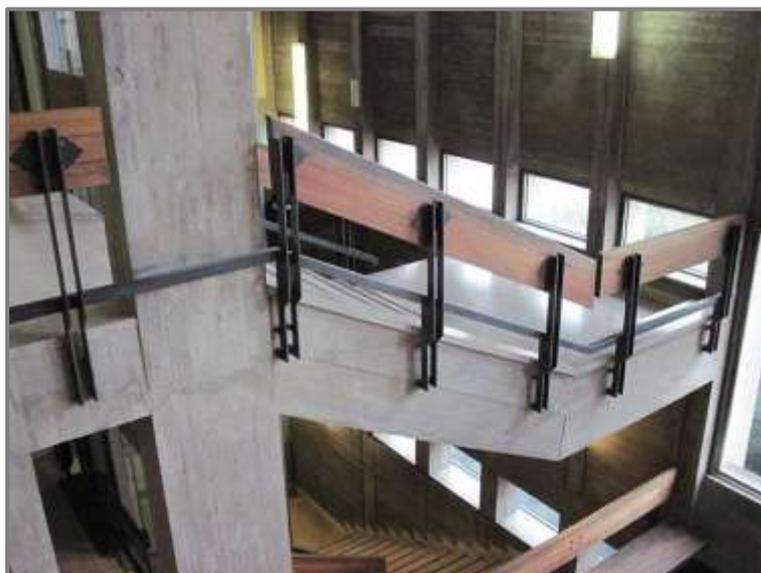


Figura 2.25: Scale principali e trave portante

Nella relazione di calcolo dell'epoca si hanno indicazioni sul calcolo delle travi a ginocchio, e sui pesi delle solette pari a 900 kg/mq (comprensivo di soletta armata alta 15cm, il marmo di rivestimento ed il sovraccarico accidentale pari a 400kg/mq) e del solettone armato che funge da cordolo pari a 1150 kg/mq (comprensivo di soletta armata alta 30cm e sovraccarico accidentale pari a 400kg/mq).

2.2.2.6 Tamponature

Dalle relazioni originali si sono estrapolate le composizioni delle tamponature utilizzate per i fabbricati. In particolare si hanno le indicazioni relative ai pesi al metro quadrato delle:

- Pareti spessore 12 cm in mattoni pieni 250 kg/m²
- Pareti spessore 12 cm in mattoni forati 170 kg/m²
- Tramezze spessore 8 cm in mattoni forati 130 kg/m²
- Pareti spessore 25 cm in mattoni pieni 450 kg/m²

2.2.2.7 Criticità riscontrate

La fase del rilievo ha evidenziato la peculiarità e i caratteri dominanti e caratterizzanti l'idea progettuale e realizzativa dell'intera struttura.

Fin dai primi passi effettuati nel perimetro intorno alla scuola e all'interno dei locali si è potuta notare la ridondanza degli elementi portanti verticali atti ad indicare uno studio ben accurato della struttura difficilmente danneggiabile ai soli carichi verticali.

Gli aspetti critici individuati sono principalmente la qualità scadente del calcestruzzo che unita allo spessore esiguo del copriferro, (2 cm per il R.D. del 1939), ne ha causato nel tempo la espulsione, manifestando la grossolanità del materiale cementizio composto da inerti di fiume affusolati e di grandi dimensioni, ed esponendo le barre in acciaio che risultano ossidate.



Figura 2.26: Espulsione del copriferro in alcuni elementi strutturali, con messa a nudo delle barre metalliche



Figura 2.27: Deteriorazione di una parte di intonaco in cui si evidenzia la grossolanità degli inerti utilizzati per i getti del cemento

Le diverse asimmetrie e non regolarità presenti nella struttura la rendono vulnerabile alle azioni sismiche.



Figura 2.28: Irregolarità strutturale di un nodo

Il manto di copertura è realizzato con una guaina impermeabile protetta con vernice argentata riflettente che, per effetto dell'azione dei raggi solari, presenta evidenti problemi di infiltrazioni d'acqua piovana all'interno dell'edificio.

L'edificio necessita inoltre di un integrale intervento di manutenzione dei servizi igienici che presentano problemi di vetustà sanitari usurati, piastrelle di rivestimento distaccate, perdite negli impianti di adduzione.

2.2.3 Caratterizzazione dei materiali

2.2.3.1 Acciaio da cemento armato

Nella relazione di calcolo è riportato che il tipo di acciaio usato per armare gli elementi è di tipo Aq. 50, con una sollecitazione massima ammissibile di 1600 kg/cm^2 per sezioni a T, e 1800 kg/cm^2 per sezioni rettangolari.

La classificazione degli acciai denominati Aq. 42, Aq. 50 e Aq. 60 è stata introdotta con la circolare 23 maggio 1957 n°1472. Essi corrispondono ai precedenti acciai dolce, semiduro e duro definiti dal R.D. del 1939 e sono caratterizzati rispettivamente da intervalli di resistenza a rottura di 42-50, 50-60, 60-70 kg/mm^2 , da tensione di snervamento non inferiore a 23, 27 e 31 kg/mm^2 ed infine da allungamenti a rottura valutata su 10 diametri non inferiori a 20%, 16% e 14%.

Tali tipi di acciai sono tipici delle costruzioni in cemento armato dell'epoca. In assenza di più specifiche informazioni, per stabilirne le proprietà meccaniche si è fatto riferimento ad uno studio effettuato dal Dipartimento di Analisi e Progettazione Strutturale dell'Università degli studi di Napoli Federico II sulle proprietà meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate

negli anni '60, il quale riporta i dati analizzati delle prove a trazione eseguite presso il laboratorio del Dipartimento di Scienza delle Costruzioni della Facoltà di Ingegneria di Napoli su campioni di barre di tipo liscio prelevate da strutture in cemento armato costruite negli anni '60.

Di seguito si riporta solo l'analisi relativa alle barre di tipo Aq. 50.

Analisi dei dati relativi agli acciai tipo Aq. 50

In base alle disposizioni dell'epoca sono definiti Aq. 50 gli acciai caratterizzati dalle seguenti caratteristiche meccaniche:

- Tensione di snervamento f_y non inferiore a 270 N/mm^2
- Tensione di rottura f_u compresa tra 500 e 600 N/mm^2
- Allungamento a rottura $A_{10\phi}$ non inferiore al 16%

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva contenente informazioni sui valori medi dei parametri e sulle relative proprietà statistiche derivanti dalle prove eseguite sui campioni di armatura:

numero prove: 959	\bar{f}_y [N/mm ²]	\bar{f}_u [N/mm ²]	\bar{f}_u/\bar{f}_y	$A_{10\phi}$
valore medio	369.9	545.1	1.479	26.08%
valore massimo	530.0	599.6	1.845	56.48%
valore minimo	282.4	500.1	1.054	16.67%
scarto quadratico medio	29.449	26.854	0.097	0.040
C. O. V.	0.080	0.049	0.066	0.152
indice di asimmetria	0.573	0.159	0.043	3.449
indice di curtosi	4.751	2.002	3.640	27.288

Tabella 1: Caratteristiche degli acciai Aq. 50

Ai fini dell'analisi strutturale da condurre sull'edificio oggetto di studio si prendono in considerazione i valori medi derivanti da tali prove e perciò si assumerà una tensione di snervamento f_y pari a $369,9 \text{ N/mm}^2$ e una tensione di rottura f_u pari a $545,1 \text{ N/mm}^2$.

2.2.3.2 Acciaio da cemento armato precompresso

Le caratteristiche dell'acciaio utilizzato come armatura nei travetti precompressi costituenti i solai sono riportate negli elaborati di calcolo dei solai. È stato utilizzato un acciaio con carico di rottura pari a 18000 kg/cm^2 .

Ai fini dell'analisi strutturale da condurre sull'edificio oggetto di studio si assumerà una tensione di snervamento f_y pari a 1620 N/mm^2 e una tensione di rottura f_u pari a 1800 N/mm^2 .

2.2.3.3 Calcestruzzo

Sul calcestruzzo utilizzato per il getto di elementi quali travi e pilastri non si hanno informazioni sufficienti. Per avere una stima delle caratteristiche meccaniche, in assenza di più precise valutazioni, si è ritenuto opportuno assumere i valori ottenuti dalle prove distruttive effettuate in precedenza sul padiglione A situato a fianco dell'edificio oggetto del presente studio e costruito in contemporanea ad esso.

Sono state eseguiti 13 carotaggi su vari elementi della struttura.

Si riportano di seguito i valori ottenuti dalle prove.

Test	Localizzazione	f_c (N/mm ²)
Saggi 16/06/2015		
C1	Pilastro in falso lato stadio	15,5
C2	Setto scala lato cortile	41,1
C3	Pilastro scala Piano terra	20,7
Ulteriori saggi 09/02/2016		
C1		35,6
C2		17,3
C3		29,0
C4		25,4
C5		21,5
C6		34,1
C7		33,6
C8		8,9
C9		26,0
C10		14,2

Tabella 2: Valori di resistenza a compressione del calcestruzzo ottenuti da prove distruttive sull'edificio A – Padiglione via Gramsci

Si ottiene perciò un valore di resistenza media a compressione cilindrica f_{cm} di 24,8 N/mm² e un modulo elastico medio E_{cm} di 28904 N/mm².

Il conglomerato utilizzato nel getto di completamento dei solai, in base a quanto riportato nei documenti di calcolo, risulta avere una resistenza a rottura a 28 gg. pari a 200 kg/cm², si è assunto perciò che essi siano costituiti con un calcestruzzo di classe C16/20 con una resistenza a compressione cubica R_{ck} pari a 20 N/mm² e una resistenza a compressione cilindrica f_{ck} pari a 16 N/mm².

2.2.4 Livelli di Conoscenza e Fattori di Confidenza

Il grado di approfondimento delle indagini conoscitive conduce all'individuazione del "Livello di conoscenza" (LC) acquisito.

La normativa prevede tre diversi Livelli di Conoscenza, LC1, LC2 e LC3 (riportati qui in ordine da quello meno approfondito a quello più approfondito), ai quali sono associati, rispettivamente, i "Fattori di Confidenza" (FC) rispettivamente pari a 1,35, 1,2 ed 1. I Fattori di Confidenza sono introdotti proprio per tenere conto delle carenze insite nella conoscenza dei parametri del modello, e servono quindi a riassumere e considerare in un unico numero il grado di attendibilità, le incertezze e l'estensione delle indagini effettuate.

Attraverso i fattori di confidenza si penalizzano le resistenze medie dei materiali dividendone i valori per FC, per ottenere i valori di tali grandezze da adottare in sede di calcolo: a Livelli di Conoscenza più alti corrispondono quindi penalizzazioni minori delle prestazioni dei materiali e viceversa.

Entrando nel dettaglio dei vari livelli di Conoscenza si ha la situazione seguente:

- *LC1: Conoscenza Limitata*

- Geometria. La geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso è effettuato un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni di progetto. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare.

- Dettagli Costruttivi. I dettagli non sono disponibili da disegni costruttivi e sono ricavati sulla base di un progetto simulato eseguito secondo la pratica dell'epoca della costruzione. È richiesta una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti. I dati raccolti saranno tali da consentire verifiche locali di resistenza.

- Proprietà dei materiali. Non sono disponibili informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, né da disegni costruttivi né da certificati di prova. Si adottano valori usuali della pratica costruttiva dell'epoca convalidati da limitate prove in-situ sugli elementi più importanti.

La valutazione della sicurezza nel caso di conoscenza limitata viene in genere eseguita mediante metodi di analisi lineare statici o dinamici.

- *LC2: Conoscenza adeguata*

- Geometria. La geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso è effettuato un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelli riguardanti i dettagli strutturali, saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare o non lineare.

- Dettagli costruttivi. I dettagli sono noti da un'estesa verifica in-situ oppure parzialmente noti dai disegni costruttivi originali incompleti. In quest'ultimo caso è effettuata una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

- Proprietà dei materiali. Informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili in base ai disegni costruttivi o ai certificati originali di prova, o da estese verifiche in-situ; se i valori ottenuti dalle prove in-situ sono minori di quelli disponibili dai disegni o dai certificati originali, sono eseguite estese prove in-situ. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

La valutazione della sicurezza nel caso di conoscenza adeguata è eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici.

- *LC3: Conoscenza accurata*

- Geometria. La geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso è effettuato un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali, saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare o non lineare.

- Dettagli costruttivi. I dettagli sono noti o da un'esaustiva verifica in-situ oppure dai disegni costruttivi originali. In quest'ultimo caso è effettuata una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

- Proprietà dei materiali. Informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili in base ai disegni costruttivi o ai certificati originali, o da esaustive prove in-situ. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

La valutazione della sicurezza nel caso di conoscenza accurata è eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici.

Per le costruzioni in cemento armato le indicazioni normative sono riportate nel paragrafo C8A.1.B e riassunte nella tabella C8A1.2 della Circolare n. 617 del 2009 riportata di seguito:

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Tabella 3: Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo

Una definizione orientativa dei livelli di approfondimento dei rilievi e delle prove sui materiali è riportata nella tabella C8A.1.3a della Circolare n. 617 del 2009 riportata di seguito:

	Rilievo (dei dettagli costruttivi)(a)	Prove (sui materiali) (b)(c)
Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro...)		
Verifiche limitate	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

Tabella 4: Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.a

Di seguito sono riepilogati gli aspetti esposti nei paragrafi precedenti sulla base dei quali è stato attribuito il livello di conoscenza raggiunto nell'edificio B:

- La geometria strutturale è stata definita sulla base di un rilievo accurato in situ.
- I dettagli costruttivi sono stati ricavati sulla base di un progetto simulato eseguito secondo la pratica dell'epoca della costruzione.
- Le proprietà dei materiali sono state determinate adottando valori riportati su i documenti originali convalidate da limitate prove in-situ effettuate sull'edificio A.

Sulla base di quanto esposto si ritiene di aver raggiunto un livello di conoscenza LC1 (Conoscenza Limitata) che porta all'adozione di un fattore di confidenza FC pari a 1,35. La scelta di questo valore è dettata dalla completa assenza di prove sui materiali dell'edificio B. Qualora l'amministrazione decida di procedere con una valutazione più attendibile della vulnerabilità si potrà pervenire ad un livello di conoscenza più approfondito mediante l'effettuazione di prove in-situ.

2.3 Progetto simulato

Come detto nel capitolo inerente al reperimento della documentazione tecnica, per l'edificio B si possiedono limitati elaborati tecnici sulle strutture, è stato quindi necessario ricorrere ad un progetto simulato.

Si tratta di un progetto strutturale condotto in accordo alle normative ed alle pratiche costruttive dell'epoca e di identificazione dell'edificio in oggetto, che, affiancato ad una limitata verifica in situ operata negli elementi più importanti, ha come obiettivo la definizione delle armature, dei dettagli costruttivi e di tutti quei dati necessari per condurre le verifiche di resistenza.

Il progetto simulato effettuato ha avuto come riferimenti principali i seguenti aspetti:

- La normativa tecnica cogente al momento della costruzione dell'edificio;
- Le consuetudini progettuali e costruttive dell'epoca;
- La manualistica tecnica di comune utilizzo nel periodo in esame.

Per la normativa tecnica in vigore all'epoca, come già specificato nel capitolo inerente, si sono presi in considerazione il *Regio Decreto del 1939*, e la *Circolare Ministero dei Lavori Pubblici 23/05/1957, n. 1472*.

A fianco delle indicazioni riportate nelle suddette normative si sono prese in considerazione indicazioni ed esempi di calcolo riportati in alcuni testi usati come riferimento negli anni '50-'60.

2.3.1 Pilastri

La percentuale delle armature per i pilastri prescritta dalle Norme Italiane in vigore all'epoca (R.D. 1939) varia da un minimo dello 0,8% di quella del conglomerato strettamente necessaria quando questa sia minore di 2000 cm²; e non inferiore allo 0,5% quando questa sia maggiore di 8000 cm², adottando per i casi intermedi la variazione lineare.

Si sono adottati quindi percentuali più forti per pilastri di piccole dimensioni trasversali e percentuali minori per pilastri di grandi dimensioni.

All'armatura longitudinale vanno aggiunte staffe ad un passo di non più di 10 diametri dell'armatura longitudinale o ad un intervallo non superiore alla metà della minima sezione trasversale onde escludere in questa l'inflessione laterale.

In definitiva per effettuare il progetto simulato dei pilastri sono state assunte le seguenti limitazioni di armatura:

$$0,8 \% \text{ di } A_C \quad \text{se } A_C \leq 2000 \text{ cm}^2$$

$$0,5 \% \text{ di } A_C \quad \text{se } A_C \geq 8000 \text{ cm}^2$$

Per valori intermedi si è utilizzata l'interpolazione lineare.

L'area minima dei ferri così calcolata è stata riportata ad un'area effettiva con tondini commerciali, con la limitazione che il rapporto tra l'area minima calcolata A_{min} e l'area di ferro effettivamente ipotizzata A_s non risultasse con uno scarto maggiore del 10%.

$$0,90 \leq \frac{A_s}{A_{min}} \leq 1,10$$

Qualora la limitazione non risultasse verificata né superiormente né inferiormente si è scelta l'area di armatura che riportasse il minor scarto.

Si riporta di seguito la tabella con le percentuali di armatura minime in relazione all'area di calcestruzzo:

Area F_c (cm^2)	Percentuale di armatura $\mu\%=100 F_f/F_c$	Area F_c (cm^2)	Percentuale di armatura $\mu\%=100 F_f/F_c$
2000	0,80	5200	0,64
2200	0,79	5400	0,63
2400	0,78	5600	0,62
2600	0,77	5800	0,61
2800	0,76	6000	0,60
3000	0,75	6200	0,59
3200	0,74	6400	0,58
3400	0,73	6600	0,57
3600	0,72	6800	0,56
3800	0,71	7000	0,55
4000	0,70	7200	0,54
4200	0,69	7400	0,53
4400	0,68	7600	0,52
4600	0,67	7800	0,51
4800	0,66	8000	0,50
5000	0,65		

Tabella 5: Percentuali di armatura minima per pilastri

Le armature trasversali (staffe) sono state considerate di diametro pari a 6 mm, come riportato negli elaborati dell'epoca dell'edificio.

Il passo delle staffe è stato calcolato basandosi sulle prescrizioni riportate nella normativa dell'epoca e pari al minimo tra 10 volte il diametro minimo del ferro delle barre longitudinali e la metà della minima sezione trasversale.

Per pilastri con forma diversa da quella rettangolare il passo delle armature trasversali (staffe) è stato calcolato considerando le dimensioni del rettangolo che circoscrivono il pilastro.

Data la molteplicità di tipologie di sezioni diverse presenti nell'edificio, si sono raggruppate alcune sezioni dei pilastri al fine di ridurre il numero, in particolare:

- I pilastri di dimensione pari a 40x48 cm sono stati considerati 40x50 cm
- I pilastri di dimensione pari a 40x56 cm sono stati considerati 40x60 cm
- I pilastri di dimensione pari a 45x22 cm sono stati considerati 40x22 cm
- I pilastri di dimensione pari a 55x43 cm sono stati considerati 55x40 cm
- I pilastri di dimensione pari a 20x27 cm sono stati considerati 20x30 cm

Per il coefficiente di omogeneizzazione n si è assunto un valore pari a 10.

Si riportano di seguito le aree di armatura longitudinale e trasversale ipotizzate per ogni sezione e piano dell'edificio:

Dimensioni pilastri		Area cls	% arm.	$A_{s,min}$	Area armatura longitudinale Ipotizzata					Verifica		Staffe	
B (cm)	H (cm)	F_c (cm ²)	% Fc	$A_{s,min}$ (cm ²)	n_1	ϕ_1 (mm)	n_2	ϕ_1 (mm)	A_s (cm ²)	$A_s/A_{s,min} = 1$ ($\pm 0,10$)		ϕ (mm)	P_{min} (cm)
20	60	1200	0,0080	9,60	6	14		-	9,24	0,96	VERIFICATO	6	10
20	75	1500	0,0080	12,00	6	16		-	12,06	1,01	VERIFICATO	6	10
20	30	600	0,0080	4,80	4	12		-	4,52	0,94	VERIFICATO	6	10
30	60	1800	0,0080	14,40	6	16	2	14	15,14	1,05	VERIFICATO	6	14
30	30	900	0,0080	7,20	4	16		-	8,04	1,12	ON VERIFICATO	6	15
40	40	1600	0,0080	12,80	4	20		-	12,56	0,98	VERIFICATO	6	20
40	30	1200	0,0080	9,60	4	18		-	10,16	1,06	VERIFICATO	6	15
40	20	800	0,0080	6,40	4	14		-	6,16	0,96	VERIFICATO	6	10
45	20	900	0,0080	7,20	4	16		-	8,04	1,12	ON VERIFICATO	6	10
45	40	1800	0,0080	14,40	4	18	2	16	14,18	0,98	VERIFICATO	6	16
45	35	1575	0,0080	12,60	6	16		-	12,06	0,96	VERIFICATO	6	16
47	24	1128	0,0080	9,02	6	14		-	9,24	1,02	VERIFICATO	6	12
55	25	1375	0,0080	11,00	4	16	2	14	11,12	1,01	VERIFICATO	6	12,5
170	30	5100	0,0050	25,50	10	18		-	25,4	1,00	VERIFICATO	6	15
130	60	5175	0,0065	33,38	12	18		-	30,48	0,91	VERIFICATO	6	18

Tabella 6: Aree di armatura calcolate per i pilastri del piano secondo

Dimensioni pilastri		Area cls	% arm.	$A_{s,min}$	Area armatura longitudinale Ipotizzata					Verifica		Staffe	
B (cm)	H (cm)	F_c (cm ²)	% Fc	$A_{s,min}$ (cm ²)	n_1	ϕ_1 (mm)	n_2	ϕ_1 (mm)	A_s (cm ²)	$A_s/A_{s,min} = 1$ ($\pm 0,10$)		ϕ (mm)	P_{min} (cm)
20	60	1200	0,0080	9,60	6	14		-	9,24	0,96	VERIFICATO	6	10
20	75	1500	0,0080	12,00	6	16		-	12,06	1,01	VERIFICATO	6	10
20	30	600	0,0080	4,80	4	12		-	4,52	0,94	VERIFICATO	6	10
30	60	1800	0,0080	14,40	6	16	2	14	15,14	1,05	VERIFICATO	6	14
30	30	900	0,0080	7,20	4	16		-	8,04	1,12	ON VERIFICATO	6	15
40	40	1600	0,0080	12,80	4	20		-	12,56	0,98	VERIFICATO	6	20
40	30	1200	0,0080	9,60	4	18		-	10,16	1,06	VERIFICATO	6	15
40	20	800	0,0080	6,40	4	14		-	6,16	0,96	VERIFICATO	6	10
45	20	900	0,0080	7,20	4	16		-	8,04	1,12	ON VERIFICATO	6	10
45	40	1800	0,0080	14,40	4	18	2	16	14,18	0,98	VERIFICATO	6	16
45	35	1575	0,0080	12,60	6	16		-	12,06	0,96	VERIFICATO	6	16
47	24	1128	0,0080	9,02	6	14		-	9,24	1,02	VERIFICATO	6	12
55	25	1375	0,0080	11,00	4	16	2	14	11,12	1,01	VERIFICATO	6	12,5
170	30	5100	0,0065	32,90	14	18		-	35,56	1,08	VERIFICATO	6	15

Tabella 7: Aree di armatura calcolate per pilastri del piano primo

Dimensioni pilastri		Area cls	% arm.	$A_{s,min}$	Area armatura longitudinale Ipotizzata					Verifica		Staffe	
B (cm)	H (cm)	F_c (cm ²)	% Fc	$A_{s,min}$ (cm ²)	n_1	ϕ_1 (mm)	n_2	ϕ_1 (mm)	A_s (cm ²)	$A_s/A_{s,min} = 1$ ($\pm 0,10$)		ϕ (mm)	P_{min} (cm)
30	60	1800	0,0080	14,40	6	16	2	14	15,14	1,05	VERIFICATO	6	14
40	22	880	0,0080	7,04	4	14		-	6,16	0,88	ON VERIFICATO	6	11
40	30	1200	0,0080	9,60	4	18		-	10,16	1,06	VERIFICATO	6	15
40	40	1600	0,0080	12,80	4	20		-	12,56	0,98	VERIFICATO	6	20
40	50	2000	0,0080	16,00	8	16		-	16,08	1,01	VERIFICATO	6	16
40	60	2400	0,0078	18,72	4	18	4	16	18,2	0,97	VERIFICATO	6	16
45	30	1350	0,0080	10,80	4	18		-	10,16	0,94	VERIFICATO	6	15
45	40	1800	0,0080	14,40	4	22		-	15,2	1,06	VERIFICATO	6	20
55	20	1100	0,0080	8,80	6	14		-	9,24	1,05	VERIFICATO	6	10
55	30	1650	0,0080	13,20	4	18	2	16	14,18	1,07	VERIFICATO	6	15
55	40	2200	0,0079	17,38	4	18	4	16	18,2	1,05	VERIFICATO	6	16
170	30	5100	0,0065	32,90	14	18		-	35,56	1,08	VERIFICATO	6	15
122	30	3660	0,0072	26,35	10	18		-	25,4	0,96	VERIFICATO	6	15
103	20	2060	0,0080	16,48	8	16		-	16,08	0,98	VERIFICATO	6	10
48	60	2050	0,0080	16,40	8	16		-	16,08	0,98	VERIFICATO	6	16

Tabella 8: Aree di armatura calcolate per i pilastri del piano terra

Dimensioni pilastri		Area cls	% arm.	A _{min}	Area armatura longitudinale Ipotizzata					Verifica	Staffe		
B (cm)	H (cm)	F _c (cm ²)	% Fc %	A _{s,min} (cm ²)	n ₁	φ ₁ (mm)	n ₂	φ ₁ (mm)	A _s (cm ²)	A _s /A _{s,min} = 1 (±0,10)		φ (mm)	P _{min} (cm)
30	60	1800	0,0080	14,40	6	16	2	14	15,14	1,05	VERIFICATO	6	14
40	22	880	0,0080	7,04	4	14		-	6,16	0,88	ON VERIFICAT	6	11
40	30	1200	0,0080	9,60	4	18		-	10,16	1,06	VERIFICATO	6	15
40	35	1400	0,0080	11,20	4	18		-	10,16	0,91	VERIFICATO	6	17,5
40	40	1600	0,0080	12,80	4	20		-	12,56	0,98	VERIFICATO	6	20
40	50	2000	0,0080	16,00	8	16		-	16,08	1,01	VERIFICATO	6	16
40	60	2400	0,0078	18,72	4	18	4	16	18,2	0,97	VERIFICATO	6	16
45	30	1350	0,0080	10,80	4	18		-	10,16	0,94	VERIFICATO	6	15
45	40	1800	0,0080	14,40	4	22		-	15,2	1,06	VERIFICATO	6	20
55	20	1100	0,0080	8,80	6	14		-	9,24	1,05	VERIFICATO	6	10
55	30	1650	0,0080	13,20	4	18	2	16	14,18	1,07	VERIFICATO	6	15
55	40	2200	0,0079	17,38	4	18	4	16	18,2	1,05	VERIFICATO	6	16
170	30	5100	0,0066	33,41	14	18		-	35,56	1,06	VERIFICATO	6	15
122	30	3660	0,0072	26,35	10	18		-	25,4	0,96	VERIFICATO	6	15
103	20	2060	0,0080	16,48	8	16		-	16,08	0,98	VERIFICATO	6	10
48	60	2050	0,0080	16,40	8	16		-	16,08	0,98	VERIFICATO	6	16

Tabella 9: Aree di armatura calcolate per i pilastri del piano seminterrato

2.3.2 Travi

Nel calcolo della sezione di una trave, secondo quanto riportato in testi dell'epoca, il valore di b veniva fissato secondo le esigenze di progetto, l'altezza h e l'area di armatura longitudinale tesa presente nella sezione venivano determinate applicando le formule:

$$h = r \sqrt{\frac{M}{b}} \qquad A_a = t\sqrt{Mb}$$

dove r e t sono dei coefficienti tabellati che dipendono dalle sollecitazioni massime ammesse nei calcoli, per il cemento ed il ferro, M è il momento flettente espresso in kg cm e b è la larghezza della sezione in cm.

A completamento di quanto sopra scritto riguardante la progettazione, si aggiungono le prescrizioni contenute nel R.D del 1939:

- Il carico di sicurezza del conglomerato nella sollecitazione di pressione o flessione, deve assumersi come segue: conglomerato di cemento idraulico normale portland 40 kg /cm², conglomerato di cemento normale ad alta resistenza ed alluminoso 50 kg/cm².
- Il carico di sicurezza delle armature metalliche sollecitate a trazione non deve superare i 1400 kg/cm² per acciaio dolce, 2000 kg/cm² per l'acciaio semiduro e per l'acciaio duro.
- Il peso proprio del conglomerato armato, cioè compreso il peso dei ferri si assume di regola uguale a 2500 kg/m³.
- Nei punti di interruzione i ferri devono essere sovrapposti per una lunghezza di almeno 40 diametri ripiegandoli ad uncino alle estremità e tali interruzioni devono essere sfalsate e trovarsi nelle zone di minore sollecitazione.

- Tutte le armature metalliche devono distare almeno 0,8 cm dalle facce esterne del conglomerato.

Di seguito si riporta il calcolo dell'area di armatura delle travi tenendo conto che:

- Per il calcolo dei momenti sollecitanti di travi doppiamente incastrate si è considerato:

$$M = 1/12 p l^2$$

- Per il calcolo dei momenti sollecitanti di travi continue si è considerato:

per campate esterne $M = 1/12 p L^2$

per campate intermedie $M = 1/18 p L^2$

appoggio ultima campata $M = - 1/9 p L^2$

appoggi intermedi $M = - 1/10 p L^2$

- La geometria delle travi ricalate è quella derivata dal rilievo;
- Per la travi a spessore di solaio, sulla base delle indicazioni derivate dalla relazione di calcolo dell'epoca, si è assunta una larghezza collaborante di 80 cm e solo per le travi di luce maggiore, una larghezza collaborante di 100 o 120 cm;
- L'armatura dimensionata è quella corrispondente alla sola zona tesa, l'armatura corrente nella zona compressa è stata considerata pari alla metà dell'armatura presente nella zona tesa;
- Si suppone che circa la metà dei ferri del lembo inferiore si pieghino in sagomati, si ottiene così che le sezioni di mezzera e quelle di incastro siano equi resistenti ;
- Travi simili, di simile luce ed uguale interasse di carico, sono state armate allo stesso modo. Di gruppi di travi simili è stata dimensionata solo la più sollecitata;
- Il passo minimo delle staffe si è assunto pari a 33cm (3 staffe al metro) laddove non valgano più stringenti limitazioni derivanti dal calcolo dell'armatura a taglio;
- Le travi ribassate non esplicitamente caricate non sono state progettate, di fatto il loro effetto nel modello rientra nella riduzione della luce libera di inflessione dei pilastri.
-

Essendo le sollecitazioni massime ammissibili riportate sulla relazione di calcolo pari a

Calcestruzzo a pressione e flessione 60 kg/cm^2

Ferro 1600 kg/cm^2

Dalle tabelle si ricavano i coefficienti

$$t = 0,00187$$

$$r = 0,367$$

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva delle armature delle travi calcolate come sopra indicato. Le travi calcolate sono state integrate con quelle presenti sulle relazioni di calcolo (evidenziate nella tabella), l'area minima dei ferri così ottenuta è stata riportata ad un'area effettiva con toncini commerciali, con la limitazione che il rapporto tra l'area minima calcolata A_{min} e l'area di ferro effettivamente ipotizzata A_s non risultasse con uno scarto maggiore del 10%.

TRAVI PRIMO IMPALCATO													
L (m)	B (cm)	H (cm)	L solaio (m)	q tot (kg/m)	Med (kg cm)	$A_{s,min}$ (cm ²)	Area armatura longitudinale Ipotizzata					Staffe	
							n_1	ϕ_1 (mm)	n_2	ϕ_1 (mm)	A_s (cm ²)	ϕ (mm)	n
1,50	40	50	3,25	2450	45938	2,53	3	14		-	4,62	6	5
2,50	40	30	4,70	3120	162500	4,77	2	16	1	12	5,15	6	8
4,85	40	30	3,25	2250	441047	7,85	4	16		-	8,04	6	15
3,50	40	30	4,00	2700	275625	6,21	3	16	1	10	6,82	6	11
2,50	40	50	1,65	1490	93125	3,61	3	14		-	4,62	6	8
2,95	40	30	1,65	1290	93552	3,62	2	16		-	4,02	6	9
3,13	40	30	1,65	1290	105317	3,84	2	16		-	4,02	6	9
3,50	40	30	1,65	1290	131688	4,29	2	16	1	10	4,81	6	11
3,13	40	30	1,65	1290	105317	3,84	2	16		-	4,02	6	9
2,95	40	30	1,65	1290	93552	3,62	2	16		-	4,02	6	9
3,10	30	60				5,76	3	16		-	6,03	6	9
6,45	30	60				13,50	7	16		-	14,07	6	20
3,25	30	60				4,82	2	16	1	10	4,81	6	10
3,10	30	60				5,76	3	16		-	6,03	6	9
7,50	25	60				13,50	6	16		-	12,06	6	23
7,50	25	60				11,70	6	16		-	12,06	6	35
7,50	30	80				20,30	8	18		-	20,32	6	23
7,50	30	80				13,50	6	18		-	15,24	6	40
2,50	40	50	2,70	2120	110417	3,93	3	14		-	4,62	6	8
3,75	80	20				10,60	5	16	1	10	10,84	6	11
2,50	40	20				6,21	4	14		-	6,16	6	8
2,90	80	20				10,00	5	16		-	10,05	6	9
4,65	80	20				13,00	7	16		-	14,07	6	14
3,70	40	30	3,50	2400	273800	6,19	4	14		-	6,16	6	11
5,00	40	30	2,10	1560	325000	6,74	4	14	1	10	6,95	6	15
3,70	40	30	3,50	2400	273800	6,19	4	14		-	6,16	6	11
6,20	40	30	3,60	2460	788020	10,50	5	16	1	10	10,84	6	19
3,30	40	50	3,50	2600	235950	5,74	3	14	1	14	6,16	6	10
1,80	40	50	3,50	2600	70200	3,13	3	14		-	4,62	6	5
5,75	40	50	1,50	1400	385729	7,35	3	14	2	14	7,7	6	17

Tabella 10: Aree di armatura calcolate per le travi del primo impalcato

TRAVI SECONDO IMPALCATO														
L (m)	B (cm)	H (cm)	L solaio (m)	q tot (kg/m)	Med (kg cm)	A _{min}	Area armatura longitudinale Ipotizzata					Staffe		
						A _{s,min} (cm ²)	n ₁	φ ₁ (mm)	n ₂	φ ₁ (mm)	A _s (cm ²)	φ (mm)	n	
1,50	40	60	3,50	2350	44063	2,48	4	14		-	6,16	6	5	
2,50	40	50	3,50	2250	117188	4,05	2	16	1	10	4,81	6	8	
4,85	40	50				6,84	4	16		-	8,04	6	15	
3,30	40	50	1,65	1325	120244	4,10	3	14		-	4,62	6	10	
2,50	40	60	1,65	1425	89063	3,53	4	14		-	6,16	6	8	
4,70	40	60	3,60	2400	530160	8,61	6	14		-	9,24	6	14	
3,30	40	60	3,60	2400	261360	6,05	4	14		-	6,16	6	10	
1,80	40	60	3,60	2400	77760	3,30	4	14		-	6,16	6	5	
4,20	40	20	3,13	1763	310905	6,59	4	14	1	10	6,95	6	13	
2,50	40	60	2,35	2010	104688	3,83	4	16		-	8,04	6	8	
4,85	40	60	2,35	2010	394002	7,42	4	16		-	8,04	6	15	
3,50	40	30	4,00	2700	275625	6,21	6	12		-	6,78	6	11	
2,50	40	60	1,65	1590	82813	3,40	4	16		-	8,04	6	8	
2,95	40	30	1,65	1290	93552	3,62	2	16		-	4,02	6	9	
3,13	40	30	1,65	1290	105317	3,84	2	16		-	4,02	6	9	
3,50	40	30	1,65	1290	131688	4,29	2	16	1	10	4,81	6	11	
3,13	40	30	1,65	1290	105317	3,84	2	16		-	4,02	6	9	
2,95	40	30	1,65	1290	93552	3,62	2	16		-	4,02	6	9	
2,95	20	30	1,20	870	63093	2,10	2	12		-	2,26	6	9	
3,13	20	30	1,20	870	71028	2,23	2	12		-	2,26	6	9	
3,50	20	30	1,20	870	88813	2,49	2	12	1	10	3,05	6	11	
3,13	20	30	1,20	870	71028	2,23	2	12		-	2,26	6	9	
2,95	20	30	1,20	870	63093	2,10	2	12		-	2,26	6	9	
3,00	30	30	1,20	945	70875	2,73	2	14		-	3,08	6	9	
6,45	25	60				9,90	5	16		-	10,05	6	27	
3,25	25	60				3,15	2	16		-	4,02	6	10	
1,60	30	40	1,25	1050	22400	1,53	2	10		-	1,58	6	5	
4,00	30	60	1,25	1200	160000	4,10	2	16	1	10	4,81	6	12	
7,50	25	60				13,50	6	16		-	12,06	6	23	
7,50	25	60				11,70	6	16		-	12,06	6	35	
7,50	30	80				20,30	8	18		-	20,32	6	23	
7,50	30	80				13,50	6	18		-	15,24	8	40	
2,50	40	60	2,70	2220	115625	4,02	4	16		-	8,04	6	8	
3,75	40	20	2,35	1610	188672	5,14	4	14		-	6,16	6	11	
3,75	100	20				13,50	7	16		-	14,07	6	11	
4,65	80	20				13,00	7	16		-	14,07	6	14	
2,80	70	20				6,40	6	12		-	6,78	6	8	
3,70	40	60				7,88	4	16		-	8,04	8	19	
5,00	40	60				15,75	8	16		-	16,08	8	27	
3,70	40	60				7,88	4	16		-	8,04	8	19	
2,50	40	30	1,50	1200	62500	2,96	2	14		-	3,08	6	8	
2,50	40	60	1,50	1500	78125	3,31	2	16		-	4,02	6	8	

Tabella 11: Aree di armatura calcolate per le travi del secondo impalcato

TRAVI TERZO IMPALCATO													
L (m)	B (cm)	H (cm)	L solaio (m)	q tot (kg/m)	Med (kg cm)	A _{min}						Staffe	
						A _{s,min} (cm ²)	Area armatura longitudinale Ipotizzata					φ	n
						n ₁	φ ₁ (mm)	n ₂	φ ₁ (mm)	As (cm ²)	φ (mm)	n	
2,50	40	70	1,25	1450	75521	3,25	2	16	-	4,02	6	8	
7,80	20	60				14,40	6	18	-	15,24	6	24	
7,80	20	60				9,36	4	18	-	10,16	6	22	
2,50	40	70	3,25	2650	138021	4,39	2	16	1	10	4,81	6	8
2,50	40	70	3,08	2548	132708	4,31	2	16	1	10	4,81	6	8
2,70	80	20	3,25	2350	142763	6,32	5	14	-	7,7	6	8	
5,00	30	60	6,33	4248	885000	9,64	5	16	-	10,05	6	15	
2,50	80	20	6,33	4198	218646	7,82	4	16	-	8,04	6	8	
3,75	20	70				14,00	6	18	-	15,24	8	20	
7,50	25	60				13,50	6	16	-	12,06	6	23	
7,50	25	60				11,70	6	16	-	12,06	6	35	
7,50	30	80				20,30	8	18	-	20,32	6	23	
7,50	30	80				13,50	6	18	-	15,24	8	40	
2,50	40	70	3,15	2590	134896	4,34	2	16	1	10	4,81	6	8
1,08	30	30	3,30	2205	21433	1,50	2	10	-	1,58	6	3	
4,60	30	40	3,30	2280	402040	6,49	4	14	1	10	6,95	6	14
4,50	20	80	3,30	2380	401625	5,30	3	16	-	6,03	6	14	
1,20	40	70				6,00	4	14	-	6,16	6	4	
3,70	40	70				9,00	5	16	-	10,05	8	40	
5,00	40	70				16,20	8	16	1	10	16,87	8	40
3,70	40	70				9,00	5	16	-	10,05	8	40	

Tabella 12: Aree di armatura calcolate per le travi del terzo impalcato

TRAVI IMPALCATO DI COPERTURA													
L (m)	B (cm)	H (cm)	L solaio (m)	q tot (kg/m)	Med (kg cm)	A _{min}						Staffe	
						A _{s,min} (cm ²)	Area armatura longitudinale Ipotizzata					φ	n
						n ₁	φ ₁ (mm)	n ₂	φ ₁ (mm)	As (cm ²)	φ (mm)	n	
2,50	50	20	1,80	1510	78646	3,71	2	14	1	10	3,87	6	8
7,80	20	60	4,38	3363	1704788	10,92	6	16	-	12,06	6	24	
3,13	25	60	1,20	1215	99194	2,94	2	14	-	3,08	6	9	
3,50	25	60	1,20	1215	124031	3,29	2	14	1	10	3,87	6	11
3,13	25	60	1,20	1215	99194	2,94	2	14	-	3,08	6	9	
6,50	30	60	3,70	3040	1070333	10,60	6	16	-	12,06	6	20	
3,20	30	60	3,70	3040	259413	5,22	3	16	-	6,03	6	10	
2,95	50	20	2,50	2000	145042	5,04	4	14	-	6,16	6	9	
2,95	40	60	5,00	4100	297335	6,45	4	16	-	8,04	6	9	
6,50	40	60	5,00	4100	1443542	14,21	7	16	1	10	14,86	6	20
6,16	40	60	5,00	4100	1296475	13,47	7	16	-	14,07	6	19	
9,50	25	90	5,00	4063	3055339	16,34	7	18	-	17,78	6	29	
6,16	25	90	5,00	4063	1284617	10,60	5	18	-	12,7	6	19	
2,50	50	20	5,60	4170	217188	6,16	4	14	-	6,16	6	8	
7,50	25	60	4,75	3700	1734375	12,31	7	16	-	14,07	6	23	
7,50	55	20	5,14	3873	1815469	18,69	8	18	-	20,32	6	23	
1,80	50	20	3,30	2560	69120	3,48	2	16	-	4,02	6	5	
4,60	50	20	3,30	2560	451413	8,88	5	16	-	10,05	6	14	
4,75	50	20	3,30	2560	481333	9,17	5	16	-	10,05	6	14	
5,50	50	20	3,30	2560	645333	10,62	6	16	-	12,06	6	17	
3,70	50	20	3,30	2560	292053	7,15	5	14	-	7,7	6	11	
5,00	50	20	3,30	2560	533333	9,66	7	14	-	10,78	6	15	
3,70	50	20	3,30	2560	292053	7,15	5	14	-	7,7	6	11	

Tabella 13: Aree di armatura calcolate per le travi dell'impalcato di copertura

3 MODELLAZIONE

3.1 Azioni agenti sulla costruzione

Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo

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

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G_1);
- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);
- spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
- pretensione e precompressione (P);
- ritiro e viscosità;
- spostamenti differenziali;

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

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

c) *eccezionali* (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;

- incendi;
- esplosioni;
- urti ed impatti;

d) *sismiche* (E): azioni derivanti dai terremoti.

3.1.1 Azioni variabili

In accordo con quanto esposto nel §3.1.4 delle NTC 2008, i carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera, i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti q_k [kN/m^2]
- carichi verticali concentrati Q_k [kN]
- carichi orizzontali lineari H_k [kN/m]

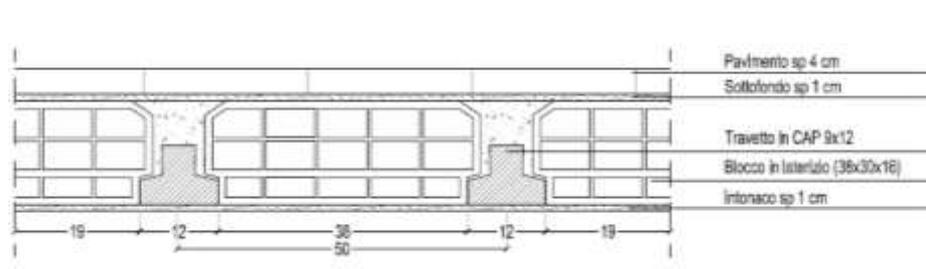
Cat.	Ambienti	q_k KN/m ²	Q_k KN	H_k kN/m
C	<i>Ambienti suscettibili di affollamento</i>			
	Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	5	5	3
H	Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comun, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4	4	2
	<i>Coperture e sottotetti</i>			
H	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,5	1,2	1

Tabella 14: Valori delle azioni variabili agenti sull'edificio

3.1.2 Carichi strutturali

3.1.2.1 Solaio interpiano

Solaio in laterocemento con travetti prefabbricati in CAP



$H=16,5\text{ cm}$		kg/m^2	kN/m^2
Laterizio e soletta	G_1	150	1,50
Pavimento e intonaco	G_2	80	0,80
$H=20\text{ cm}$		kg/m^2	kN/m^2
Laterizio e soletta	G_1	175	1,75
Pavimento e intonaco	G_2	80	0,80

3.1.2.2 Solaio di copertura

Solaio in laterocemento con travetti prefabbricati in CAP

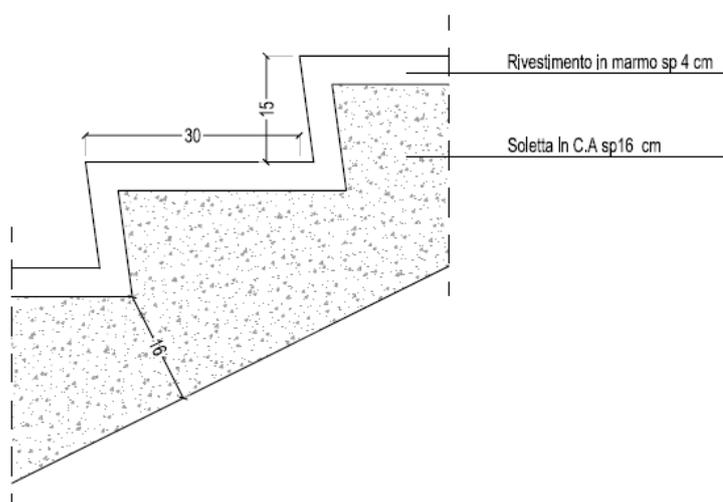
		kg/m ²	kN/m ²
Costituito da solaio di copertura e soffitto in laterizio armato, travi di sostegno cartonfeltro e betoncino di protezione	G1	700	7,00

3.1.2.3 Murature

		kg/m ²	kN/m ²
Muro da 12 mattoni pieni	G2	250	2,50
Muro da 12 mattoni forati	G2	170	1,70
Tramezze da 8 mattoni forati	G2	130	1,30
Muro da 25 mattoni pieni	G2	450	4,50

3.1.2.4 Scale

Scale con soletta e gradini in C.A. e rivestimento in marmo



		kg/m ²	kN/m ²
Peso della struttura in c.a.	G1	360	3,60
Peso del marmo ed intonaco	G2	100	1,00

3.1.3 Azione sismica

In accordo con quanto esposto al §3.2 delle NTC 2008 l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali e contrassegnate da X e Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti.

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- Accelerazione massima attesa in superficie;
- Accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- Accelerogramma.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta o dalle due componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta o dalla componente accelerometrica verticale.

La valutazione dell'azione sismica verrà effettuata mediante l'impiego degli spettri di risposta attesi in superficie sia per le componenti orizzontali del sisma, sia per quella verticale.

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

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento v_R .

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

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

Stati limite e relative probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite sono:

- **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 per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportati nella tabella 3.2.I delle NTC 2008.

Stati limite		P_{VR} : probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
SLE	SLO	81%
	SLD	63%
SLU	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 15: Probabilità di superamento P_{VR}

3.1.3.1 Individuazione dei parametri sismici

Per incarico dell'Amministrazione Provinciale di Lucca sono state effettuate indagini geognostiche, geotecniche e sismiche di supporto alla verifica sismica dell'Istituto Tecnico commerciale "F. Carrara" sito in frazione Capoluogo del Comune di Lucca.

Il comune di riferimento ricade nella *Zona 3* per il sisma (zona con pericolosità bassa, dove la possibilità di danni sismici sono basse) ossia dove si ha $0,05 < PGA < 0,15g$.

L'area delle indagini ricade nel settore centro occidentale della pianura lucchese, circa 100 m ad Est della cerchia delle mura urbane di Lucca su terreno pianeggiante posto alla quota media di circa 18,6 m.s.l.

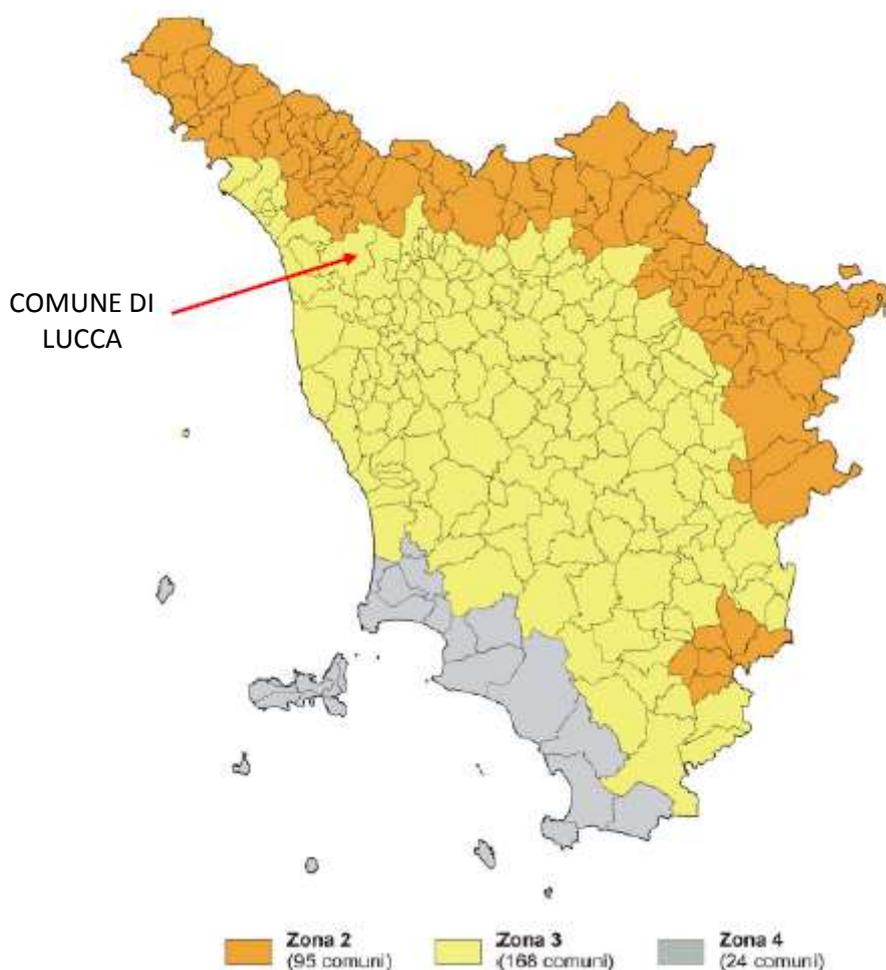


Figura 3.1: Mappa di aggiornamento della classificazione sismica della regione Toscana – 2012

La Piana di Lucca è costituita da terreni di origine alluvionale depositati prevalentemente dal fiume Serchio. Tali depositi, attribuiti al Quaternario recente, mostrano frequenti variazioni, sia in senso verticale che orizzontale, anche se è in generale riconoscibile la seguente successione stratigrafica tipo, dall'alto verso il basso:

- Sedimenti prevalentemente fini (limo-argillosi-sabbiosi), depositati nelle fasi di colmamento ed impaludimento della pianura dello spessore di circa 3 m nell'area di studio, comprendenti anche uno strato superficiale di terreno rimaneggiato entropicamente dello spessore di circa 0,5 m;
- Depositi prevalentemente grossolani (ghiaie, ciottoli e sabbie), riferibili ai paleocorsi del fiume Serchio, dello spessore di circa 18 m nella zona;
- Depositi prevalentemente argillosi sabbiosi con livelli ghiaiosi di origine fluvio-lacustre.

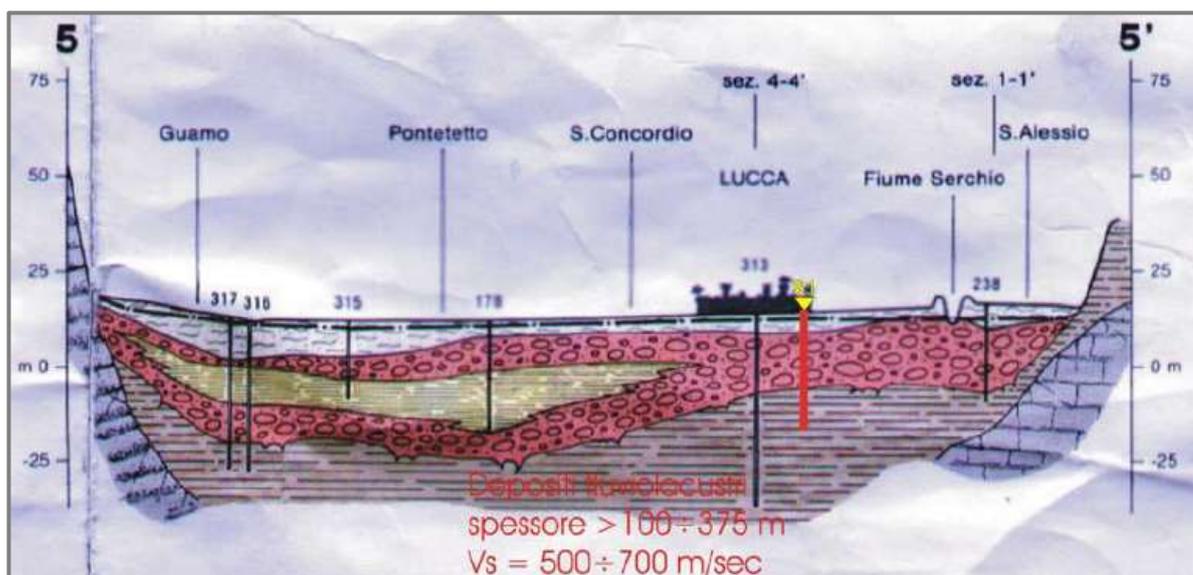


Figura 3.2: Sezione schematica della pianura di Lucca da Sud verso Nord attraverso l'area di studio

Il bedrock geologico e sismico, ovvero caratterizzato da velocità delle onde di taglio $V_s \geq 800$ m/sec, è costituito dalle Successioni di tipo Ligure s.l. Tuttavia, secondo le indagini di sismica passiva eseguite, già a partire da circa 100 m di profondità si incontrano materiali caratterizzati da $V_s > 800$ m/sec, dubitativamente riferibili sia ai depositi fluvio-lacustri sabbioso-conglomeratici molto sovraconsolidati o cementati.

Ai fini della ricostruzione sismostratigrafica del sottosuolo e dell'analisi di risposta sismica locale ai sensi del vigente D.M. 14/1/2008, sono state condotte le seguenti indagini:

- n° 1 sondaggio continuo della profondità di ml 32
- n° 2 prove penetrometriche statico-dinamiche pesanti CPT-DPSH
- analisi di laboratorio su 1 campione
- n° 1 prospezione downhole nel foro di sondaggio mediante onde dirette
- analisi multicanale delle onde superficiali (MASW) con tecnica sia attiva sia passiva
- misure del rumore sismico ambientale a stazione singola H/V
- misure della frequenza fondamentale di vibrazione dell'edificio.

Per brevità espositiva non si descrivono le prove sopra elencate ma ci si limita a riportarne i risultati da esse ottenuti.

Nella tabella sottostante è riportata la sismografia derivante dalla campagna di esplorazione del sottosuolo consistita nell'esecuzione di indagini geognostiche e geofisiche attive e passive di cui sopra.

Sismostrato	Prof. (m)	V_s (m/s)	Densità Gamma (kg/dmc)	Natura terreno
1	0-4,5	210	1,90	Limo e sabbia fine sciolta
2	4,5-10	318	2,05	Sabbia grossolana e ghiaia mediamente addensata
3	10-16	532	2,10	Sabbia grossolana e ghiaia addensata
4	16-21	440	2,15	Ghiaia e sabbia limosa molto addensata con rari ciottoli
5	21-25	287	1,95	Limo argilloso e argilla
6	25-39	412	2,10	Argilla limosa, limo argilloso sabbioso, depositi complessivamente coerenti
7	39-64	490	2,15	
8	64-84	570	2,20	
9	84-109	640	2,30	Depositi conglomeratici fluviolacustri e/o argille lacustri dure
10	109-354	850	2,50	Bedrock calcareo o arenaceo o dep. Fluviolacustri
11	> 354	1170	2,50	Bedrock calcareo o arenaceo

Tabella 16: Stratigrafia terreno

In termini di valutazione dell'azione sismica secondo l'approccio semplificato di normativa, l'assetto sismostratigrafico dell'area (per presenza di un importante inversione di velocità) non è rapportabile ad alcuna categoria semplificata, ed è quindi ascrivibile alla categoria di sottosuolo S2, "depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria non classificabile nei tipi precedenti", per la quale è necessaria la stima dell'azione sismica mediante le analisi in oggetto. I risultati delle analisi di risposta sismica locale sono stati confrontati comunque con gli spettri di cat. B e C per ognuno dei tre stati limite considerati. Il valore di $V_{s,30}$ (velocità delle

onde di taglio) è infatti pari a 367 m/sec, valore prossimo alla soglia di passaggio tra le 2 categorie di sottosuolo.

In base a quanto esposto sopra si è scelto di attribuire una categoria di sottosuolo di tipo C e una categoria topografica di tipo T1, in base alla classificazione riportata al §3.2.2 delle NTC 2008.

Lucca		
Categoria di sottosuolo	Cat. C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 , caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità.
Condizioni topografiche	Cat. T1	Superficie pianeggiante. Pendii con inclinazione media $i < 15^\circ$

Tabella 17: Categoria di sottosuolo e categoria topografica

3.1.3.1.1 Periodo di riferimento dell'azione sismica

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, moltiplicando la vita nominale V_N per un coefficiente C_U funzione della classe d'uso.

$$V_R = C_U \cdot V_N$$

dove:

C_U coefficiente d'uso

V_N vita nominale

La vita nominale dell'edificio, definita come il numero di anni nel quale la struttura deve poter essere utilizzata senza ricorrere a interventi di carattere straordinario, è stata assunta nel nostro caso con un valore pari a $V_N = 50$ anni. L'intervento in esame ricade in Classe d'Uso III (*costruzioni il cui uso prevede affollamenti significativi*, così come definito al §2.4.2. delle NTC 2008) a cui corrisponde un coefficiente d'uso pari a 1,5. Si ottiene perciò un periodo di riferimento per l'azione sismica di 75 anni.

Classe d'uso III	$C_U = 1,5$
Vita Nominale	$V_N = 50$ anni
Periodo di riferimento	$V_R = 75$ anni

Tabella 18: Periodo di riferimento dell'azione sismica

Noto il P_{VR} , il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni è pari a

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

Per lo stato Limite di collasso (SLC):

$$T_R = 1462 \text{ anni}$$

Per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

$$T_R = 712 \text{ anni}$$

Per lo Stato Limite di Danno (SLD):

$$T_R = 75 \text{ anni}$$

Per lo Stato Limite di Operatività (SLO):

$$T_R = 45 \text{ anni}$$

3.1.3.1.2 Pericolosità sismica di base del sito

La determinazione dell'azione sismica è stata condotta attraverso il foglio di calcolo "Spettri NTC" messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, che fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per un generico sito posto all'interno del territorio nazionale.

Inserendo i dati relativi all'area geografica in esame vengono direttamente forniti la variabilità dei parametri a_g , F_0 , e T_c^* (rispettivamente accelerazione orizzontale massima al sito, valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale, e periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale) in funzione del periodo di ritorno T_R .

Inserendo successivamente la strategia progettuale, ovvero la vita nominale e la classe d'uso si ricavano i parametri a_g , F_0 , e T_c^* relativi ai periodi di ritorno per ciascun stato limite di seguito riportati.

	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_c^* (sec)
SLO	45	0,051	2,545	0,294
SLD	75	0,062	2,556	0,266
SLV	712	0,150	2,383	0,294
SLC	1462	0,189	2,386	0,303

Tabella 19: Valori di progetto di a_g , F_0 e T_c^* per gli stati limite considerati



Figura 3.3: Schermata iniziale del programma di calcolo Spettri per la determinazione dell'azione sismica

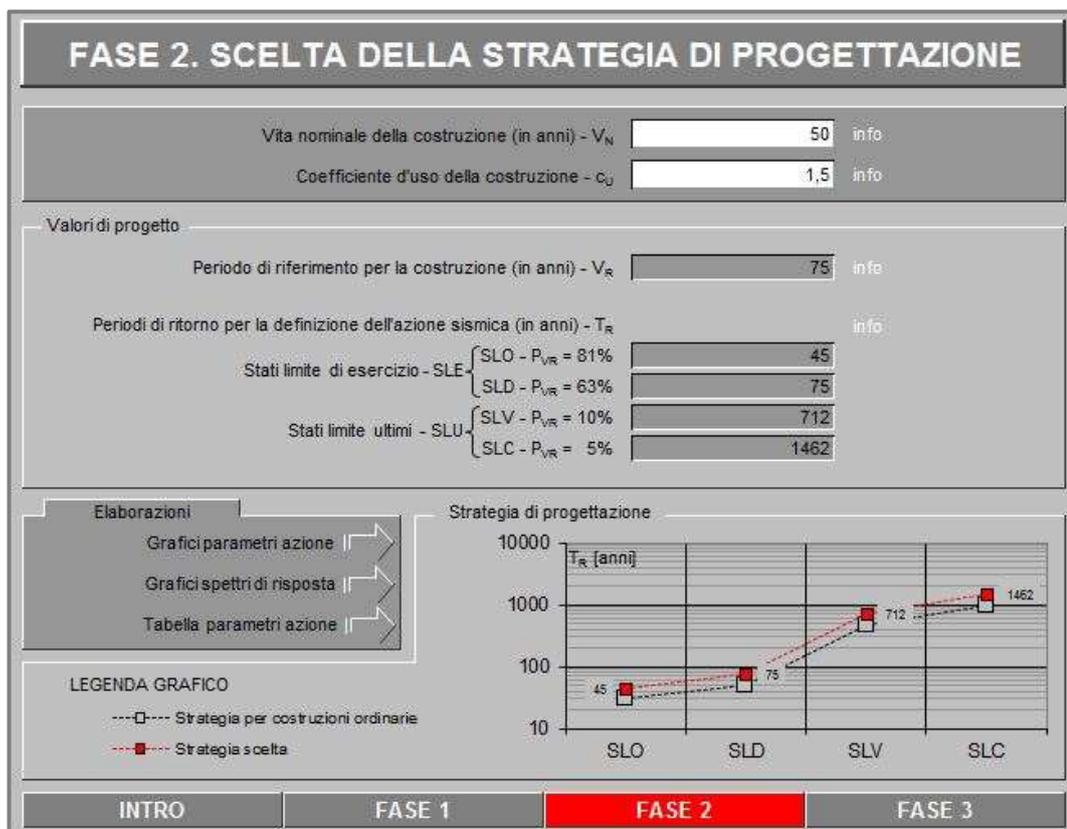


Figura 3.4: Seconda schermata del programma di calcolo spettri per la determinazione dell'azione sismica

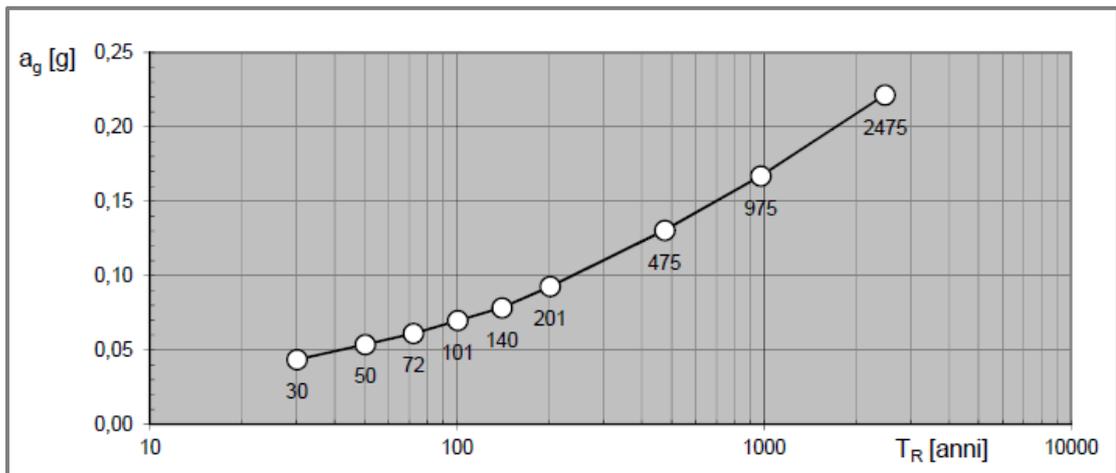


Figura 3.5: Variabilità del parametro a_g in funzione di T_R

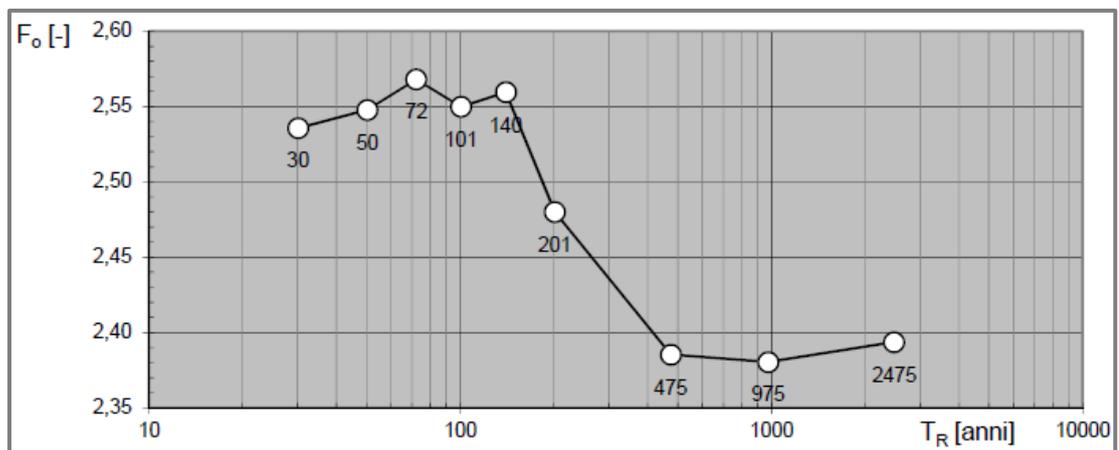


Figura 3.6: Variabilità del parametro F_0 in funzione di T_R

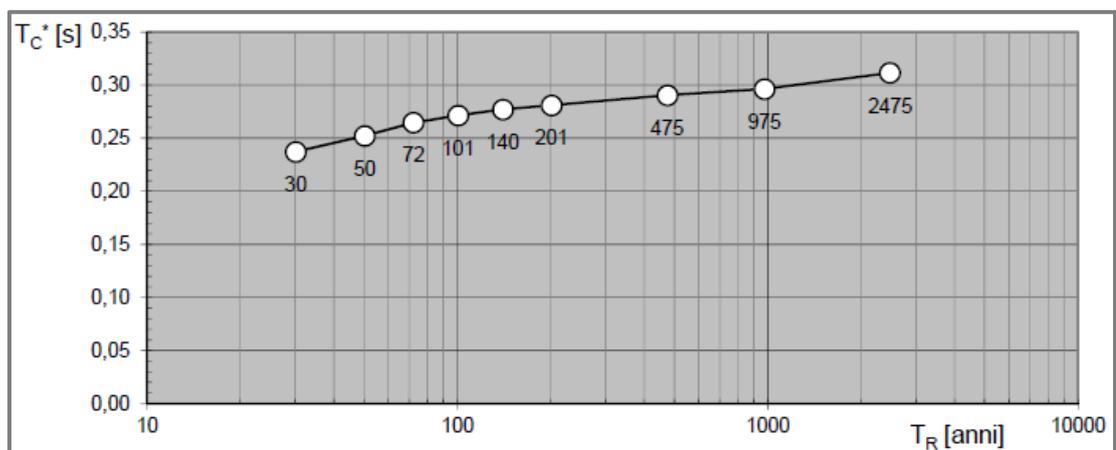


Figura 3.7: Variabilità del parametro T_C^* in funzione del periodo T_R

3.1.3.1.3 Spettri di risposta elastici

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5 % moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

Gli spettri elastici sono due: uno per le componenti orizzontali dell'azione sismica ed uno per le componenti verticali. Nel caso in esame si è tenuto conto soltanto della presenza soltanto della componente orizzontale mentre non sono state considerate le azioni verticali poiché la struttura non presenta determinate caratteristiche che rendono obbligatoria la valutazione di tale azione.

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

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

dove:

T periodo di vibrazione

S_e accelerazione spettrale orizzontale

S coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione:

$$S = S_S \cdot S_T$$

dove:

S_S coefficiente di amplificazione stratigrafica

S_T è il coefficiente di amplificazione topografica

η fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ

F_0 fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima

T_C periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro:

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

dove:

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

C_C coefficiente funzione della categoria di sottosuolo

T_B periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante:

$$T_B = T_C/3$$

T_D periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro:

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

Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti S_S e C_C valgono 1.

Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti S_S e C_C possono essere calcolati in funzione dei valori di F_0 e T_C^* relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella tabella 3.2.V delle NTC 2008.

Si riportano di seguito gli spettri di risposta elastici ricavati per ogni stato limite e i relativi coefficienti.

	T_R	a_g	F_0	T_C^*	S_S	C_C	S_T	S	η	T_B	T_C	T_D
SLO	45	0,051	2,545	0,249	1,500	1,661	1	1,500	1	0,138	0,414	1,804
SLD	75	0,062	2,556	0,266	1,500	1,625	1	1,500	1	0,144	0,432	1,848
SLV	712	0,150	2,383	0,294	1,486	1,573	1	1,486	1	0,154	0,462	2,2
SLC	1462	0,189	2,386	0,303	1,429	1,557	1	1,429	1	0,157	0,472	2,356

Tabella 20: Valori degli spettri elastici orizzontali per ogni stato limite

Spettro elastico per SLO

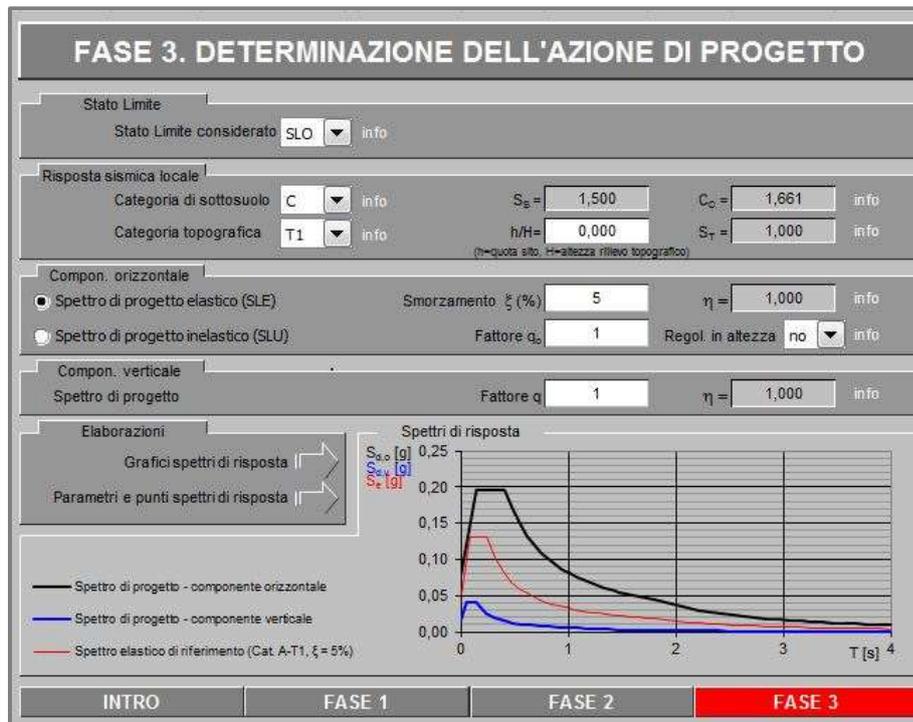


Figura 3.8: Terza schermata del programma di calcolo spettri per SLO

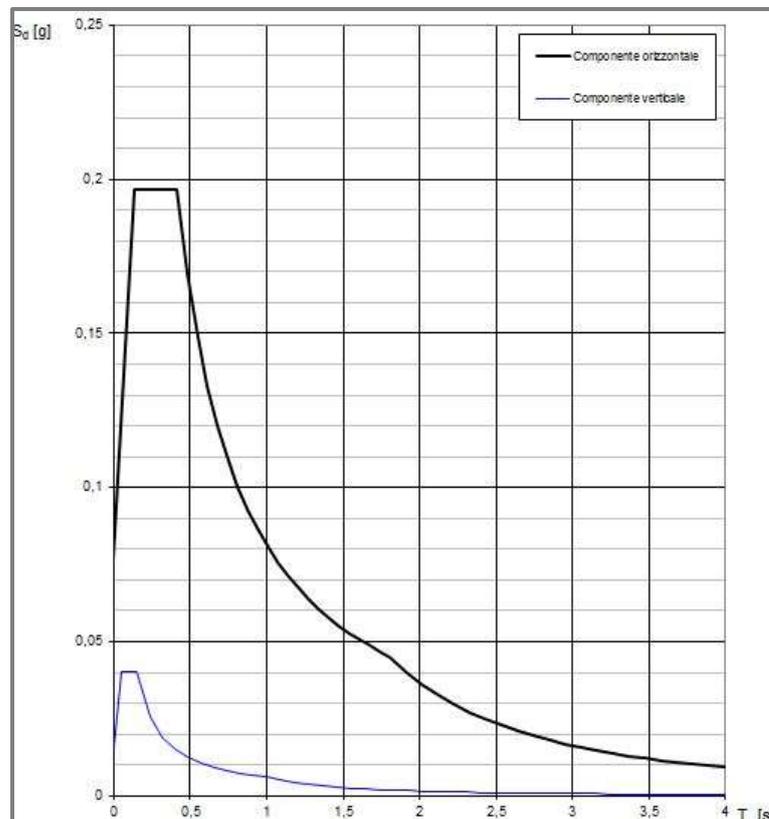


Figura 3.9: Spettro di risposta SLO

Spettro elastico per SLD

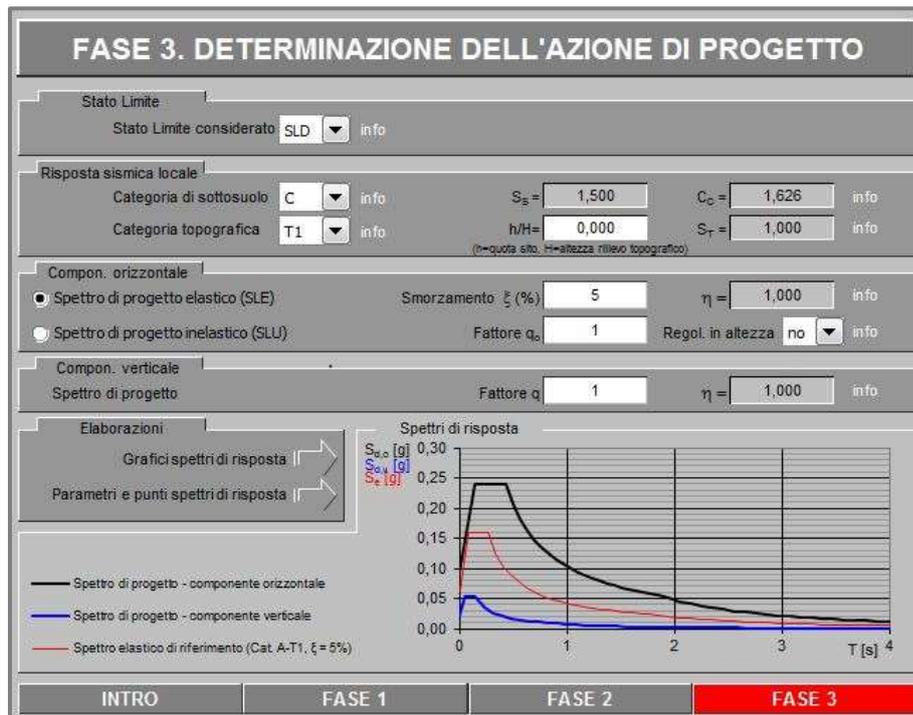


Figura 3.10: Terza schermata del programma di calcolo spettri per SLD

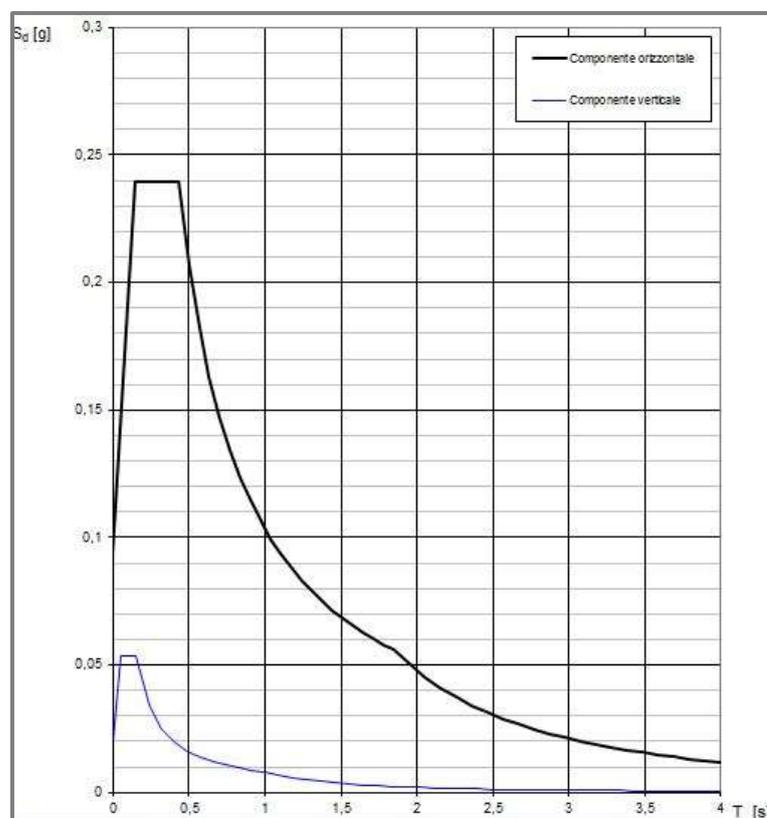


Figura 3.11: Spettro di risposta SLD

Spetto elastico per SLV

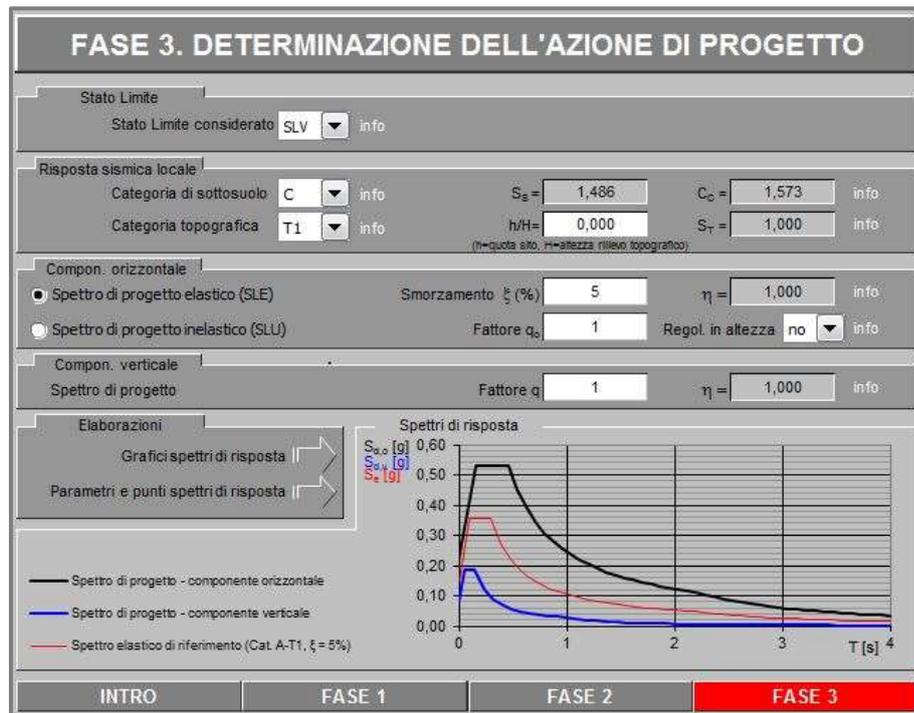


Figura 3.12: Terza schermata del programma di calcolo spettri per SLV

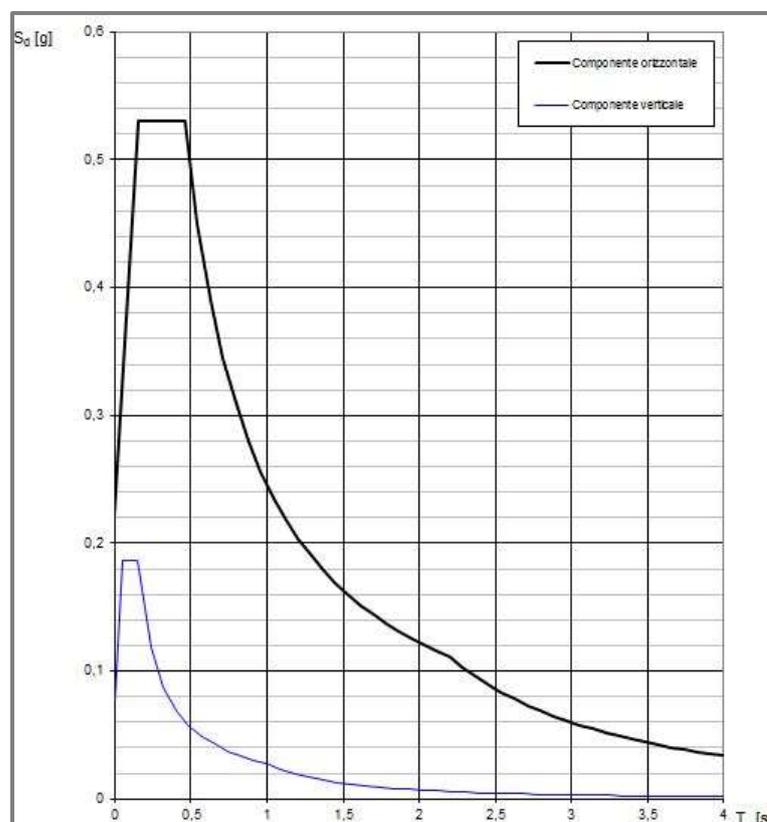


Figura 3.13: Spetto di risposta SLV

Spetto elastico per SLC

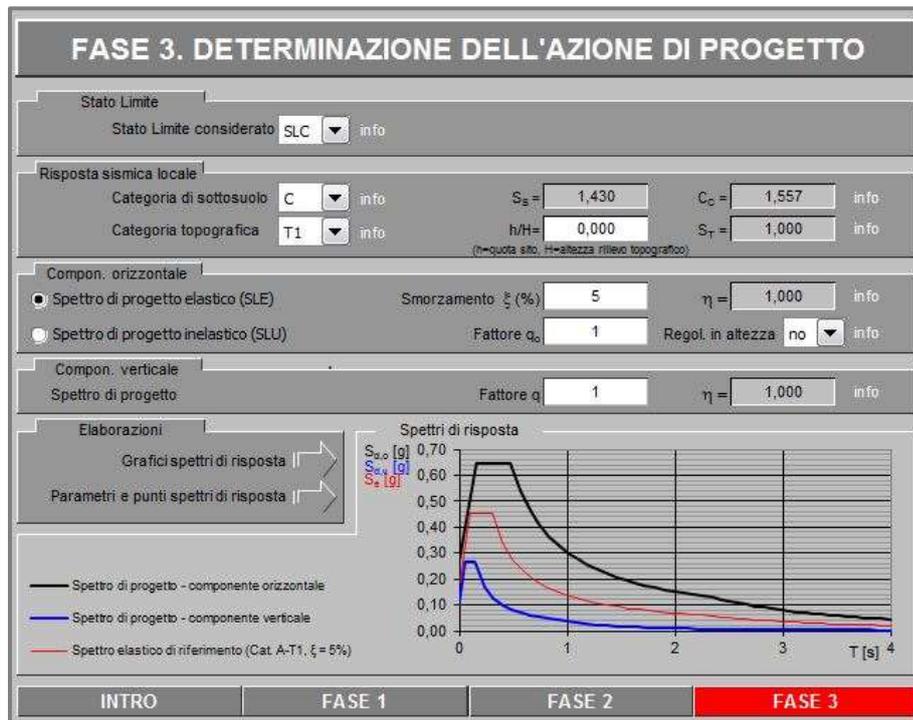


Figura 3.14: Terza schermata del programma di calcolo spettri per SLC

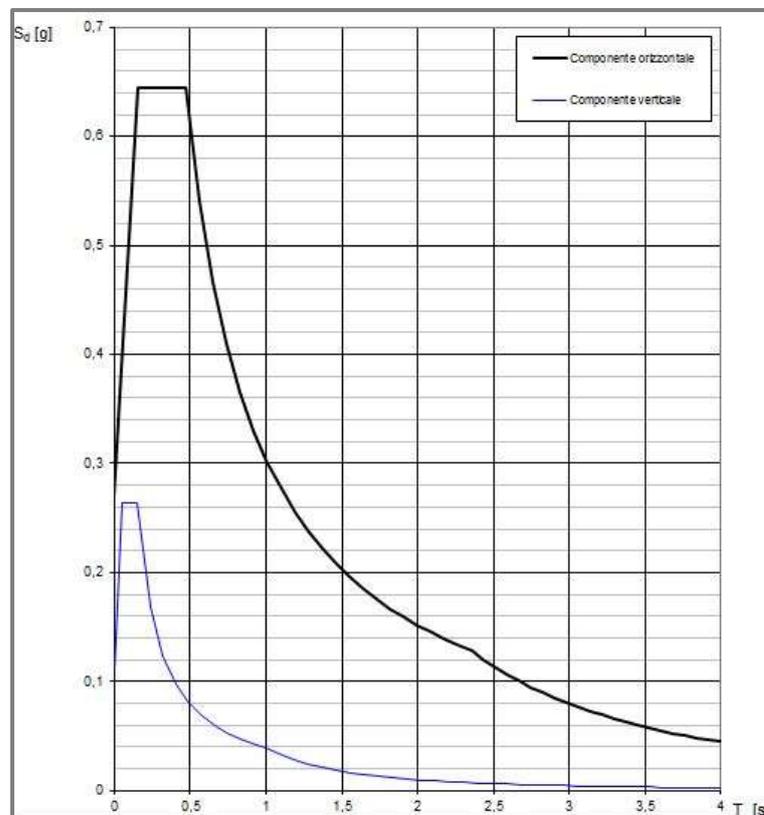


Figura 3.15: Spettro di risposta SLC

3.2 Definizione del modello

La modellazione e analisi della struttura è stata condotta con riferimento a un modello tridimensionale agli elementi finiti rappresentativo del comportamento globale della struttura realizzato utilizzando il software di calcolo SAP2000 v.17.0.0.

Il software esegue l'analisi della struttura mediante la costruzione di un modello matematico costituito da un numero definito di elementi discreti, per ognuno dei quali è stata definita analiticamente una relazione tra forze e spostamenti. Da queste relazioni il programma assembla quindi la matrice delle rigidezze e calcola la risposta dell'intera struttura.

L'edificio è stato modellato considerando il giunto tecnico (di cui al paragrafo §2.2.2.1 della presente tesi) come saturato, cioè considerando uniti gli elementi interessati da tale giunto. Questa scelta è dovuta al fatto che essendo lo spessore del giunto molto esiguo (circa 1 cm) e interessando la struttura in tutta la sua altezza è poco probabile che possa essere allargato in modo tale da rispettare i limiti di distanza tra edifici contigui imposti dalla normativa attuale.

Si è ritenuto opportuno inoltre modellare la sola struttura fuori terra, trascurando il piano seminterrato e la sua interazione con il terreno. Tale scelta risulta giustificata dal fatto che degli elementi costituenti il piano seminterrato, quali travi e pilastri, si hanno poche e incerte informazioni di carattere geometrico derivanti dal rilievo effettuato. Perciò una modellazione di essi con relativa interazione con il terreno adiacente mediante vincoli di tipo molla potrebbe risultare non veritiera e compromettere la validità dei risultati derivanti dall'analisi.

Il modello tridimensionale della struttura è stato implementato nel programma di calcolo considerando gli elementi strutturali principali, quali travi e pilastri, che sono stati modellati tenendo conto del loro effettivo contributo alla rigidezza e alla resistenza del sistema.

Gli elementi strutturali secondari, quali tamponature e tramezzi sono stati rappresentati unicamente in termini di massa. L'incidenza dei tramezzi sul solaio è stata calcolata tenendo conto della altezza netta degli stessi, trasformando il peso al metro lineare in un peso a metro quadrato.

I carichi agenti sui solai sono stati applicati alla struttura tramite elementi *shell* che ripartiscono il carico agli elementi principali secondo il criterio delle aree di influenza. Tale comportamento è giustificato dall'ipotesi di monodirezionalità di tali elementi.

Il programma di calcolo permette di poter definire diverse tipologie di *shell* con diverso comportamento meccanico; 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;
- *Shell thick*: piastra a comportamento flessionale avente spessore maggiore di 1/10 della luce, per cui si considera la deformabilità a taglio.

Gli elementi costituenti la struttura implementati nel programma di calcolo sono stati inseriti schematizzandoli come elementi monodirezionali (*frame*) nella posizione corrispondente al baricentro geometrico dell'elemento. A ciascun elemento monodirezionale è stata assegnata la geometria della sezione trasversale, il materiale ed i vincoli corrispondenti con la modellazione effettuata.

Al fine di evitare problemi di convergenza nell'esecuzione di analisi non lineare da parte del programma la struttura è stata regolarizzata in pianta, ovvero sono state tolte le scale e eliminate alcune eccentricità nei nodi trave pilastro.

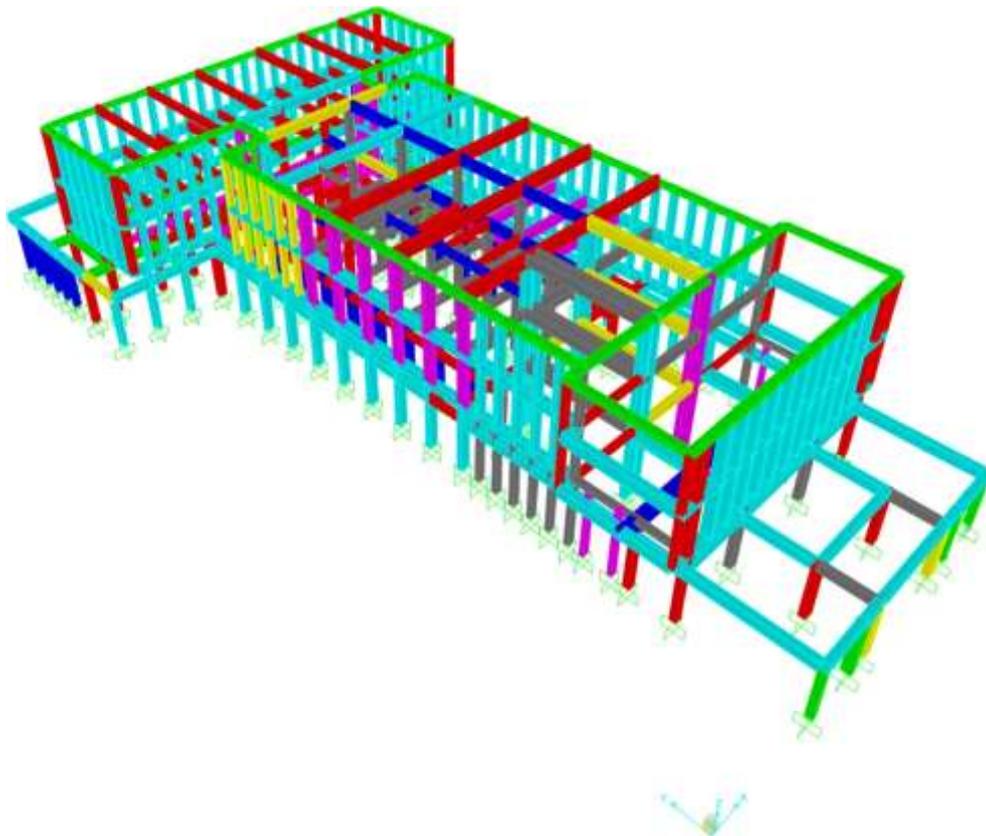


Figura 3.16: Modello tridimensionale implementato nel software SAP2000

Dagli elaborati strutturali è possibile desumere che il solaio tipo è realizzato in laterocemento con pignatta da 16 o 20 cm e assenza di soletta strutturale.

Le NTC 2008 prescrivono che, affinché il solaio possa considerarsi rigido ai fini delle distribuzioni delle azioni orizzontali, lo spessore della soletta sia maggiore o uguale a 4 cm.

Dal momento che la prescrizione riguardo il minimo di legge non è soddisfatta, si è scelto di effettuare due modelli:

- Uno realizzato con vincoli di piano di tipo “diaframma” che simulano il solaio come infinitamente rigido;
- Uno realizzato modellando i solai con elementi “membrana” che simulano l’effettiva rigidezza di essi nel piano.

3.2.1 Ipotesi di solaio rigido

Per modellare il solaio come elemento infinitamente rigido sono stati assegnati ai nodi appartenenti ad ogni impalcato dei vincoli di piano di tipo “*diaphragm*” differenti per ciascun livello. Questo tipo di vincolo crea dei collegamenti tra i nodi in modo tale che essi si muovano simultaneamente. Questo tipo di modellazione risulta favorevole in quanto migliora l’efficienza computazione dell’analisi evitando problemi che si vengono a creare quando si modellano i solai con rigidezze troppo elevate.

3.2.2 Ipotesi di solaio deformabile

Per modellare il solaio con la sua effettiva rigidezza sono stati utilizzati elementi *shell* di tipo “*membrane*” a cui è stato attribuito uno spessore equivalente ricavato da opportune considerazioni sul modulo elastico del solaio in opera.

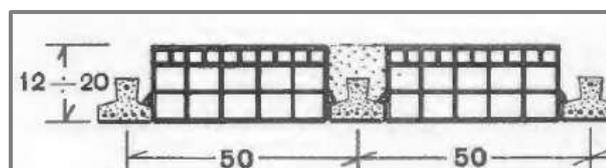


Figura 3.17: Particolare costruttivo del solaio esistente

Come riportato nel paragrafo §2.2.2.4 della presente tesi, i solai sono costituiti da travetti di dimensione 9x12 cm in cemento armato precompresso di resistenza non inferiore a 500 kg/cm², e da pignatte di larghezza 38 cm ed altezza di 16 o 20 cm. Per il getto è stato usato un calcestruzzo di resistenza non inferiore a 200 kg/cm².

3.2.2.1 Valutazione modulo elastico del solaio in laterocemento

Al fine di valutare un modulo elastico per il solaio composto in latero cemento è stato assunto:

- Un modulo elastico del laterizio pari a:

$$E_{\text{lat}} = 10616 \text{ MPa}$$

- Un 'area resistente della pignatta pari a:

$$A_{\text{lat}} = 15400 \text{ mm}^2 \quad \text{Solaio } h = 160 \text{ mm}$$

$$A_{\text{lat}} = 13270 \text{ mm}^2 \quad \text{Solaio } h = 200 \text{ mm}$$

- Per i travetti in CAP un cls di resistenza C 40/50 con le seguenti caratteristiche:

$$R_{\text{ck}} = 50 \text{ MPa} \quad \text{resistenza cubica a compressione}$$

$$f_{\text{ck}} = 40 \text{ MPa} \quad \text{resistenza cilindrica a compressione}$$

$$E_c = 35220 \text{ MPa} \quad \text{modulo elastico}$$

- Per il getto di completamento un cls di resistenza C16/20 con le seguenti caratteristiche:

$$R_{\text{ck}} = 20 \text{ MPa} \quad \text{resistenza cubica a compressione}$$

$$f_{\text{ck}} = 16 \text{ MPa} \quad \text{resistenza cilindrica a compressione}$$

$$E_c = 28608 \text{ MPa} \quad \text{modulo elastico}$$

Si è calcolata l'area della sezione in calcestruzzo omogeneizzata attraverso la relazione

$$A_{\text{cls}} = A_c + nA_{\text{CAP}}$$

Dove:

A_c è l'area della sezione in calcestruzzo

A_{CAP} è l'area del travetto in cemento armato precompresso

n è il coefficiente di omogeneizzazione pari al rapporto dei moduli elastici pari a

$$n = \frac{E_{\text{CP}}}{E_c} = \frac{35220}{28608} = 1,23$$

Essendo l'area del travetto in precompresso pari a

$$A_{\text{CAP}} = 7423 \text{ mm}^2$$

Si ottiene:

$$A_{\text{cls}} = 20907 \text{ mm}^2 \quad \text{Solaio } h = 160 \text{ mm}$$

$$A_{\text{cls}} = 25707 \text{ mm}^2 \quad \text{Solaio } h = 200 \text{ mm}$$

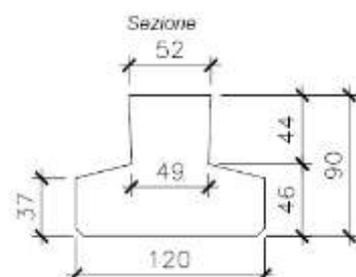


Figura 3.18: Dimensioni travetto in CAP

Il modulo elastico del solaio in laterocemento in direzione trasversale si ottiene come media ponderata dei moduli elastici dei materiali che lo compongono, calcestruzzo e laterizio.

$$E_{SO,x} = \frac{(A_{lat} \cdot E_{lat}) + (A_{cls} \cdot E_{cls})}{(A_{lat} + A_{cls})}$$

Il modulo elastico del solaio in laterocemento in direzione longitudinale si assume pari a quello del laterizio.

$$E_{SO,y} = E_{lat}$$

In definitiva si assume un modulo elastico unico nelle due direzioni pari alla media dei due precedenti.

$$E_{SO} = \frac{(E_{SO,x} + E_{SO,y})}{2}$$

Di seguito si riporta i valori ottenuti per entrambe le tipologie di solaio, con altezza pari a 160 mm e con altezza pari a 120 mm:

	h = 160	h = 200
	(MPa)	(MPa)
$E_{SO,x}$	21479	21868
$E_{SO,y}$	10616	10616
E_{SO}	16048	16242

Tabella 21: Valori moduli elastici calcolati per solai in laterocemento

In definitiva è stato assunto come modulo elastico del solaio in laterocemento un valore pari a

$$E_{SO} = 16000 \text{ MPa}$$

3.2.2.2 Valutazione spessore equivalente

Lo spessore equivalente da attribuire all'elemento membrana è stato calcolato attraverso la seguente relazione

$$E^* \cdot \bar{t} = E_{SO} \cdot t$$

Dove

E^* è il modulo elastico di un materiale scelto a priori

\bar{t} è lo spessore equivalente da ricavare

E_{SO} è il modulo elastico del solaio in opera pari a 16000 MPa

t è lo spessore reale del solaio

Scegliendo di modellare gli elementi membrana in calcestruzzo C16/20 con $E^* = 28608 \text{ MPa}$

Si ricava:

$$\bar{t} = \frac{E_{SO} \cdot t}{E^*} = \frac{16000 \cdot 160}{28608} = 90 \text{ mm} \quad \text{per il solaio con altezza pari a } h=160 \text{ mm}$$

$$\bar{t} = \frac{E_{SO} \cdot t}{E^*} = \frac{16000 \cdot 200}{28608} = 112 \text{ mm} \quad \text{per il solaio con altezza pari a } h=200 \text{ mm}$$

3.2.3 Materiali

Le caratteristiche dei materiali utilizzati per la definizione dei vari elementi sono quelle definite al paragrafo §2.2.3 della presente tesi.

Si è attribuita una resistenza al calcestruzzo pari alla resistenza media ricavata dalle prove in situ

$$f_{cm} = 24,8 \text{ MPa}$$

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:

$$E_{cm} = 22000 \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0,3} = 28904 \text{ MPa}$$

Alle barre in acciaio si è attribuita una tensione di snervamento pari a

$$f_y = 369,9 \text{ MPa}$$

e una tensione di rottura pari a

$$f_u = 545,1 \text{ MPa}$$

Di seguito si riportano le schermate di definizioni di tali materiali nel programma:

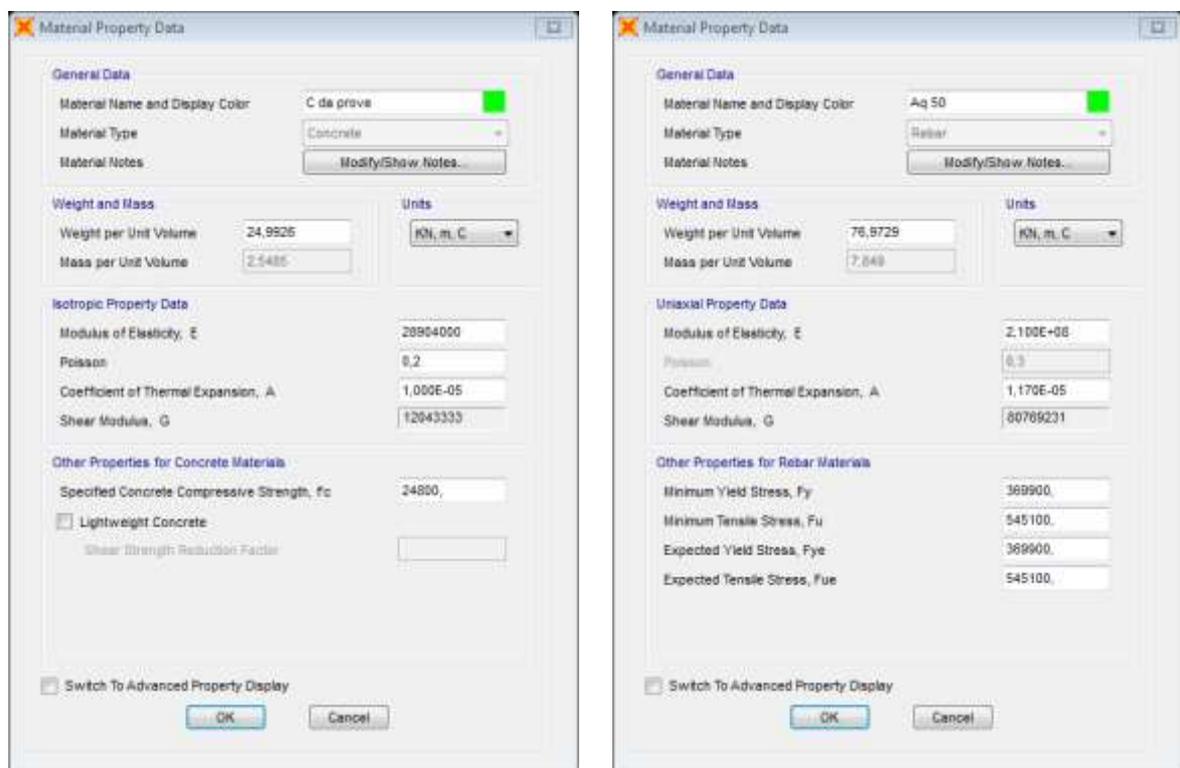


Figura 3.19: Finestra del programma SAP2000 per l'inserimento delle proprietà dei materiali

3.2.4 Sezioni

Le sezioni sono state implementate dal programma definendo le sole proprietà geometriche per le travi, e definendo anche le armature, longitudinali e staffe, derivanti dal progetto simulato per quanto riguarda i pilastri.

Le caratteristiche delle sezioni utilizzate per gli elementi del modello FEM sono sintetizzate nella tabella seguente:

TABLE: Frame Section Properties 01 - General								
SectionName	Material	Shape	t3	t2	tf	tw	t2b	tfb
Text	Text	Text	m	m	m	m	m	m
Pil 20x30	C da prove	Rectangular	0,2	0,3				
Pil 20x60	C da prove	Rectangular	0,2	0,6				
Pil 20x75	C da prove	Rectangular	0,2	0,75				
Pil 30x30	C da prove	Rectangular	0,3	0,3				
Pil 30x60	C da prove	Rectangular	0,3	0,6				
Pil 40x20	C da prove	Rectangular	0,4	0,2				
Pil 40x22	C da prove	Rectangular	0,4	0,22				
Pil 40x30	C da prove	Rectangular	0,4	0,3				
Pil 40x35	C da prove	Rectangular	0,4	0,35				
Pil 40x40	C da prove	Rectangular	0,4	0,4				
Pil 40x50	C da prove	Rectangular	0,4	0,5				
Pil 40x60	C da prove	Rectangular	0,4	0,6				
Pil 45x20	C da prove	Rectangular	0,45	0,2				
Pil 45x30	C da prove	Rectangular	0,45	0,3				
Pil 45x35	C da prove	Rectangular	0,45	0,35				
Pil 45x40	C da prove	Rectangular	0,45	0,4				
Pil 47x24	C da prove	Rectangular	0,47	0,24				
Pil 55x20	C da prove	Rectangular	0,2	0,55				
Pil 55x25	C da prove	Rectangular	0,25	0,55				
Pil 55x30	C da prove	Rectangular	0,3	0,55				
Pil 55x40	C da prove	Rectangular	0,4	0,55				
Pilastro L	C da prove	SD Section	0,6	1,3	0,25	0,55		
Pilastro T	C da prove	SD Section	0,48	0,6	0,25	0,25		
Setto 103x20	C da prove	Rectangular	0,2	1,03				
Setto 122x30	C da prove	Rectangular	0,3	1,22				
Setto 130x30	C da prove	Rectangular	0,3	1,3				
Tr 20x20	C da prove	Rectangular	0,2	0,2				
Tr 20x30	C da prove	Rectangular	0,3	0,2				
Tr 20x55	C da prove	Rectangular	0,55	0,2				
Tr 20x60	C da prove	Rectangular	0,6	0,2				
Tr 20x70	C da prove	Rectangular	0,7	0,2				

Tr 20x80	C da prove	Rectangular	0,8	0,2				
Tr 25x30	C da prove	Rectangular	0,3	0,25				
Tr 25x60	C da prove	Rectangular	0,6	0,25				
Tr 25x90	C da prove	Rectangular	0,9	0,25				
Tr 30x30	C da prove	Rectangular	0,3	0,3				
Tr 30x40	C da prove	Rectangular	0,4	0,3				
Tr 30x60	C da prove	Rectangular	0,6	0,3				
Tr 30x80	C da prove	Rectangular	0,8	0,3				
Tr 40x30	C da prove	Rectangular	0,3	0,4				
Tr 40x50	C da prove	Rectangular	0,5	0,4				
Tr 40x60	C da prove	Rectangular	0,6	0,4				
Tr 40x70	C da prove	Rectangular	0,7	0,4				
Tr sp 100x20	C da prove	Rectangular	0,2	1				
Tr sp 40x20	C da prove	Rectangular	0,2	0,4				
Tr sp 50x20	C da prove	Rectangular	0,2	0,5				
Tr sp 55x20	C da prove	Rectangular	0,2	0,55				
Tr sp 70x20	C da prove	Rectangular	0,2	0,7				
Tr sp 80x20	C da prove	Rectangular	0,2	0,8				
Tr Variabile	C da prove	Nonprismatic						

Tabella 22: Proprietà geometriche delle sezioni

TABLE: Frame Section Properties 02 - Concrete Column									
SectionName	RebarMatL	RebarMatC	ReinfConfig	LatReinf	Cover	NumBars3Dir	NumBars2Dir	BarSizeL	BarSizeC
Text	Text	Text	Text	Text	m	Unitless	Unitless	Text	Text
Pil 20x30	Aq 50	Aq 50	Rectangular	Ties	0,02	2	2	12d	6d
Pil 20x60	Aq 50	Aq 50	Rectangular	Ties	0,02	3	2	14d	6d
Pil 20x75	Aq 50	Aq 50	Rectangular	Ties	0,02	3	2	16d	6d
Pil 30x30	Aq 50	Aq 50	Rectangular	Ties	0,02	2	2	16d	6d
Pil 30x60	Aq 50	Aq 50	Rectangular	Ties	0,02	3	3	16d	6d
Pil 40x20	Aq 50	Aq 50	Rectangular	Ties	0,02	2	2	14d	6d
Pil 40x22	Aq 50	Aq 50	Rectangular	Ties	0,02	2	2	14d	6d
Pil 40x30	Aq 50	Aq 50	Rectangular	Ties	0,02	2	2	18d	6d
Pil 40x35	Aq 50	Aq 50	Rectangular	Ties	0,02	2	2	18d	6d
Pil 40x40	Aq 50	Aq 50	Rectangular	Ties	0,02	2	2	20d	6d
Pil 40x50	Aq 50	Aq 50	Rectangular	Ties	0,02	3	3	16d	6d
Pil 40x60	Aq 50	Aq 50	Rectangular	Ties	0,02	3	3	16d	6d
Pil 45x20	Aq 50	Aq 50	Rectangular	Ties	0,02	2	2	16d	6d
Pil 45x30	Aq 50	Aq 50	Rectangular	Ties	0,02	2	2	18d	6d
Pil 45x35	Aq 50	Aq 50	Rectangular	Ties	0,02	2	3	16d	6d
Pil 45x40	Aq 50	Aq 50	Rectangular	Ties	0,02	2	2	22d	6d
Pil 47x24	Aq 50	Aq 50	Rectangular	Ties	0,02	2	3	14d	6d
Pil 55x20	Aq 50	Aq 50	Rectangular	Ties	0,02	3	2	14d	6d

Pil 55x25	Aq 50	Aq 50	Rectangular	Ties	0,02	3	2	14d	6d
Pil 55x30	Aq 50	Aq 50	Rectangular	Ties	0,02	3	2	16d	6d
Pil 55x40	Aq 50	Aq 50	Rectangular	Ties	0,02	3	3	16d	6d
Setto 103x20	Aq 50	Aq 50	Rectangular	Ties	0,02	4	2	16d	6d
Setto 122x30	Aq 50	Aq 50	Rectangular	Ties	0,02	5	2	18d	6d
Setto 130x30	Aq 50	Aq 50	Rectangular	Ties	0,02	7	2	18d	6d

Tabella 23: Armature dei pilastri inserite nelle sezioni

È stata definita una sezione fittizia con proprietà di massa rigidità nulle al solo fine di ripartire i carichi dei solai sulle travi principali. Sono state definite delle sezioni tipo *shell* di vario spessore da assegnare alle solette delle scale, principali e secondarie.

TABLE: Area Section Properties							
Section	Material	MatAngle	AreaType	Type	DrillDOF	Thickness	BendThick
Text	Text	Degrees	Text	Text	Yes/No	m	m
Sezione Fittizia	C da prove	0	Shell	Shell-Thick	Yes	0,25	0,25
Soletta 16	C da prove	0	Shell	Shell-Thick	Yes	0,16	0,16
Soletta 20	C da prove	0	Shell	Shell-Thick	Yes	0,2	0,2
Soletta 7	C da prove	0	Shell	Shell-Thick	Yes	0,07	0,07

Tabella 24: Proprietà delle sezioni di tipo "area"

3.2.5 Carichi agenti

I casi di carico implementati nel modello FEM della struttura sono quelli derivanti dall'analisi dei carichi strutturali effettuata in precedenza, essi sono riportati nella tabella seguente:

TABLE: Load Case Definitions						
Case	Type	InitialCond	ModalCase	BaseCase	MassSource	DesignType
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text
DEAD	LinStatic	Zero				DEAD
MODAL	LinModal	Zero				OTHER
G1	LinStatic	Zero				DEAD
G2	LinStatic	Zero				SUPER DEAD
g2k	LinStatic	Zero				SUPER DEAD
Qk cat C	LinStatic	Zero				LIVE
Qk cat H	LinStatic	Zero				LIVE
TAMP	LinStatic	Zero				DEAD

Tabella 25: Casi di carico definiti per l'analisi

Il carico di tipo DEAD indica un carico permanente, il carico di tipo LIVE indica un carico variabile e il carico QUAKE indica l'azione sismica.

L'azione sismica è stata inserita nel programma di calcolo definendo lo spettro di risposta tramite il comando *Response Spectrum Function* agli stati limite di Operatività (SLO), Salvaguardia della Vita (SLV) e di Collasso (SLC).

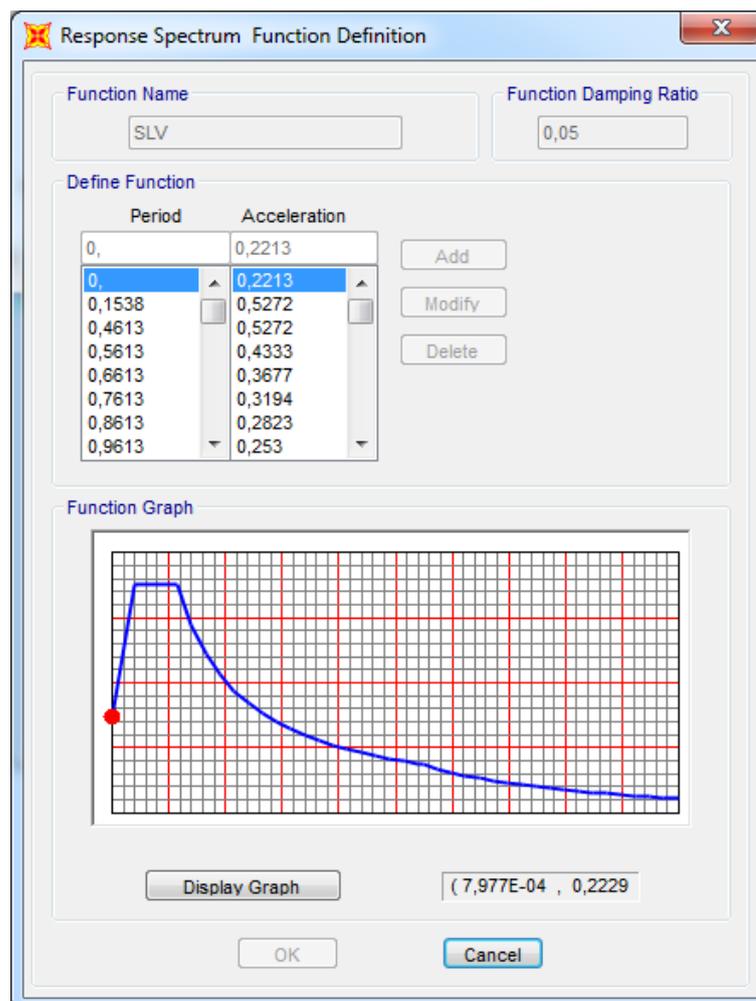


Figura 3.20: Esempio di definizione dello spettro di risposta allo SLV

3.2.6 Vincoli

In corrispondenza dei nodi situati alla fine dei pilastri del piano terra la struttura è stata vincolata mediante degli incastri.

4 ANALISI E VERIFICHE

4.1 *Metodi di analisi*

L'analisi sismica degli edifici può essere condotta mediante quattro diversi metodi raggruppabili in due categorie:

- lineari o non lineari
- statici o dinamici

L'applicabilità di ognuno di questi metodi risiede essenzialmente nella sua capacità di predire adeguatamente la risposta di una determinata struttura sottoposta ad azioni sismiche, individuando in particolare le sollecitazioni e gli spostamenti indotti nei singoli elementi considerati nel modello di calcolo. Inoltre la possibilità di utilizzare metodi di analisi lineari o non lineari dipende dalla conoscenza che si ha della costruzione; infatti, la possibilità di poter definire un modello di calcolo non lineare in grado di fornire risultati affidabili e rappresentativi della costruzione in esame suppone una conoscenza approfondita delle proprietà meccaniche dei materiali. Per tale ragione sia l'EC8 sia le NTC2008 legano i vari metodi di analisi a determinati livelli di conoscenza per lo studio delle costruzioni in cemento armato.

I metodi di analisi elastica (metodi lineari), *analisi statica equivalente* o *analisi dinamica modale*, sono approcci mutuati direttamente dalla progettazione delle nuove costruzioni in zona sismica in cui viene utilizzato un valore dell'azione sismica di progetto opportunamente ridotto per mezzo di un fattore di struttura che dipende dalla tipologia dell'edificio.

Per l'applicazione di tale metodo, perciò, assieme alle verifiche di resistenza, eseguite sulle sollecitazioni di calcolo, troviamo prescrizioni riguardanti la geometria (regolarità e simmetria), la realizzazione dei dettagli costruttivi e la qualità dei materiali impiegati, in modo da ottenere un edificio che si comporti in campo plastico secondo schemi prevedibili con metodi di analisi elastici. Possono quindi essere utilizzati per calcolare gli effetti delle azioni sismiche sia nel caso di sistemi dissipativi, sia nel caso di sistemi non dissipativi.

Un tale approccio non è però direttamente applicabile alle costruzioni esistenti, caratterizzate spesso da configurazioni strutturali, dettagli costruttivi e proprietà meccaniche dei materiali scadenti e non conformi a quelli richiesti per le nuove costruzioni e distribuzioni di massa e rigidità irregolari. Inoltre risulta piuttosto complicato definire in modo affidabile il fattore di struttura q che la caratterizza per poter considerare implicitamente l'assorbimento in campo non

lineare, essendo tale fattore dipendente fortemente dalle proprietà post-elastiche dei materiali, dalla localizzazione delle deformazioni plastiche nonché dalla configurazione morfologica della costruzione.

Secondo le NTC 2008 i metodi di analisi lineare possono essere applicati utilizzando lo spettro elastico o quello di progetto, indicando per quest'ultimo un fattore di struttura q compreso tra 1,5 e 3, ed eseguendo, in entrambi i casi le verifiche di deformabilità sugli elementi a comportamento duttile e verifiche di resistenza sugli elementi a comportamento fragile, considerati nella condizione di collasso, ovvero in cui tutti gli elementi duttili ad essi collegati hanno raggiunto la loro resistenza plastica.

I metodi di analisi lineare però, a parte il caso in cui una costruzione possieda la resistenza necessaria ad assorbire il sisma in campo elastico, non sono in grado di rappresentare adeguatamente la richiesta del sisma a livello di ogni singolo elemento strutturale. Questo tipo di approccio non è, infatti, in grado di cogliere i cambiamenti nella risposta della struttura che si verificano man mano che i singoli elementi si snervano.

I metodi di analisi non lineare al contrario, tenendo conto di tutti quei fenomeni che contribuiscono al comportamento globalmente non lineare della struttura (grandi spostamenti/rotazioni, effetti del secondo ordine, deformazioni irreversibili, degrado della rigidezza etc.) riescono a fornire utili informazioni sulla distribuzione della domanda di anelasticità nella struttura.

Anche in questo caso le equazioni di equilibrio possono essere trattate in maniera "statica" (analisi statica non lineare o, più comunemente, *pushover*) o tenendo conto delle caratteristiche dinamiche della struttura (analisi dinamica non lineare).

Essendo ovviamente in questo caso la modellazione più complessa rispetto ad un approccio di tipo lineare, è necessaria una conoscenza più approfondita delle caratteristiche strutturali dell'edificio in esame: proprietà meccaniche dei materiali, condizione dei vari elementi strutturali, dettagli costruttivi, configurazioni geometriche.

Tanto più la conoscenza dell'edificio in esame è approfondita, tanto più accurate ed attendibili potranno essere le informazioni ottenute dal modello di calcolo, risultando quindi giustificato l'utilizzo di un metodo di analisi più raffinato.

4.1.1 Metodi di analisi lineari

4.1.1.1 Analisi lineare statica

Il metodo è basato sulla rappresentazione dell'azione sismica tramite un sistema di forze statiche orizzontali e sul calcolo delle sollecitazioni indotte da tali forze su un sistema elastico lineare.

Il metodo prevede di prendere in considerazione, in entrambe le due direzioni principali della struttura, solo il primo modo di vibrare (modo fondamentale). Calcolati i periodi propri fondamentali nelle due direzioni, è possibile ricavare le massime forze di taglio alla base dell'edificio nelle due direzioni, ricavare i loro contributi lungo l'altezza dell'edificio e quindi, con questi carichi, svolgere un'analisi statica.

Un'analisi di questo genere è in grado di dare risultati soddisfacenti nel caso di strutture la cui risposta non è significativamente influenzata da modi elevati di vibrare. Ciò avviene certamente quando sono verificate le condizioni di regolarità in altezza e ciascun periodo proprio fondamentale nelle due direzioni principali è minore di $2,5 T_C$, essendo T_C uno dei parametri dello spettro di risposta elastico. Con il rispetto di quest'ultima condizione si è sicuri che l'accelerazione spettrale del primo modo è paragonabile a quella dei modi più alti di vibrare (che avendo periodi minori, possono cadere nella zona dello spettro prossima alla risonanza) e quindi il contributo di questi ultimi è trascurabile (avendo essi massa partecipante molto minore rispetto a quella associata al modo fondamentale).

Il periodo fondamentale può essere calcolato, in una fase preliminare di progetto, utilizzando formule approssimate. Le norme, per edifici con altezza inferiore a 40 m e la cui massa sia approssimativamente distribuita uniformemente lungo l'altezza, suggeriscono di utilizzare la relazione

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

Dove H è l'altezza della costruzione calcolata dal piano di fondazione ed espressa in metri e C_1 è una costante che vale 0,085 per edifici con struttura a telaio in acciaio, 0,075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato e 0,050 per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura.

L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

La forza di taglio massimo alla base è pari a:

$$F_h = \frac{S_d(T_1)}{g} \cdot W\lambda$$

Dove

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo fondamentale T_1

W è il peso dell'intera struttura;

λ è un coefficiente correttivo minore di uno che tiene conto del numero di piani e del periodo proprio;

Il taglio alla base è distribuito lungo i piani proporzionalmente alle forze d'inerzia corrispondenti al modo fondamentale.

La forza da applicare a ciascuna massa è pari a

$$F_i = \frac{F_h z_i W_i}{\sum_j z_j W_j}$$

Dove

z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione, delle masse i e j ;

Nel caso di analisi statica lineare su modelli piani, gli effetti torsionali accidentali, gli unici che sono presenti, possono essere tenuti in conto incrementando le forze da applicare a ogni elemento verticale resistente parallelo alla direzione di azione del sisma tramite un fattore di amplificazione:

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e}$$

Con x distanza del generico elemento resistente dal baricentro geometrico dell'edificio perpendicolare alla direzione del sisma e L_e distanza tra i due elementi resistenti più lontani nella stessa direzione.

4.1.1.2 Analisi lineare dinamica

Questo tipo di analisi è considerato il metodo normale per la definizione delle sollecitazioni di progetto e deve essere applicato usando un modello tridimensionale della struttura. La maggiore differenza con l'analisi statica equivalente consiste nel fatto che nel calcolo dei parametri di risposta del sistema si tiene conto delle caratteristiche dinamiche della struttura tramite l'utilizzo dei modi propri di vibrare.

L'analisi dinamica lineare si articola in tre passi:

- Determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale)
- Calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati,
- Combinazione degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. La normativa suggerisce di 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%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi la normativa prevede di utilizzare una combinazione quadratica completa (CQC - Complete Quadratic Combination) indicata nell'espressione seguente:

$$E = \left(\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{1/2}$$

Con

E_j valore dell'effetto relativo al modo j ;

ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j , calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij}) \left[(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2 \beta_{ij} \right]}$$

con

ξ coefficiente di smorzamento viscoso che generalmente sia assume costante per i vari modi

β_{ij} rapporto tra le frequenze dei due modi considerati

4.1.2 Metodi di analisi non lineari

Il limite maggiore delle analisi lineari, sia statiche sia dinamiche, è, come visto, che non sono in grado di fornire informazioni sul comportamento post-elastico delle strutture, se non in modo diretto e approssimato tramite il fattore di struttura q . I metodi non lineari consentono, invece, l'esame diretto del danneggiamento strutturale e di come si evolve coinvolgendo progressivamente i vari elementi.

I fenomeni che contribuiscono al comportamento globalmente non lineare di una struttura, e che solo questo tipo di analisi è in grado di cogliere, sono di due tipi:

- *Non linearità geometrica* (grandi spostamenti/rotazioni, effetti del secondo ordine, effetto trave colonna), introdotta quando la risposta sismica della struttura porta al raggiungimento di livelli di spostamento molto elevati, i quali non variano più in modo proporzionale ai carichi, rendendo non più valida l'ipotesi dell'elasticità lineare secondo la quale è possibile, in un processo deformativo, confondere configurazione iniziale e finale.
- *Non linearità del materiale* (deformazioni irreversibili, comportamento ciclico, degrado della rigidezza e della resistenza, etc.), introdotta quando la risposta sismica della struttura porta i suoi materiali costituenti superare i limiti del comportamento elastico.

Le non linearità di tipo geometrico possono essere colte nel modello solo se si utilizza, per ogni elemento, un sistema di riferimento locale che sia effettivamente solidale all'elemento stesso e che quindi ruoti con esso

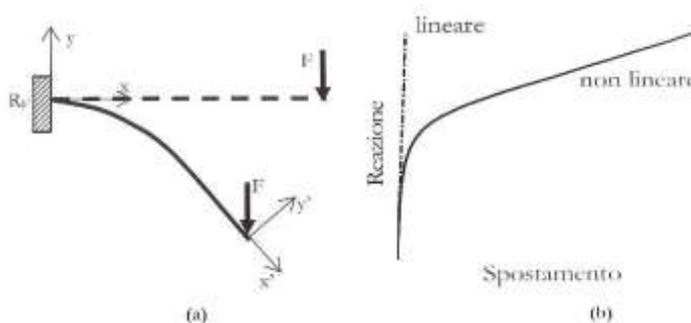


Figura 4.1: esempio di grandi spostamenti/rotazioni
Rotazione degli assi locali; (b) non linearità della risposta per effetto dei grandi spostamenti/rotazioni

In questo modo è possibile tenere conto dell'influenza della configurazione deformata nel calcolo delle sollecitazioni. Ovviamente questo prevede un onere computazionale più elevato in quanto la matrice di rigidezza della struttura va aggiornata ad ogni passo di integrazione. Questo onere è quindi giustificato solo in presenza di strutture sufficientemente flessibili, per le quali le deformazioni giocano un ruolo importante, o per configurazioni di carico che possono dar luogo a effetti del secondo ordine non più trascurabili.

Per quanto riguarda le non linearità del materiale, i moderni codici di calcolo permettono due tipi di approcci per le strutture a telaio: una modellazione tramite cerniere plastiche detta "a plasticità concentrata" ed una modellazione tramite fibre detta "a plasticità diffusa".

- *Modellazione a plasticità concentrata*: gli elementi della struttura (travi e pilastri) sono rappresentati con modelli a comportamento lineare, concentrando in alcune zone (di solito all'estremità di travi e pilastri) elementi puntiformi a comportamento non lineare (cerniere plastiche).

Il vantaggio di questa modellazione è che permette di lavorare principalmente con elementi a comportamento elastico computazionalmente meno onerosi, lasciando a pochi punti della struttura la concentrazione della non linearità del materiale. Inoltre è estremamente versatile in quanto permette, con un'opportuna scelta del legame costitutivo della cerniera, di descrivere diversi fenomeni, oltre al comportamento flessionale, che possono influenzare la risposta strutturale, quali la deformabilità a taglio, lo scorrimento dell'armatura, la flessibilità del nodo trave-colonna, l'interazione tra telaio e tamponamenti. Questo aspetto è particolarmente importante quando si vuole modellare il comportamento di strutture esistenti.

Il limite di questa modellazione è che richiede una certa esperienza dell'operatore per stabilire dove distribuire gli elementi non lineari e per scegliere i parametri e i modelli che permettono di cogliere il reale comportamento delle cerniere plastiche. Infatti, l'accuratezza dell'intera analisi può essere compromessa qualora si sbaglia la calibrazione delle curve di risposta degli elementi cerniera o la loro estensione. Per poter utilizzare correttamente i codici con elementi a plasticità concentrata nello studio di strutture con comportamento non lineare sotto carichi ciclici, è opportuno per i diversi elementi strutturali:

- Stimare in maniera adeguata nella sezione critica il diagramma momento-curvatura in presenza di azione assiale e degrado ciclico, causato dall'azione ciclica del sisma.
 - Stimare una lunghezza di cerniera plastica equivalente tale per cui il prodotto di questa per la curvatura, derivante dal momento scelto, definisca una rotazione prossima a quella reale.
- *Modellazione a plasticità diffusa*: in questi modelli, gli elementi strutturali vengono suddivisi in un insieme di "fibre" uniassiali, ciascuna con comportamento elasto-plastico ben definito; anche longitudinalmente l'elemento strutturale può essere suddiviso in un numero sufficiente di fibre: quindi la plasticità rimane diffusa in tutto l'elemento, sia longitudinalmente che trasversalmente.



Figura 4.2: Schematizzazione del modello a fibre

La sezione è rappresentata come somma delle fibre del calcestruzzo esterno alle staffe, di quelle del calcestruzzo interno e delle fibre delle armature longitudinali per tenere in considerazione un eventuale effetto di confinamento. Lo stato di sforzo e deformazione longitudinale dell'elemento viene calcolato tramite integrazione numerica di un numero appropriato di punti.

Con questi modelli è possibile descrivere in modo accurato la formazione e la diffusione di una eventuale cerniera plastica. Inoltre è richiesta meno esperienza di modellazione: infatti, è necessario definire il comportamento ciclico in campo elasto-plastico soltanto dei materiali costituenti.

Per contro, si riesce a descrivere solo la componente flessionale della deformazione; per descrivere altri fenomeni (taglio, scorrimento delle barre, deformabilità del nodo, etc.) è necessario introdurre ulteriori elementi (cerniere parziali, bielle, etc.) da cui il modello risulta appesantito ed i risultati meno controllabili.

4.1.2.1 Analisi non lineare statica – analisi pushover

L'analisi pushover o analisi di spinta è un particolare tipo di analisi non lineare delle strutture sotto carichi orizzontali crescenti, che permette di individuare i cambiamenti nella risposta della struttura man mano che alcuni elementi entrano in fase plastica, l'effettiva distribuzione delle zone plasticizzate e la reale capacità deformativa della struttura, cioè la sua duttilità.

Questo tipo di analisi permette di valutare la coerenza dei fattori di struttura q assunti; è quindi particolarmente utile per lo studio delle strutture esistenti, che, essendo realizzate di solito senza alcuna attenzione alle risorse di duttilità, pongono problemi nella individuazione di un corretto fattore di struttura.

Il metodo è applicabile in modo efficace solo a strutture il cui moto nella direzione del sisma è governato da un modo di vibrare caratterizzato da una significativa partecipazione di massa. Per

condurre le verifiche è necessario che al sistema strutturale reale venga associato un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà.

4.1.2.1.1 Curva di capacità

La struttura viene descritta da un modello con comportamento non lineare dei materiali. A tale modello si applicano le masse sismiche (pesi propri e permanenti portati, ed un'opportuna aliquota dei sovraccarichi di esercizio), che sono mantenute costanti, ed un profilo di carichi statici orizzontali che traducono l'azione del sisma, il quale è incrementato attraverso un coefficiente moltiplicativo "spingendo" la struttura fino al collasso o fino a che un determinato parametro di controllo della deformazione non raggiunge un prefissato valore limite.

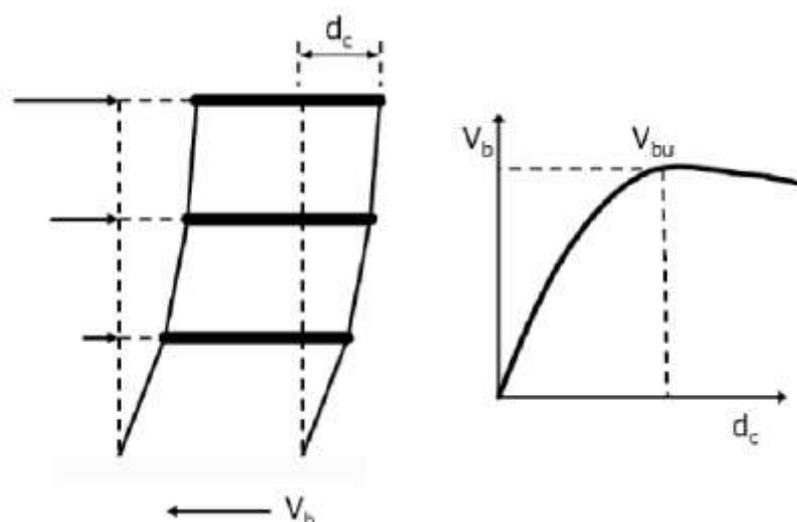


Figura 4.3: Curva di capacità per un sistema reale MDOF

Dal punto di vista matematico si tratta, quindi, di una tecnica di analisi che prevede la soluzione iterativa incrementale delle equazioni di equilibrio statico: ad ogni incremento dei carichi si opera un aggiornamento della matrice di rigidezza proseguendo così, come detto, fino al collasso o al raggiungimento di uno spostamento limite prestabilito.

Il prodotto dell'analisi è un legame scalare forza-spostamento detto "curva di capacità", che correla la risultante del profilo dei carichi orizzontali (cioè il taglio alla base della struttura) con lo spostamento orizzontale di un punto, detto "punto di controllo", tipicamente scelto al piano più alto del modello strutturale. Si tratta quindi di una curva che sintetizza la risposta dell'intera struttura con due soli parametri, uno di forza ed uno di spostamento, e che consente di ricondurre il comportamento del generico sistema reale a più gradi di libertà (MDOF, Multi Degree of

Freedom), e la ricerca del suo punto di spostamento massimo, a quello di un semplice sistema a un grado di libertà (SDOF, Single Degree of Freedom) equivalente.

La curva di capacità è definita senza fare alcun riferimento all'azione sismica, ed infatti rappresenta la *capacità della struttura* di subire deformazioni e spostamenti oltre il campo elastico indipendentemente dalla reale domanda sismica che ad essa viene richiesta. Dalla curva di capacità si possono valutare i rapporti di sovrarresistenza α_u/α_1 , e di duttilità μ_u/μ_d .

4.1.2.1.2 Profili di carico

I profili di carico devono essere rappresentativi delle forze di inerzia che sollecitano la struttura durante un sisma, ed anche permettere di valutare l'effettiva evoluzione del suo danneggiamento.

Confronti con analisi dinamiche non lineari hanno mostrato che:

- Distribuzioni di forze proporzionali al primo modo colgono meglio la risposta dinamica in campo elastico;
- Distribuzioni proporzionali alle masse rappresentano meglio la risposta dinamica quando si raggiungono grandi deformazioni.

È opportuno quindi ripetere l'analisi per due differenti distribuzioni di forze di inerzia, una ricadente nel *gruppo 1* e l'altra nel *gruppo 2* come specificato nelle NTC 2008:

Gruppo 1

- Distribuzione proporzionale alle forze statiche applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% ed a condizione di usare come distribuzione secondaria la prima del gruppo 2.
- Distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%
- Distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi lineare dinamica, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura della struttura è superiore a T_c .

Gruppo 2

- Distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata di 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.

Un generico profilo di carico fisso può essere rappresentato nella forma:

$$F = \alpha(t) \cdot \Psi$$

Con $\alpha(t)$ moltiplicatore che definisce l'entità delle azioni applicate in funzione del passo "t" dell'analisi non lineare, e Ψ che p un vettore di forma costante che descrive l'andamento delle forze d'inerzia lungo l'altezza dell'edificio.

Si riportano di seguito le più comuni distribuzioni invarianti di carico.

Profilo basato sul primo modo di vibrare

$$F = W_i \cdot \phi_{ij}$$

F_i è la forza da applicare all'i-esimo piano, W_i il peso dell'i-esimo piano, e ϕ_{ij} esprime la i-esima componente del j-esimo modo di vibrare, cioè il valore della forma modale in corrispondenza dell'i-esimo piano (j=1 quando ci si riferisce al modo fondamentale di vibrazione).

Profilo triangolare invertito

$$F_i = \frac{z_i \cdot W_i}{\sum_{j=1}^n (z_j \cdot W_j)} \cdot F_h$$

z_i è la quota dell'i-esimo piano rispetto allo spiccatto di fondazione, n il numero totale di piani, W_i e W_j rappresentano, rispettivamente, i pesi delle generiche masse i-esima e j-esima.

La risultante dell'azione sismica F_h si calcola utilizzando lo spettro di risposta (in modo analogo per l'analisi statica lineare).

La forma del profilo di carico è triangolare nelle ipotesi che i pesi W_i siano costanti ai vari piani.

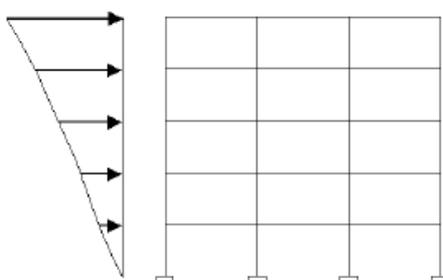


Figura 4.4: Profilo di carico triangolare

Profilo uniforme

$$F = W_i$$

Si tratta di un profilo proporzionale alle masse di ciascun piano, la distribuzione è uniforme quando sono costanti anche i pesi W_i .

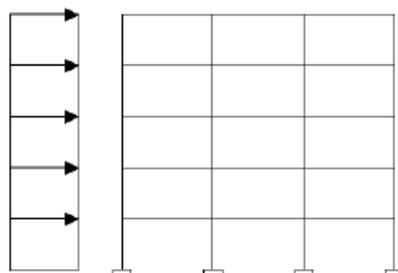


Figura 4.5: Profilo di carico uniforme

Nella figura sottostante è mostrata l'influenza del profilo di carico applicato sulla curva di capacità. La curva forza-spostamento descrive la risposta globale dell'edificio ed è funzione del punto di applicazione della risultante delle forze applicate. Alla distribuzione uniforme corrisponde il punto di applicazione più basso e quindi la massima resistenza ed i minori spostamenti allo snervamento ed allo stato limite di collasso. La risultante della distribuzione triangolare è applicata nel punto più alto e presenta di contro la minore resistenza ed i maggiori spostamenti allo snervamento ed allo stato limite di collasso.

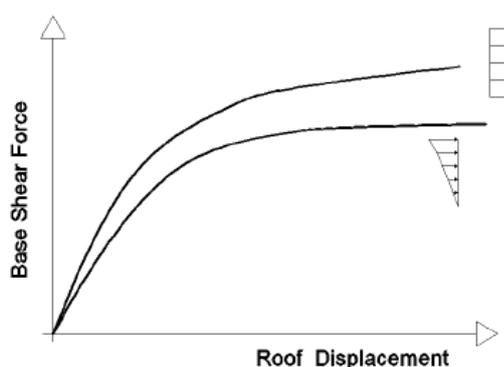


Figura 4.6: Differenze nelle curve di capacità dovute a differenti profili di carico

Profili di carico adattivi

Nelle procedure adattive il profilo di carico non è invariante, ma si modifica tenendo conto dei cambiamenti che occorrono nelle rigidezze degli elementi strutturali al progredire dell'entità dell'azione sismica, delle plasticizzazioni e delle conseguenti deformazioni inelastiche.

In letteratura sono disponibili varie procedure di analisi pushover con distribuzioni di carico di tipo adattivo. La precisione dei risultati delle procedure con profili di forza adattivi risente delle approssimazioni delle regole quadratiche di combinazione degli effetti (SRSS o CQC), inoltre il vettore delle forze ha sempre incrementi positivi e non si riesce quindi a leggere un'eventuale inversione del segno dei tagli di piano.

L'alternativa è l'implementazione di analisi pushover che prevedono l'applicazione di profili laterali di spostamenti anziché di distribuzioni di forze. Il vantaggio è quello di riuscire a cogliere l'eventuale inversione di segno dei tagli di piano, perché questi non sono direttamente applicati alla struttura, ma sono invece ottenuti, ad ogni passo, garantendo uno stato di sforzo congruente con le deformazioni imposte.

4.1.2.1.3 Metodo di verifica NTC 2008

La verifica delle strutture analizzate con questo metodo consiste nel confrontare le capacità della struttura con la *domanda*, cioè con i livelli di deformazione o spostamento richiesti dai diversi terremoti di progetto; tale domanda è rappresentata da punti sulla curva individuati in corrispondenza dei massimi valori di spostamento che la struttura subirebbe quando fosse soggetta ai terremoti di progetto.

Il metodo descritto nelle "Istruzioni per l'applicazione delle NTC 2008" (Circ. 02/02/2009, n. 617) fa riferimento al metodo N2 proposto da Fajfar per la prima volta nel 1988. Il metodo si basa sull'ipotesi che la risposta di un sistema MDOF possa essere correlata alla risposta di un sistema SDOF equivalente; tale ipotesi è tanto meglio verificata per edifici regolari in altezza e in pianta.

La trasformazione del sistema MDOF nel sistema SDOF equivalente permette di valutare con semplicità la capacità richiesta al sisma. Infatti per un sistema SDOF, calcolato il periodo proprio equivalente al sistema MDOF, dallo spettro di risposta elastico in spostamento si può ricavare lo spostamento massimo che deve sopportare; da questo si risale allo spostamento massimo per il sistema MDOF. Dalla curva di capacità, in corrispondenza dello spostamento massimo calcolato, si ricava la distribuzione di forze corrispondente e da qui sollecitazioni, spostamenti interpiano, etc., necessari per le verifiche.

Il metodo si articola nei passi descritti di seguito:

- 1- Effettuazione dell'analisi pushover della struttura e determinazione della curva di capacità.

2- Trasformazione del sistema MDOF nel sistema SDOF equivalente e determinazione dello spettro di capacità.

- Si determina il vettore modale ϕ , del modo fondamentale di vibrare nella direzione del sisma considerata, normalizzato ponendo $d_c = 1$;
- Si calcola il fattore di partecipazione del primo modo

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

In cui τ vettore di trascinamento e M matrice di massa;

- Si costruisce la curva F^*-d^* del sistema SDOF, utilizzando la curva di pushover ricavata per il sistema MDOF e scalata secondo

$$F^* = \frac{V_b}{\Gamma}$$

$$d^* = \frac{d_c}{\Gamma}$$

- Si sostituisce la curva di capacità del sistema equivalente con una curva bilineare avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico: individuato sulla curva di capacità del sistema reale il valore di resistenza massima V_{bu} si valuta $F_{bu}^* = \frac{V_{bu}}{\Gamma}$; il tratto elastico della bilineare passerà per il punto della curva di ordinata $0,6 F_{bu}^*$, il tratto plastico viene determinato in modo che le aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità siano equivalenti, considerando uno spostamento massimo d_u^* corrispondente ad una riduzione del 15 % della resistenza F_{bu}^* .

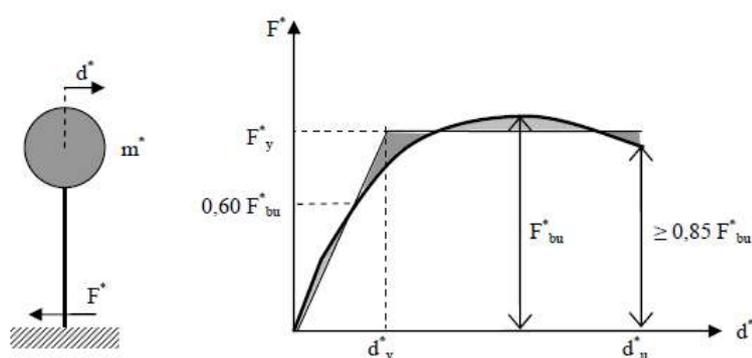


Figura 4.7: Sistema e diagramma bilineare equivalente

- Il periodo proprio del sistema SDOF vale:

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

In cui

$m^* = \varphi^T M \varphi$ è la massa associata al primo modo

k^* è la rigidezza del tratto elastico bilineare

- 3- Determinazione della risposta massima in spostamento del sistema equivalente con utilizzo di spettro di risposta elastico:

- Per sistemi con periodo proprio abbastanza grande ($T^* \geq T_c$), il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è pari a quello di un sistema elastico con uguale periodo:

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

- Se il sistema ha periodo proprio piccolo ($T^* < T_c$), la risposta in spostamento del sistema anelastico è maggiore del corrispondente elastico e risulta:

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

In cui

$q^* = S_{Ae}(T^*) m^* / F_y$ rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente;

- Se $q^* \leq 1$ (risposta elastica): $d_{max}^* = d_{e,max} = S_{De}(T^*)$.

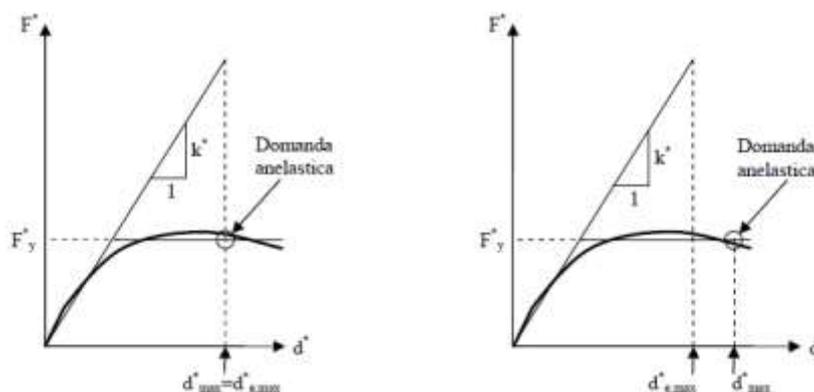


Figura 4.8: Spostamenti di riferimento per $T^* > T_c$ (a sinistra) e $T^* \leq T_c$ (a destra)

- 4- Conversione dello spostamento del sistema equivalente nella configurazione deformata della struttura e verifica:

- Si valuta, per la struttura MDOF:

$$d_{max} = \Gamma \cdot d_{max}^*$$

- 5- Trovato lo spostamento del punto di controllo per lo stato limite in esame, si conosce dall'analisi al configurazione deformata ed è quindi possibile eseguire la verifica dell'edificio, in particolare controllando la compatibilità degli spostamenti in quegli

elementi che presentano comportamento duttile e delle resistenze in quegli elementi che presentano comportamento fragile.

4.1.2.2 Analisi non lineare dinamica

L'analisi dinamica non lineare permette di valutare la risposta di un edificio ad una forzante esterna, variabile nel tempo, costituita da un'accelerogramma, applicato ai nodi di struttura vincolati al terreno (in maniera uniforme o differenziata per i vari nodi), per mezzo dell'integrazione diretta dell'equazione non lineare del moto del sistema.

Essa, permettendo di conoscere l'andamento degli stati di sforzo e di deformazione dei componenti della struttura nel tempo, è il tipo di analisi più completo a disposizione ma, anche, quello più complesso da applicare.

L'azione sismica è rappresentata da gruppi di tre accelerogrammi agenti simultaneamente sul modello tridimensionale della struttura, due nelle direzioni principali orizzontali e uno in direzione verticale. Nel caso di edificio regolare e le cui dimensioni rispettino determinate limitazioni, è possibile applicare un accelerogramma orizzontale alla volta e trascurare quello verticale.

L'analisi dinamica non lineare è sicuramente il tipo di analisi più completo a disposizione, ma anche quello più complesso e la sua applicazione richiede particolare attenzione. Tra gli aspetti più delicati possiamo citare l'individuazione di un modello che sia in grado di descrivere il comportamento post-elastico sotto cicli di carico e scarico degli elementi e la conseguente dissipazione di energia e la scelta degli accelerogrammi da utilizzare come input: essi devono infatti essere rappresentativi degli eventi attesi nella zona in cui è situato l'edificio in esame.

A tal fine è necessario, innanzitutto, determinare lo spettro di risposta elastico, che costituisce il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico del suolo. Noto lo spettro elastico in accelerazione, il secondo passo consiste nell'ottenere accelerogrammi spettro-compatibili tramite un'accurata scelta e selezione di accelerogrammi registrati che possono anche essere adattati tramite appositi algoritmi con l'obiettivo di diminuire la loro variabilità rispetto allo spettro stabilito dalla norma.

Una volta definiti il modello non lineare, le masse, i carichi, statici e gli accelerogrammi da applicare, sono noti tutti i termini che compongono le equazioni differenziali del moto e l'analisi può essere svolta. Nel caso generale tridimensionale si adotta il seguente procedimento:

- Da ogni analisi condotta con ognuno dei gruppi di accelerogrammi scelti, si ricavano i dati di output relativi all'andamento temporale di ogni quantità di interesse (sollecitazioni di taglio e spostamenti/rotazioni).
- Da ogni analisi condotta con ognuno dei gruppi di accelerogrammi scelti, si ricavano i dati di output relativi all'andamento temporale di ogni quantità di interesse (sollecitazioni di taglio e spostamenti/rotazioni).
- Per ogni andamento temporale delle sollecitazioni, corrispondente ad ogni analisi svolta, si sceglie quindi il massimo in valore assoluto.
- Per ogni istante in cui è campionato ogni andamento temporale degli spostamenti/rotazioni, corrispondente ad ogni analisi svolta, si calcola il corrispondente valore di rotazione di corda.
- Una volta noto l'andamento temporale della rotazione di corda si deve scegliere il valore massimo (in modulo), per ognuna delle analisi svolte. Il passo successivo consiste nel calcolo dei valori di domanda, da confrontare con quelli di capacità e con cui quindi svolgere le adeguate verifiche.

Il passo successivo consiste nel calcolo dei valori di domanda, da confrontare con quelli di capacità e con cui quindi svolgere le adeguate verifiche.

4.2 Analisi per il caso di studio

L'analisi effettuata sull'edificio in oggetto è un'analisi statica non lineare, preceduta da una analisi modale per valutare la massa partecipante nella direzione considerata e scegliere quindi la distribuzione di forze orizzontali da adottare. L'analisi è stata effettuata basandosi sul modello tridimensionale a macroelementi già definito in precedenza. All'interno del modello sono state implementate le definizioni per le cerniere plastiche.

4.2.1 Cerniere plastiche

La non linearità degli elementi è stata definita mediante una modellazione a plasticità concentrata, assegnando tale non linearità solamente all'estremità superiore e inferiore dei pilastri, considerando un comportamento della struttura di tipo trave forte- colonna debole.

Le cerniere plastiche definite dal codice di calcolo SAP2000 fanno riferimento alla normativa FEMA 356 "*Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*". Gli elementi *hinge* (cerniera) assegnati ai pilastri sono di tipo P-M2-M3 in cui si ha l'interazione tra sforzo normale e momenti flettenti nelle due direzioni principali.

I diagrammi momento-rotazione e momento-curvatura riportati nella FEMA 356 sono già implementati nel programma e variano in funzione della geometria e dell'armatura della sezione a cui vengono assegnati.

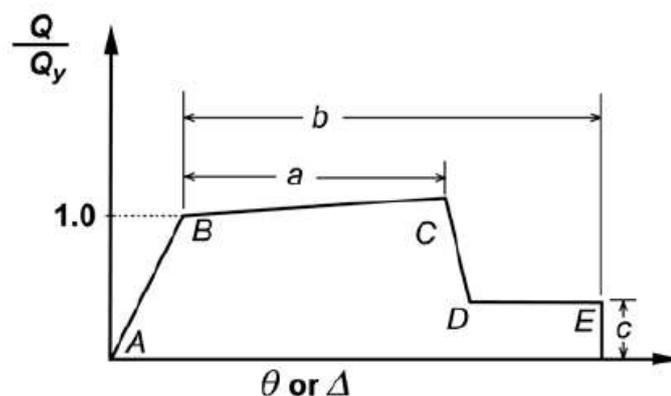


Figura 4.9: Diagramma Forza-Deformazione o Rotazione per cerniere plastiche

Nella figura sopra è riportato il diagramma Forza-Deformazione come definito nelle FEMA 356, in cui Q è la componente di carico generalizzato, Q_y è la componente di carico generalizzato allo snervamento, θ è la rotazione elastica e plastica dell'elemento e Δ è lo spostamento elastico e plastico dell'elemento.

Il tratto da A a B rappresenta il comportamento in campo lineare, B rappresenta il punto di snervamento caratterizzato da $Q/Q_y = 1$, nel tratto da B a C si ha un comportamento lineare con rigidità ridotta, nel tratto da C a D si ha una progressiva perdita di resistenza ai carichi orizzontali fino al punto E. La pendenza del tratto B-C può essere presa tra lo 0 e il 10% di quella del tratto A-B a meno di più accurate determinazioni. I valori dei parametri a , b e c che si riferiscono alla deformazione dopo lo snervamento, ovvero alla deformazione plastica, sono definiti, a meno di più accurate determinazioni sperimentali, per mezzo di tabelle.

In SAP2000 può solo essere definito il comportamento plastico della cerniera, il comportamento elastico è implicitamente determinato in base alla sezione assegnata all'elemento.

Il tratto elastico da A a B del diagramma riportato nelle FEMA 356 viene ignorato dal programma assimilandolo ad un diagramma rigido plastico.

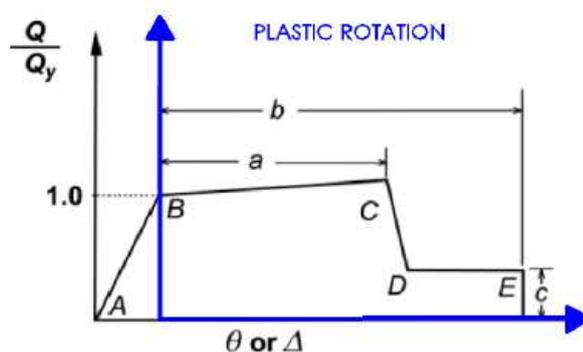


Figura 4.10: Diagramma Forza-Deformazione semplificato dal programma SAP2000

Nel tratto B-C vengono individuati tre punti chiamati *IO* (*Immediate Occupancy*) *LS* (*Life Safety*) e *CP* (*Collapse Prevention*) corrispondenti rispettivamente agli stati limite di Operatività, Salvaguardia della Vita e Collasso definiti nelle NTC 2008. Il programma individua lo stato di ogni singola cerniera ad un generico step di carico con un diverso colore come riportato nelle figure sottostanti.

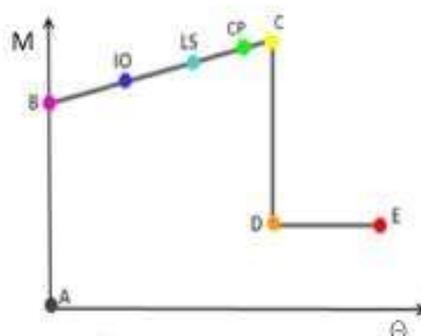


Figura 4.11: Individuazione degli Stati limite nel diagramma Forza- Deformazione delle cerniere

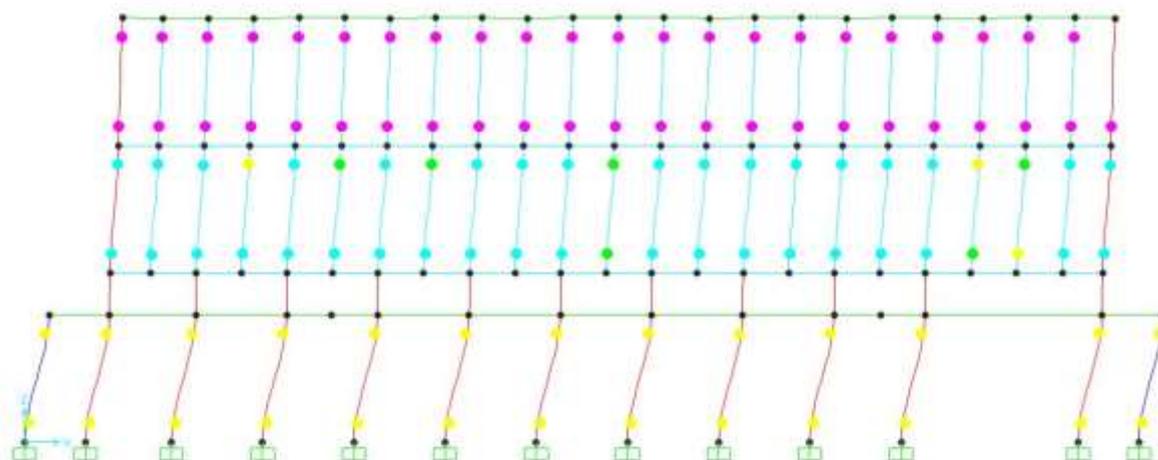


Figura 4.12: Esempio di formazione di cerniere plastiche durante un'analisi pushover in un telaio

I valori per definire ciascun stato limite sono automaticamente implementati nel programma con riferimento alle tabelle 6.7 e 6.8 “Modelling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures” riportate nelle FEMA 356. Si riporta di seguito la sola tabella 6.8 utilizzata nel modello che fa riferimento alle colonne in cemento armato.

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴						
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	a		b	c	IO	Component Type				
						Primary		Secondary		
a		b	c	IO	LS	CP	LS	CP		
i. Columns controlled by flexure¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d_s \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
ii. Columns controlled by shear^{1,3}										
All cases ⁵	—	—	—	—	—	—	—	—	.0030	.0040
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3}										
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P_o^{1,3}										
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. “C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
3. To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.
4. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
5. For columns controlled by shear, see Section 6.5.2.4.2 for acceptance criteria.

Tabella 26: Tabella 6-8 riportata nelle FEMA 356, in cui vengono definiti i parametri non lineari per le cerniere plastiche nelle colonne

4.2.2 Risultati analisi modale

4.2.2.1 Ipotesi di solaio rigido

Di seguito sono riportati i risultati dell'analisi modale ottenuti con la modellazione di solaio rigido:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,45085	0,78225	0,000004747	0,78225	0,000004747
MODAL	Mode	2	0,44535	0,0002	0,63918	0,78245	0,63918
MODAL	Mode	3	0,40256	0,00261	0,08566	0,78506	0,72485
MODAL	Mode	4	0,17465	0,02186	0,16673	0,80692	0,89157
MODAL	Mode	5	0,17246	0,05062	0,07523	0,85754	0,9668
MODAL	Mode	6	0,15509	0,11986	0,00006184	0,9774	0,96686
MODAL	Mode	7	0,12108	0,00012	0,00000132	0,97752	0,96686
MODAL	Mode	8	0,10810	0,00359	0,01107	0,98111	0,97793
MODAL	Mode	9	0,10255	0,00227	0,02044	0,98338	0,99837
MODAL	Mode	10	0,08184	0,0143	0,00003778	0,99768	0,99841
MODAL	Mode	11	0,06977	0,000001	0,000000528	0,99768	0,99841
MODAL	Mode	12	0,06924	6,107E-11	9,668E-07	0,99768	0,99841

Tabella 27: Periodi e Masse Partecipanti per analisi modale nell'ipotesi di solaio rigido

L'85% di massa partecipante in direzione X e in direzione Y si raggiunge al quinto modo di vibrare, tuttavia si ritengono significativi i primi 6 modi di vibrare in quanto hanno massa partecipante maggiore del 5%. Si riportano di seguito i primi 2 modi di vibrare, nelle direzioni principali X e Y:

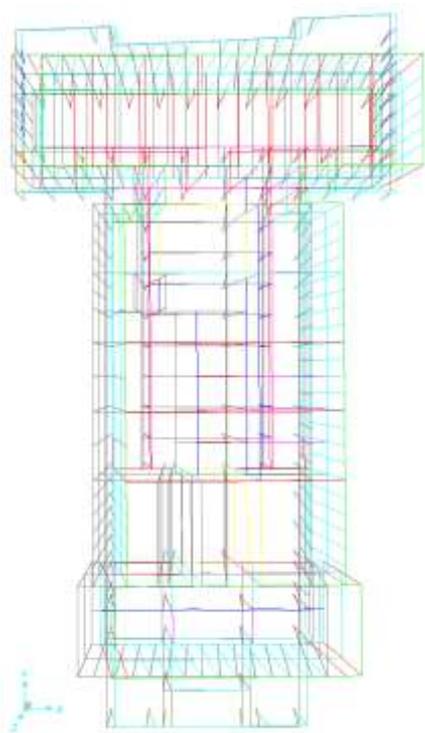


Figura 4.13: Modo 1, $T=0,450$ sec

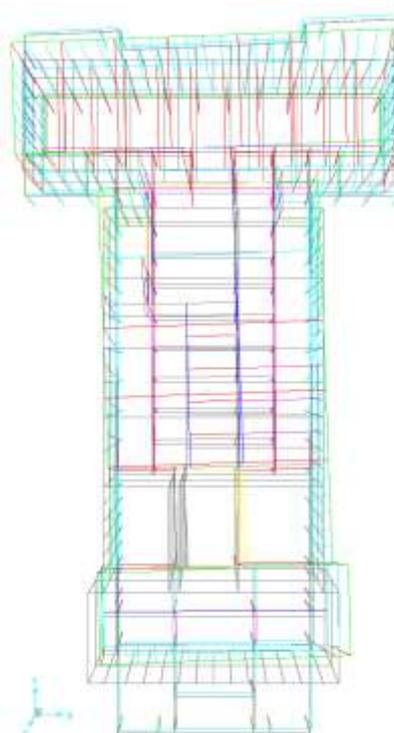


Figura 4.14: Modo 2, $T=0,455$ sec

4.2.2.2 Ipotesi di solaio deformabile

Di seguito sono riportati i risultati dell'analisi modale ottenuti con la modellazione di solaio deformabile:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,494218	0,00002558	0,70039	0,00002558	0,70039
MODAL	Mode	2	0,455174	0,77676	0,00002274	0,77678	0,70042
MODAL	Mode	3	0,419202	0,00016	0,000002017	0,77694	0,70042
MODAL	Mode	4	0,276824	0,00291	0,00006185	0,77985	0,70048
MODAL	Mode	5	0,210403	0,000005558	0,07508	0,77985	0,77556
MODAL	Mode	6	0,177768	0,00389	0,0612	0,78374	0,83676
MODAL	Mode	7	0,175687	0,06164	0,000002707	0,84538	0,83676
MODAL	Mode	8	0,173707	0,00562	0,05952	0,85101	0,89628
MODAL	Mode	9	0,16772	0,00021	0,04997	0,85122	0,94625
MODAL	Mode	10	0,160187	0,00641	0,00002303	0,85764	0,94627
MODAL	Mode	11	0,157291	0,09669	7,688E-07	0,95433	0,94627
MODAL	Mode	12	0,153506	0,01591	0,0001	0,97024	0,94637

Tabella 28: Periodi e Masse Partecipanti per analisi modale nell'ipotesi di solaio deformabile

L'85% di massa partecipante in direzione X e in direzione Y si raggiunge all'ottavo modo di vibrare, tuttavia si ritengono significativi i primi 11 modi di vibrare in quanto hanno massa partecipante maggiore del 5%. Si riportano di seguito i primi 2 modi di vibrare, nelle direzioni principali X e Y:

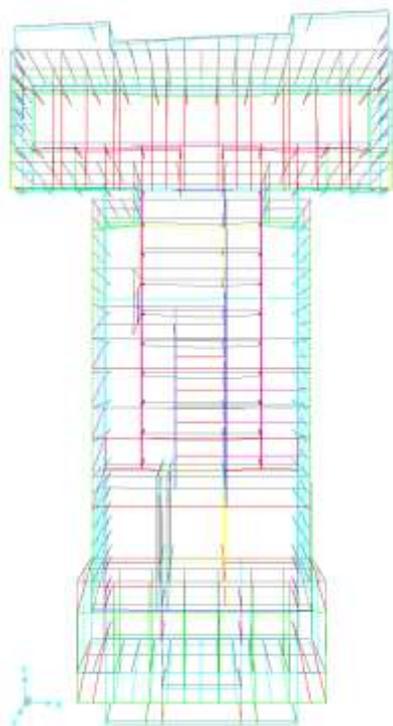


Figura 4.15: Modo 1, T=0,494 sec

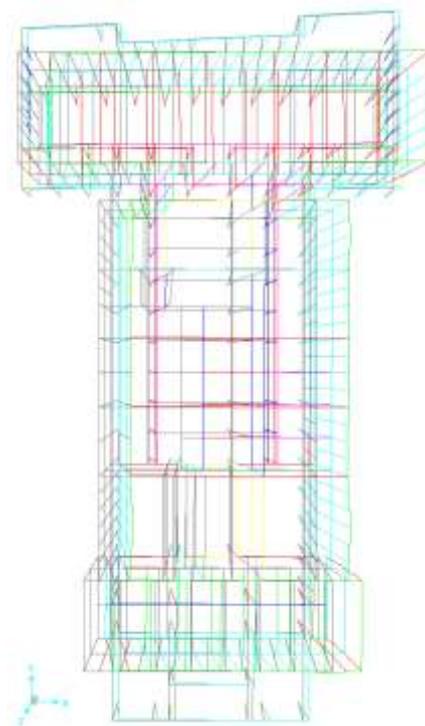


Figura 4.16: Modo 2, T=0,455 sec

4.2.3 Distribuzione di forze

Dai risultati dell'analisi modale è stato possibile considerare come uniche direzioni per l'analisi pushover le direzioni principali lungo X e lungo Y le quali si ha maggiore eccitazione di massa.

Per ciascuna direzione principale e per ciascun verso (positivo e negativo) della forzante sismica, sono state considerate le seguenti distribuzioni di forze di inerzia, fra quelle possibili indicate dalla normativa NTC 2008 al paragrafo §7.3.4.1.:

- *Gruppo 1 – distribuzione principale*: una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare;
- *Gruppo 2 – distribuzione secondaria*: una distribuzione di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione.

Essendo il primo modo di vibrare in direzione y con massa partecipante inferiore al 75% si è usata come distribuzione primaria la terza del primo gruppo ovvero una distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati con un'analisi lineare e convenzionalmente è stata utilizzata anche per la direzione x essendo la massa partecipante in tale direzione di poco superiore al 75%.

Si è eseguita perciò un'analisi dinamica lineare con spettro di risposta allo SLV e si sono ricavati i valori delle forze di piano mediante l'uso delle section cut definite come di seguito riportato:

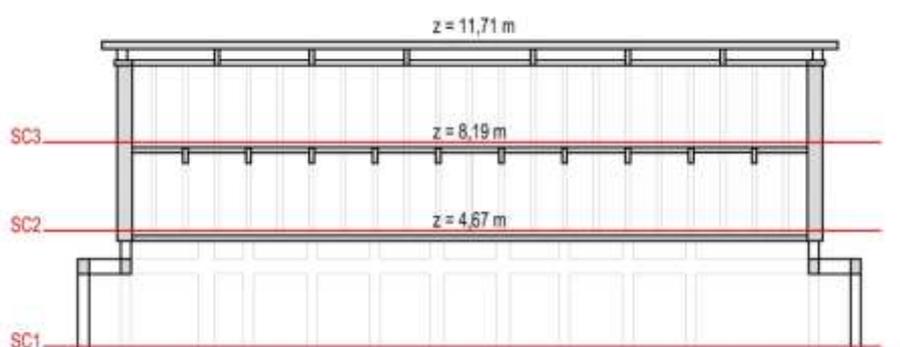


Figura 4.17: Definizione delle section cut

I valori delle forze di piano ricavate sono stati in seguito applicati, nel baricentro di ciascun impalcato nel modello con solaio rigido e come forze concentrate nei nodi di ciascun impalcato nel modello con solaio deformabile, come distribuzione principale per l'analisi pushover.

MODELLO SOLAIO RIGIDO					
	SISMA X	SISMA Y	F _x	F _y	z
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(m)
SC1	10664,46	10667,43	2559,88	2495,23	4,67
SC2	8104,58	8172,20	3367,64	3134,12	8,19
SC3	4736,94	5038,07	4736,94	5038,07	11,71

Tabella 29: Forze di piano utilizzate come distribuzione principale per l'analisi pushover, nell'ipotesi di solaio rigido

MODELLO SOLAIO DEFORMABILE								
	SISMA X	SISMA Y	F _x	F _y	z	n nodi	f _{ix}	f _{iy}
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(m)		(kN)	(kN)
SC1	11826	10702	2781,00	2318,00	4,67	127	21,90	18,25
SC2	9045	8384	3855,00	3328,00	8,19	130	29,65	25,60
SC3	5190	5056	5190,00	5056,00	11,71	130	39,92	38,89

Tabella 30: Forze di piano utilizzate come distribuzione principale per l'analisi pushover, nell'ipotesi di solaio deformabile

In conclusione le distribuzioni di forze di inerzia adottate sono le seguenti:

PUSHOVER 1 : Gruppo 1, Mode Shape, direzione X, verso positivo

PUSHOVER 2 : Gruppo 1, Mode Shape, direzione X, verso negativo

PUSHOVER 3 : Gruppo 1, Mode Shape, direzione Y, verso positivo

PUSHOVER 4 : Gruppo 1, Mode Shape, direzione Y, verso negativo

PUSHOVER 5 : Gruppo 2, Uniform Shape, direzione X, verso negativo

PUSHOVER 6 : Gruppo 2, Uniform Shape, direzione X, verso positivo

PUSHOVER 7 : Gruppo 2, Uniform Shape, direzione Y, verso negativo

PUSHOVER 8 : Gruppo 2, Uniform Shape, direzione Y, verso positivo

4.2.4 Punto di controllo

Come punto di controllo per l'analisi pushover è stato considerato il baricentro geometrico dell'ultimo impalcato.

4.2.5 Risultati analisi Pushover

Le curve di capacità derivanti dalle analisi pushover eseguite mostrano, come ci si aspettava, una maggiore resistenza per le distribuzioni di forza uniformi (gruppo 2).

Questo è dovuto al fatto che il baricentro delle forze risulta essere più alto nella distribuzione triangolare, e che quindi risulta essere più severa.

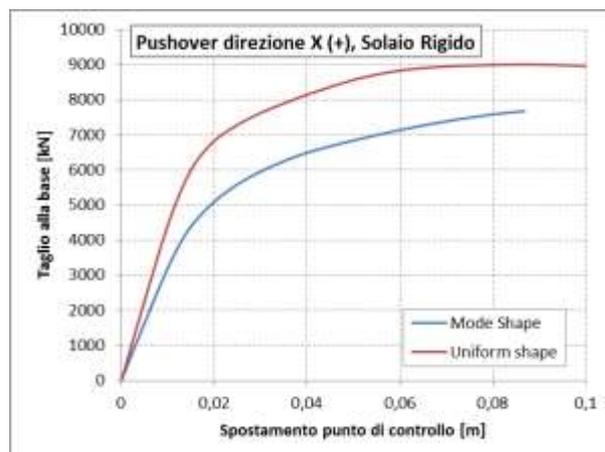


Figura 4.18 : Curve di Pushover in direzione X

Ciò si nota anche nell'ordine di formazione delle cerniere plastiche sulla struttura: per la distribuzione triangolare si ha la formazione di cerniere plastiche su tutti i piani dell'edificio e maggiormente concentrate nella parte nord (come si nota nell'immagine sottostante), mentre per la seconda distribuzione uniforme si ha la formazione di cerniere plastiche prima al piano terra e successivamente ai piano superiori omogeneamente distribuite su tutta la pianta della struttura.

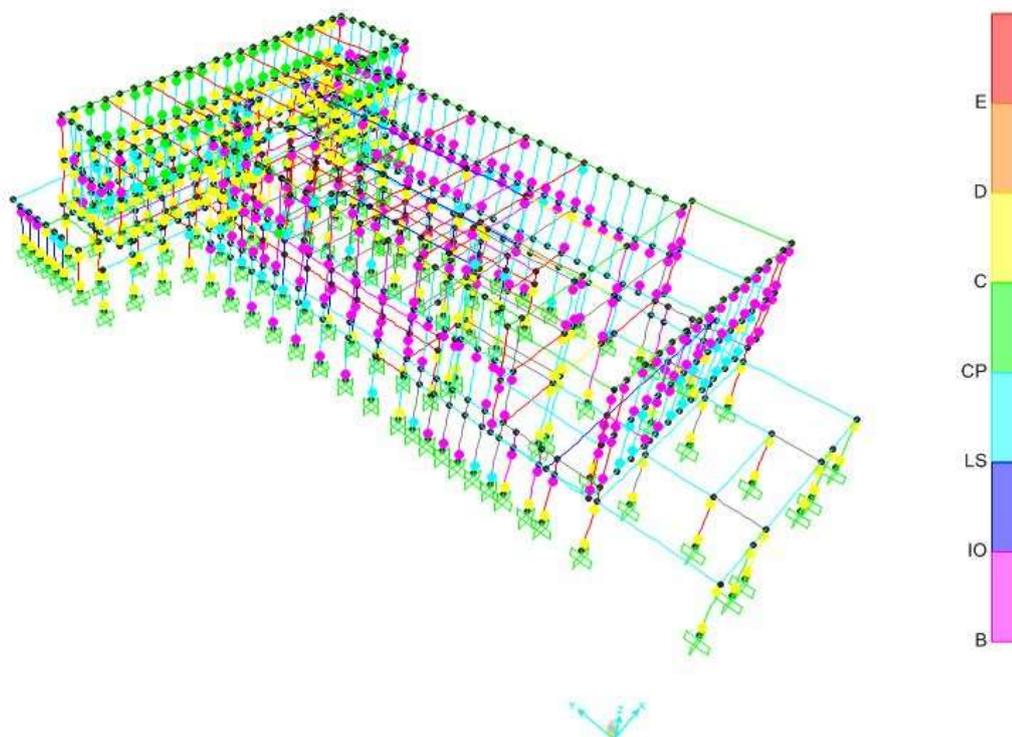


Figura 4.19: Pushover Mode Shape, Direzione X (+), allo step 32

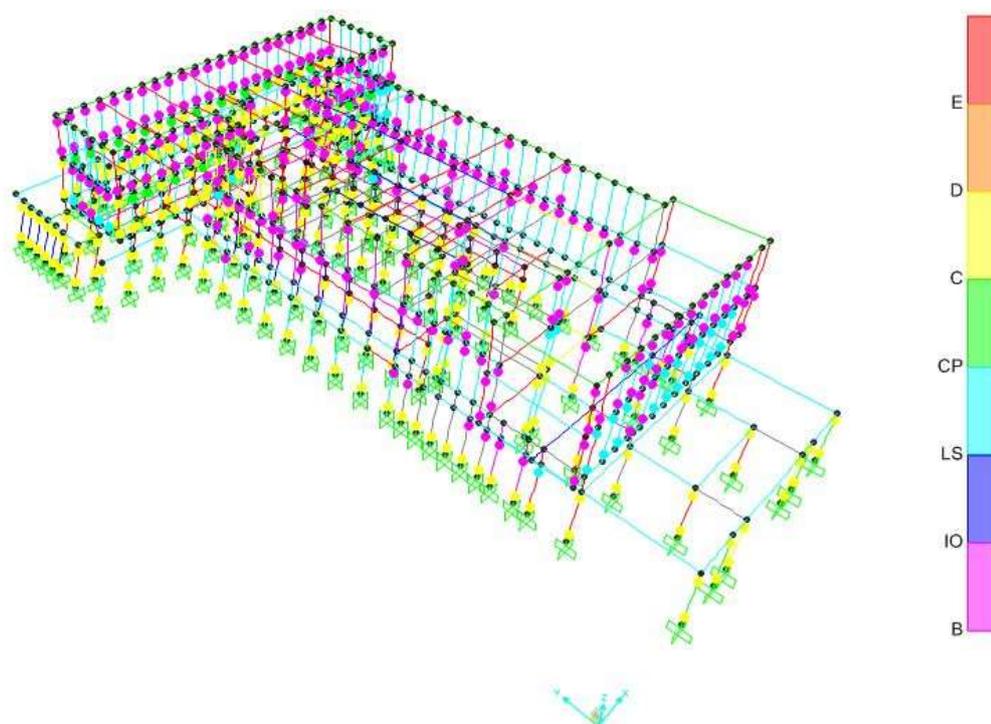


Figura 4.20: Pushover Uniform Shape, Direzione X(+), allo step 32

Trascurando inizialmente la possibilità di una rottura fragile per taglio delle colonne, a cui si rimanda al successivo capitolo, è possibile applicare il metodo N2 descritto al paragrafo §4.1.2.1.3 della presente tesi in entrambe le direzioni e valutare la richiesta di prestazione sismica per la verifica della struttura.

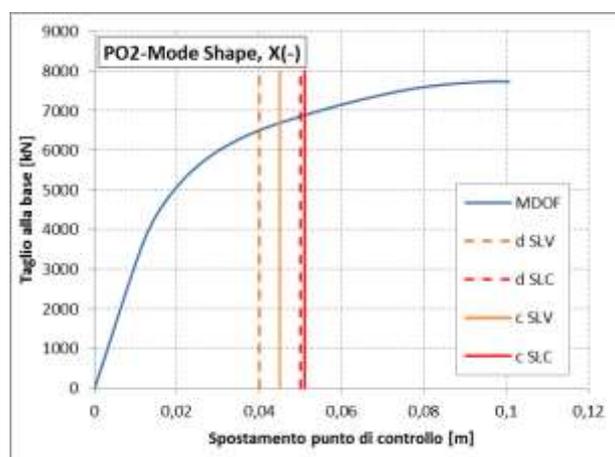
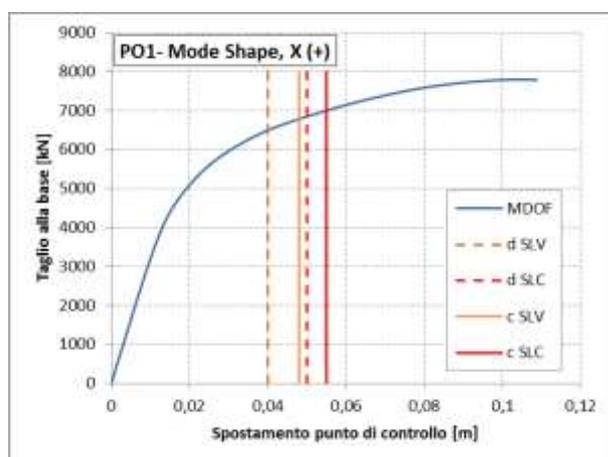
La verifica si ritiene soddisfatta se è verificata la seguente disuguaglianza:

$$\text{Capacità} \geq \text{Domanda}$$

Per la determinazione della domanda e della capacità in spostamento sono stati utilizzati dei fogli elettronici messi a disposizione dalla *Computers and Structures* che elaborano in automatico le tabelle di output del programma di calcolo restituendo la capacità della struttura in spostamento per ogni stato limite considerato e la domanda in spostamento richiesta in relazione agli spettri di risposta definiti.

Di seguito si riportano le curve di capacità ottenute per ogni pushover effettuata in ipotesi di solaio rigido e solaio deformabile e il risultato delle verifiche in spostamento.

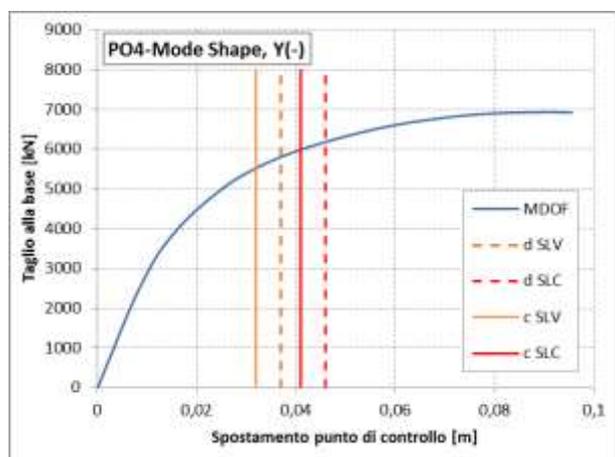
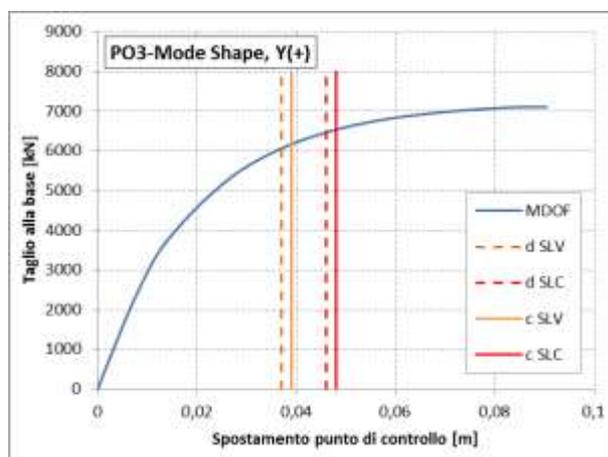
4.2.5.1 Ipotesi di solaio rigido



PO1-Mode Shape, X(+)				
	DOMANDA	CAPACITA'		VERIFICA
	d (m)	d (m)	V (kN)	$C \geq D$
SLV	0,040	0,048	6785,73	VERO
SLC	0,050	0,055	7008,61	VERO

PO2-Mode Shape, X(-)				
	DOMANDA	CAPACITA'		VERIFICA
	d (m)	d (m)	V (kN)	$C \geq D$
SLV	0,040	0,045	6683,58	VERO
SLC	0,050	0,051	6892,69	VERO

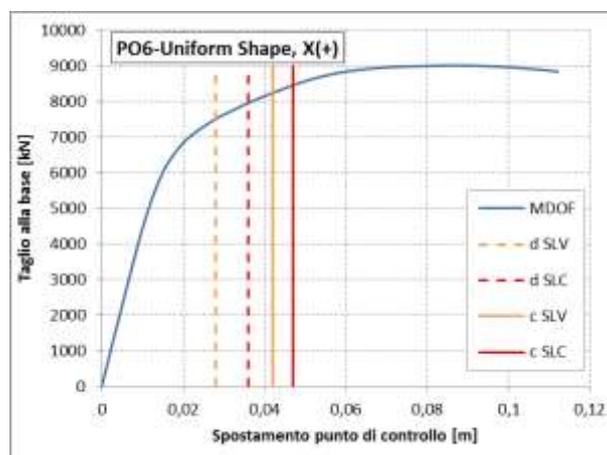
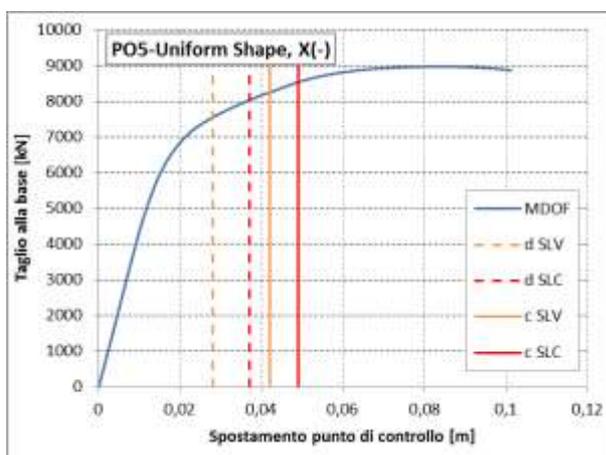
Figura 4.21: Curve di pushover in direzione X, distribuzione di forze triangolare



PO3-Mode Shape, Y(+)				
	DOMANDA	CAPACITA'		VERIFICA
	d (m)	d (m)	V (kN)	$C \geq D$
SLV	0,037	0,039	6189,36	VERO
SLC	0,046	0,048	6528,21	VERO

PO4-Mode Shape, Y(-)				
	DOMANDA	CAPACITA'		VERIFICA
	d (m)	d (m)	V (kN)	$C \geq D$
SLV	0,037	0,032	5511,51	FALSO
SLC	0,046	0,041	5984,93	FALSO

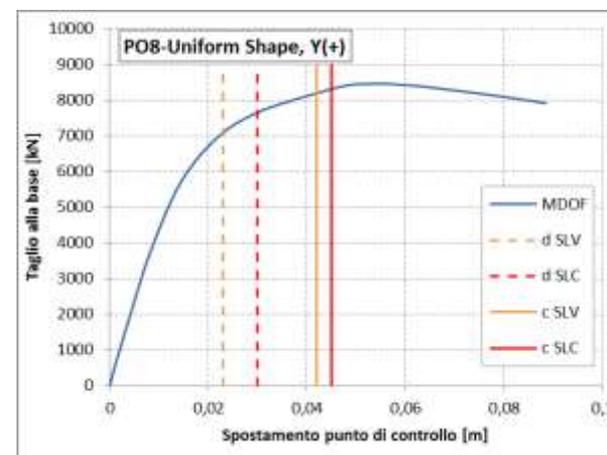
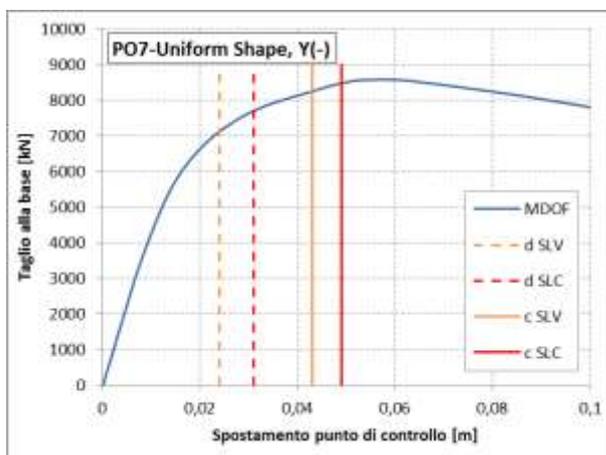
Figura 4.22: Curve di pushover in direzione Y, distribuzione di forze triangolare



PO5-Uniform Shape, X(-)				
	DOMANDA	CAPACITA'		VERIFICA
	d (m)	d (m)	V (kN)	$C \geq D$
SLV	0,028	0,042	8255,4	VERO
SLC	0,037	0,049	8549,14	VERO

PO6-Uniform Shape, X(+)				
	DOMANDA	CAPACITA'		VERIFICA
	d (m)	d (m)	V (kN)	$C \geq D$
SLV	0,028	0,042	8241,9	VERO
SLC	0,036	0,047	8458,09	VERO

Figura 4.23: Curve di pushover in direzione X, distribuzione di forze uniforme

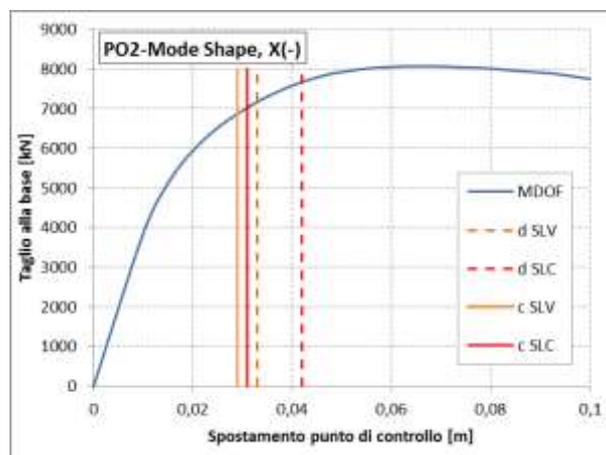
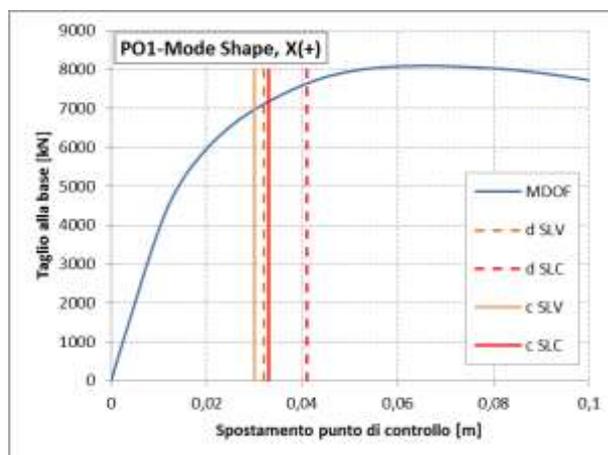


PO7-Uniform Shape, Y(-)				
	DOMANDA	CAPACITA'		VERIFICA
	d (m)	d (m)	V (kN)	$C \geq D$
SLV	0,024	0,043	8241,19	VERO
SLC	0,031	0,049	8469,32	VERO

PO8-Uniform Shape, Y(+)				
	DOMANDA	CAPACITA'		VERIFICA
	d (m)	d (m)	V (kN)	$C \geq D$
SLV	0,023	0,042	8214,15	VERO
SLC	0,03	0,045	8324,69	VERO

Figura 4.24: Curve di pushover in direzione Y, distribuzione di forze uniforme

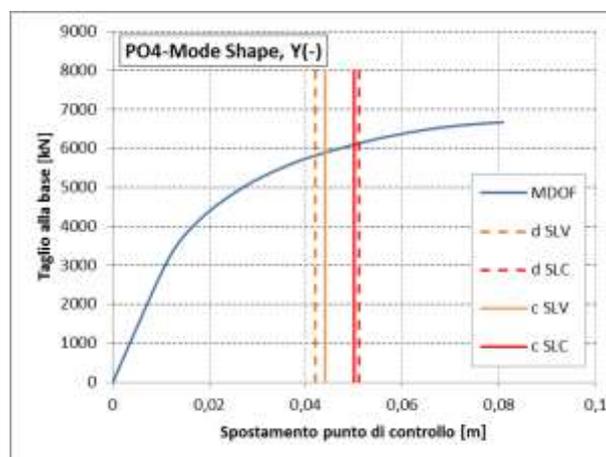
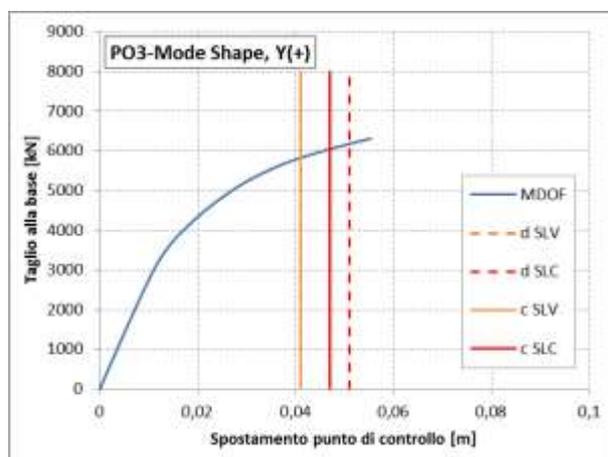
4.2.5.2 Ipotesi di solaio deformabile



PO1-Mode Shape, X(+)				
	DOMANDA	CAPACITA'		VERIFICA
	d (m)	d (m)	V (kN)	$C \geq D$
SLV	0,032	0,030	6950,25	FALSO
SLC	0,041	0,033	7158,15	FALSO

PO2-Mode Shape, X(-)				
	DOMANDA	CAPACITA'		VERIFICA
	d (m)	d (m)	V (kN)	$C \geq D$
SLV	0,033	0,029	6834,1	FALSO
SLC	0,042	0,031	7048,22	FALSO

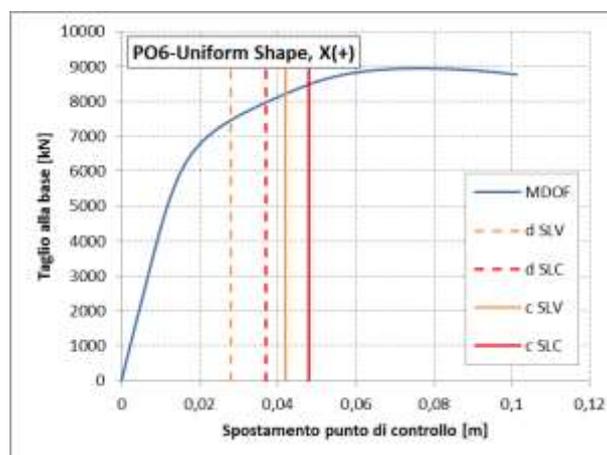
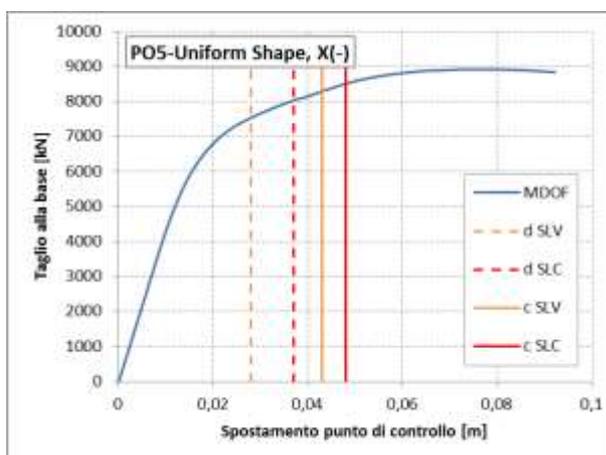
Figura 4.25: Curve di pushover in direzione X, distribuzione di forze triangolare



PO3-Mode Shape, Y(+)				
	DOMANDA	CAPACITA'		VERIFICA
	d (m)	d (m)	V (kN)	$C \geq D$
SLV	0,041	0,041	5844,1	VERO
SLC	0,051	0,047	6057,14	FALSO

PO4-Mode Shape, Y(-)				
	DOMANDA	CAPACITA'		VERIFICA
	d (m)	d (m)	V (kN)	$C \geq D$
SLV	0,042	0,044	5888,28	VERO
SLC	0,051	0,050	6087,58	FALSO

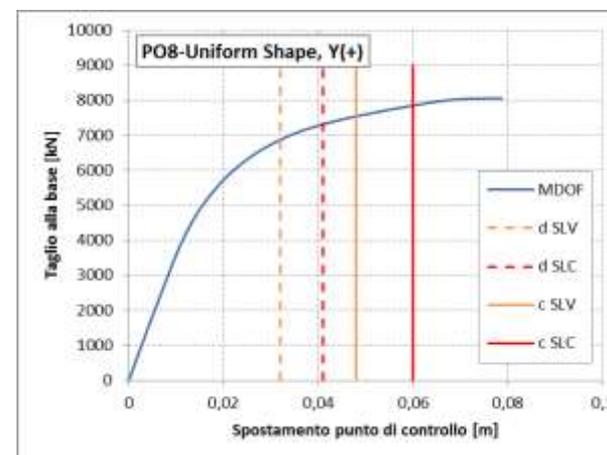
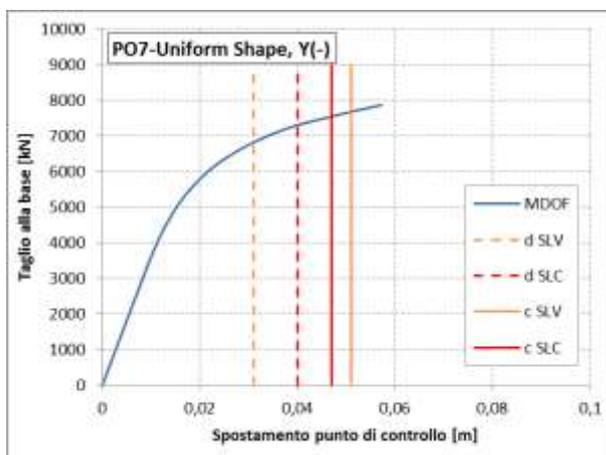
Figura 4.26: Curve di pushover in direzione Y, distribuzione di forze triangolare



PO5-Uniform Shape, X(-)				
	DOMANDA	CAPACITA'		VERIFICA
	d (m)	d (m)	V (kN)	$C \geq D$
SLV	0,028	0,043	8271,61	VERO
SLC	0,037	0,048	8499,19	VERO

PO6-Uniform Shape, X(+)				
	DOMANDA	CAPACITA'		VERIFICA
	d (m)	d (m)	V (kN)	$C \geq D$
SLV	0,028	0,042	8236,29	VERO
SLC	0,037	0,048	8504,07	VERO

Figura 4.27: Curve di pushover in direzione X, distribuzione di forze uniforme



PO7-Uniform Shape, Y(-)				
	DOMANDA	CAPACITA'		VERIFICA
	d (m)	d (m)	V (kN)	$C \geq D$
SLV	0,031	0,051	7678,77	VERO
SLC	0,04	0,047	7868,00	VERO

PO8-Uniform Shape, Y(+)				
	DOMANDA	CAPACITA'		VERIFICA
	d (m)	d (m)	V (kN)	$C \geq D$
SLV	0,032	0,048	7552,94	VERO
SLC	0,041	0,06	7848,9	VERO

Figura 4.28: Curve di pushover in direzione Y, distribuzione di forze uniforme

4.2.5.3 Osservazioni

Influenza della rigidità del solaio sulle curve di capacità:

Si riportano di seguito un confronto eseguito tra le curve di capacità in due direzioni nel caso di modellazione rigida del solaio e nel caso di modellazione deformabile.

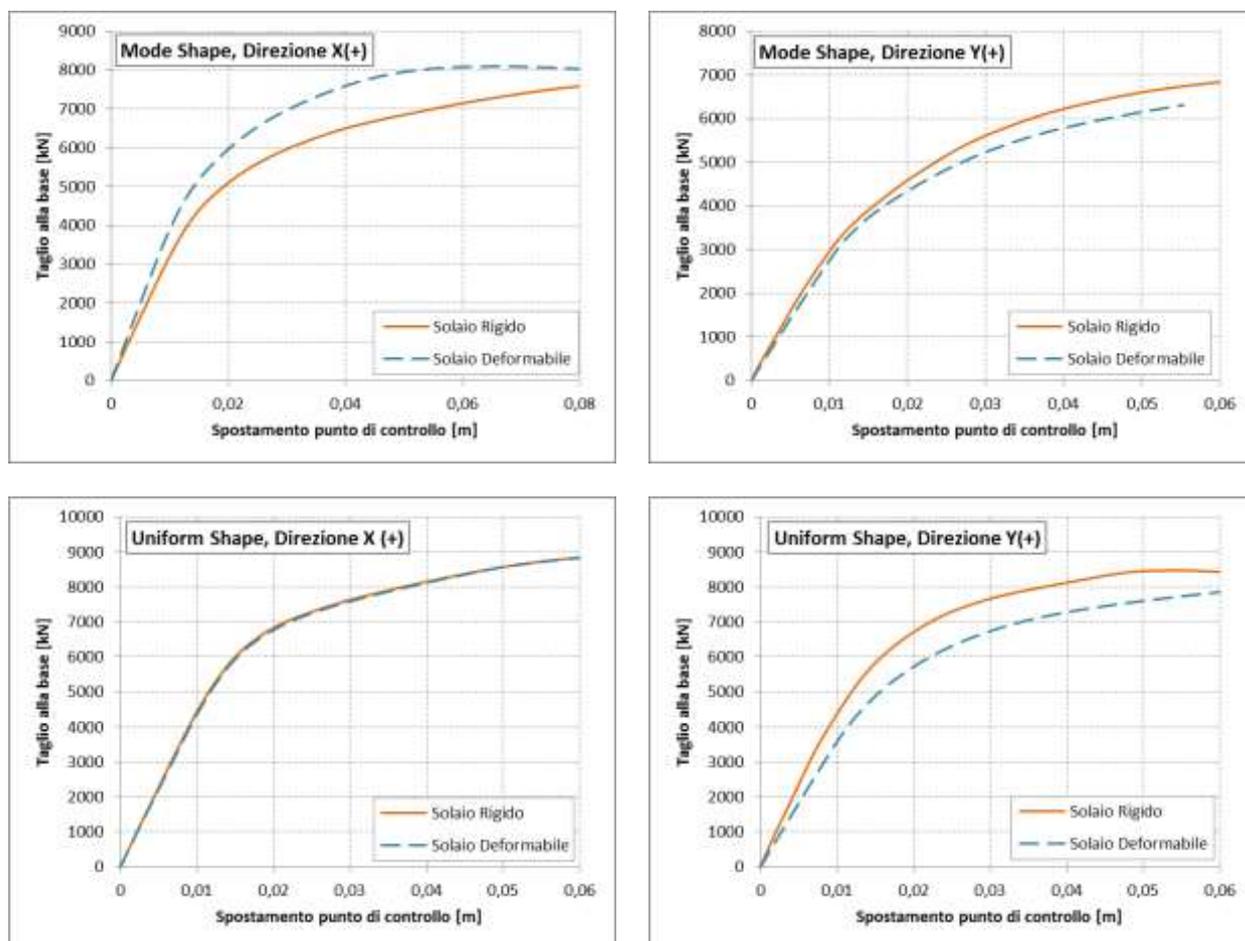


Figura 4.29 : Curve di capacità in direzione X e in direzione Y per diverse distribuzioni di forze e diversi tipi di modellazione del solaio adottati

Si nota come nel caso di distribuzione triangolare di forze la struttura sia sensibile alla rigidità del solaio in entrambe le direzioni seppur in modo opposto.

Nel caso di distribuzione uniforme di forze, il modello della struttura è poco sensibile alla rigidità del solaio in direzione X, mentre lo è maggiormente in direzione Y.

Questo comporta un minor numero di pushover verificate nel caso di solaio deformabile dovuto ad una diminuzione della capacità in spostamento della struttura sia allo SLV che allo SLC per le pushover con distribuzione di forze del 1 gruppo, pur rimanendo pressoché invariato il taglio alla base come si vede nei grafici sottostanti.

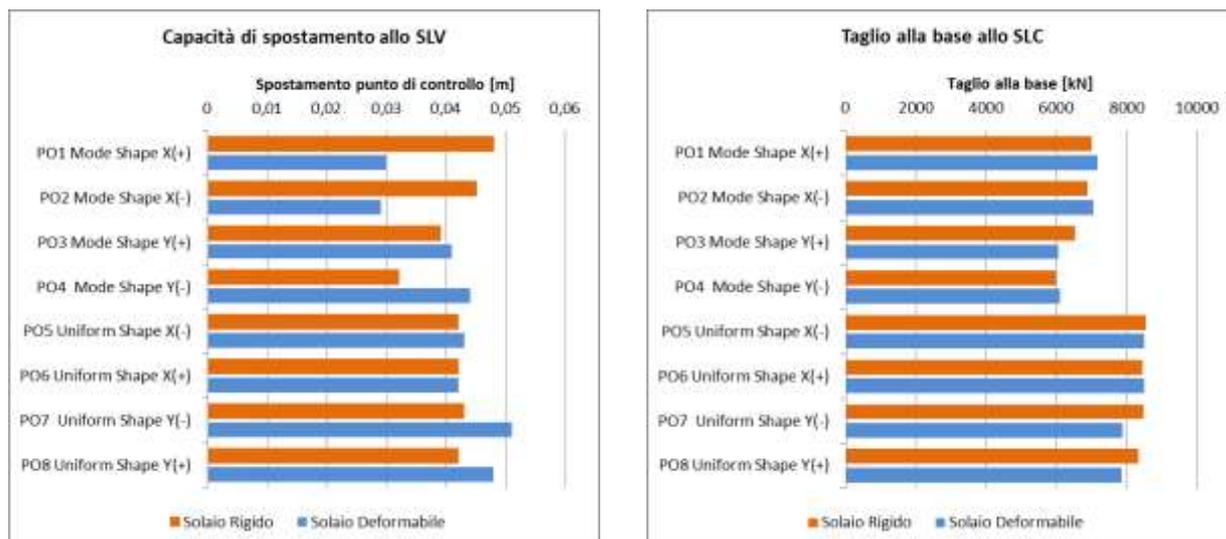


Figura 4.30: Grafici di confronto tra ipotesi di solaio rigido e ipotesi di solaio deformabile

4.3 Verifiche

Come definito al §8.7.2 delle NTC 2008, nelle costruzioni esistenti in cemento armato soggette ad azioni sismiche viene attivata la capacità di elementi e meccanismi resistenti che possono essere “duttili” o “fragili”.

I meccanismi “duttili” si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di deformazione. I meccanismi “fragili” si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di resistenza.

Le sollecitazioni indotte dall'azione sismica sugli elementi/meccanismi sia duttili che fragili, da utilizzare ai fini delle verifiche, sono quelle derivanti dall'analisi strutturale in cui si sono usati i valori medi delle proprietà dei materiali.

Per il calcolo delle capacità di elementi/meccanismi duttili o fragili si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute da prove in sito e da eventuali informazioni aggiuntive, divise per i fattori di confidenza.

Per il calcolo delle capacità di resistenza degli elementi fragili primari, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza.

Nel caso di analisi pushover con ramo degradante e stati limite che si verificano su questo, si considera inoltre:

- Nel caso di elementi duttili la domanda in termini di deformazione si calcola in questo modo:
 - Dall'analisi pushover del sistema a più gradi di libertà si ricava il taglio massimo alla base V_{bu}
 - Si individua lo spostamento d_{cu} corrispondente a tale taglio
 - Se lo spostamento d_{max} relativo a un dato Stato limite è minore di d_{cu} , il taglio negli elementi verrà calcolato in corrispondenza di d_{max}
 - Se $d_{max} > d_{cu}$, il taglio negli elementi verrà calcolato in corrispondenza di d_{cu} .

Le verifiche degli elementi, sia per meccanismi duttili che meccanismi fragili sono state effettuate per i soli pilastri del piano terra, poiché si ritiene che essendo i più sollecitati essi vadano in crisi per primi.

4.3.1 Verifiche meccanismi duttili

La capacità deformativa è definita con riferimento alla rotazione (“rotazione rispetto alla corda”) θ della sezione di estremità rispetto alla congiungente quest’ultima con la sezione di momento nullo a distanza pari alla luce di taglio $L_V = M/$. Tale rotazione è anche pari allo spostamento relativo delle due sezioni diviso la luce di taglio.

La verifica di rotazione alla corda è stata effettuata per i soli pilastri del piano terra e allo stato limite di Salvaguardia della Vita.

La capacità di rotazione totale rispetto alla corda a tale stato limite può essere assunta pari a 3/4 del valore ultimo θ_u valutato come nel paragrafo C8.A.6.1 della Circolare Ministeriale n 617 del 2009 mediante la seguente formula:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \right]^{0,225} \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha_{\rho_{sx}} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100\rho_d})$$

Dove

γ_{el} vale 1,5 per gli elementi primari ed 1 per gli elementi secondari

L_V è la luce di taglio

h è l’altezza della sezione

$v = N/(A_c f_c)$ è lo sforzo assiale normalizzato di compressione agente su tutta la sezione

$\omega = A_s f_y / (A_c f_c)$ e $\omega' = A'_s f_y / (A_c f_c)$ percentuali meccaniche di armatura longitudinale in trazione e in compressione rispettivamente

f_c, f_y e f_{yw} sono la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell’acciaio, longitudinale e trasversale ottenute come media delle prove eseguite in sito, eventualmente corrette sulla base di fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al livello di conoscenza raggiunto

$\rho_{sx} = A_{sx} / b_w s_h$ la percentuale di armatura trasversale con s_h interasse delle staffe nella zona critica

ρ_d è la percentuale di eventuali armature diagonali in ciascuna direzione

α è un fattore di efficienza del confinamento dato da:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_0}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_0b_0}\right)$$

b_0 e h_0 dimensioni del nucleo confinato, b_i distanze delle barre longitudinali trattenute da tiranti o staffe presenti sul perimetro.

Negli elementi non dotati di adeguati dettagli di tipo antisismico, ossia con percentuali di armatura trasversale e longitudinale diverse dalle indicazioni riportate per la progettazione, il valore della rotazione ultima deve essere moltiplicata per 0,85.

Inoltre il fattore di efficienza del confinamento α è definito nell'ipotesi che le staffe presenti nell'elemento abbiano ancoraggi idonei ad evitare l'apertura delle stesse, ad esempio se presentano una chiusura con ganci a 135°. Se queste condizioni non sono verificate è opportuno assumere $\alpha = 0$.

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).

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

Alla luce di quanto sopra esposto, al fine delle verifiche è stato assunto:

- Per il calcestruzzo una resistenza a compressione pari a

$$f_c = \frac{f_{cm}}{FC} = \frac{24,8}{1,35} = 18,37 \text{ MPa}$$

- Per l'acciaio una resistenza allo snervamento pari a

$$f_y = \frac{f_{ym}}{FC} = \frac{369,9}{1,35} = 274,00 \text{ MPa}$$

Le verifiche sono state effettuate solamente su i pilastri del piano terra per un totale di 141 pilastri. Essi sono risultati tutti verificati per ogni pushover effettuata sia in ipotesi di solaio rigido che in ipotesi di solaio deformabile.

4.3.2 Verifiche meccanismi fragili

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.

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di armatura a taglio, deve essere valutata sulla base di un'adeguata schematizzazione a traliccio come descritto nel §4.1.2.1.3.2 delle NTC 2008. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i minimi seguenti:

$$1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5$$

La verifica di resistenza SLU si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

Dove V_{Ed} è il valore dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{cotg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c f'_{cd} (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

La resistenza a taglio è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$$

Dove

d è l'altezza utile della sezione

b_w è la larghezza minima della sezione in mm

- A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale
- s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive
- α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
- f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima pari a $0,5 f_{cd}$
- α_c è un coefficiente maggiorativo pari a
- | | |
|-------------------------------|--|
| 1 | per membrature non compresse |
| $1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ | per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$ |
| 1,25 | per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$ |
| $2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ | per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$ |
- Con $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A$ tensione media di compressione nella sezione

La resistenza a taglio di elementi sprovvisti di armature trasversali può essere valutata come

$$V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_C + 0,15 \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

Al fine delle verifiche è stato assunto:

- Per il calcestruzzo una resistenza a compressione pari a

$$f_c = \frac{f_{cm}}{\gamma_C \cdot FC} = \frac{24,8}{1,5 \cdot 1,35} = 12,25 \text{ MPa}$$

- Per l'acciaio una resistenza allo snervamento pari a

$$f_y = \frac{f_{ym}}{\gamma_S \cdot FC} = \frac{369,9}{1,15 \cdot 1,35} = 238,26 \text{ MPa}$$

Considerando $\cotg\theta = 1$ si riportano di seguito i risultati delle verifiche a taglio allo SLV effettuate per i soli pilastri del piano terra in ipotesi di solaio rigido e in ipotesi di solaio deformabile.

IPOTESI DI SOLAIO RIGIDO					
VERIFICA A TAGLIO PILASTRI TOZZI					
PO	N tot	Verificati		Non Verificati	
	n	n	%	n	%
PO1 Mode Shape X(+)	84	28	33	56	67
PO2 Mode Shape X(-)	84	31	37	53	63
PO3 Mode Shape Y(+)	84	13	15	71	85
PO4 Mode Shape Y(-)	84	13	15	71	85
PO5 Uniform Shape X(-)	84	30	36	54	64
PO6 Uniform Shape X(+)	84	29	35	55	65
PO7 Uniform Shape Y(-)	84	15	18	69	82
PO8 Uniform Shape Y(+)	84	13	15	71	85

IPOTESI DI SOLAIO RIGIDO					
VERIFICA A TAGLIO PILASTRI PIANO TERRA					
PO	N tot	Verificati		Non Verificati	
	n	n	%	n	%
PO1 Mode Shape X(+)	141	56	40	84	60
PO2 Mode Shape X(-)	141	56	40	85	60
PO3 Mode Shape Y(+)	141	47	33	94	67
PO4 Mode Shape Y(-)	141	52	37	89	63
PO5 Uniform Shape X(-)	141	48	34	93	66
PO6 Uniform Shape X(+)	141	46	33	95	67
PO7 Uniform Shape Y(-)	141	40	28	101	72
PO8 Uniform Shape Y(+)	141	41	29	100	71

Tabella 31: Risultati delle verifiche a taglio per ipotesi di solaio rigido

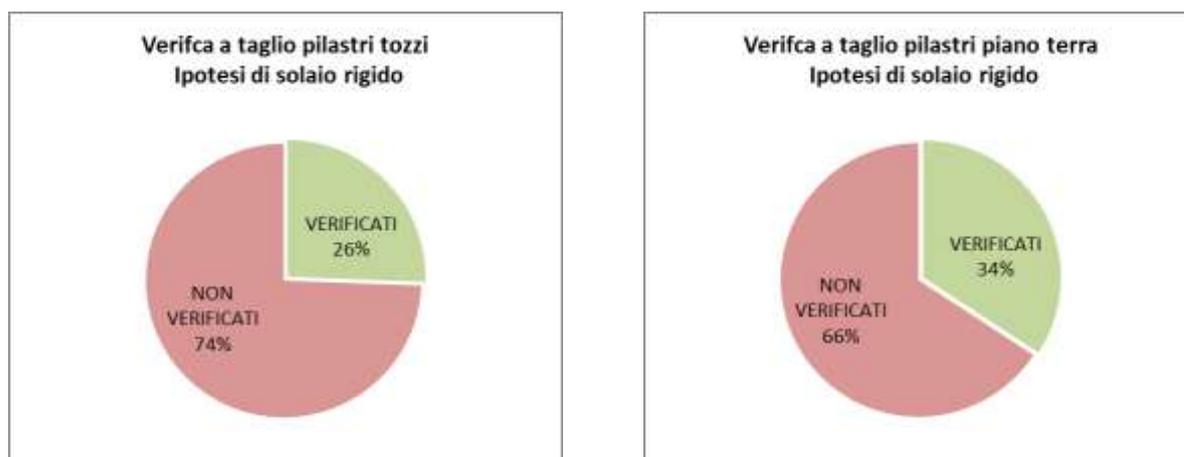


Figura 4.31: Media % di pilastri verificati e non verificati per ipotesi di solaio rigido

IPOTESI DI SOLAIO DEFORMABILE					
VERIFICA A TAGLIO PILASTRI TOZZI					
PO	N tot	Verificati		Non Verificati	
	n	n	%	n	%
PO1 Mode Shape X(+)	84	37	44	47	56
PO2 Mode Shape X(-)	84	36	43	48	57
PO3 Mode Shape Y(+)	84	14	17	70	83
PO4 Mode Shape Y(-)	84	19	23	65	77
PO5 Uniform Shape X(-)	84	31	37	53	63
PO6 Uniform Shape X(+)	84	29	35	55	65
PO7 Uniform Shape Y(-)	84	16	19	68	81
PO8 Uniform Shape Y(+)	84	19	23	65	77

IPOTESI DI SOLAIO DEFORMABILE					
VERIFICA A TAGLIO PILASTRI PIANO TERRA					
PO	N tot	Verificati		Non Verificati	
	n	n	%	n	%
PO1 Mode Shape X(+)	141	69	49	72	51
PO2 Mode Shape X(-)	141	63	45	78	55
PO3 Mode Shape Y(+)	141	56	40	85	60
PO4 Mode Shape Y(-)	141	56	40	85	60
PO5 Uniform Shape X(-)	141	50	35	91	65
PO6 Uniform Shape X(+)	141	48	34	93	66
PO7 Uniform Shape Y(-)	141	44	31	97	69
PO8 Uniform Shape Y(+)	141	40	28	101	72

Tabella 32: Risultati delle verifiche a taglio per ipotesi di solaio deformabile

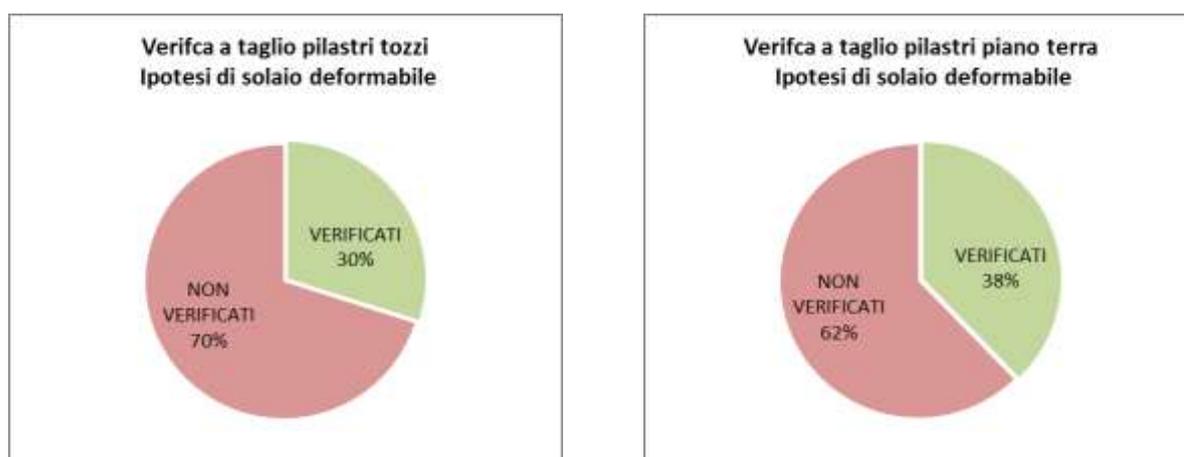


Figura 4.32: Media % di pilastri verificati e non verificati per ipotesi di solaio deformabile

In entrambi i casi, sia per i pilastri tozzi che per i pilastri del piano terra, si nota un aumento della % di pilastri verificati per il caso di solaio deformabile.

4.3.3 Osservazioni

Dalle verifiche a taglio dei pilastri si nota come il collasso della struttura avvenga per livelli di spostamento molto bassi. La crisi della struttura si manifesta inizialmente con la rottura dei pilastri tozzi (creazione del piano soffice) e successivamente con la rottura dei pilastri del piano terra.

Di seguito si riporta la curva di capacità in direzione X ottenuta dall'analisi non lineare con ipotesi di solaio rigido, su cui viene evidenziata la rottura dei pilastri all'aumentare dello spostamento.

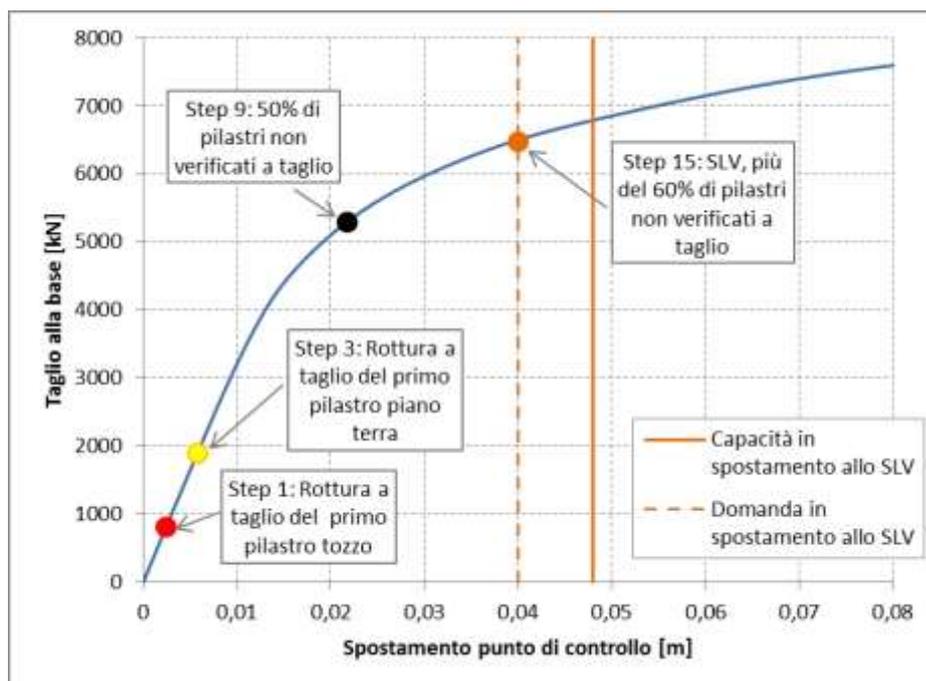


Figura 4.33: Curva di Capacità in direzione X(+) per distribuzione di carico triangolare e ipotesi di solaio rigido

La rottura a taglio dei primi pilastri tozzi avviene già al primo step di carico dove si ha il 4% di pilastri non verificati per uno spostamento di 24 mm e un taglio alla base di 810 kN.

La rottura a taglio del primo pilastro del piano terra avviene invece allo step di carico numero 3 a cui corrisponde uno spostamento del punto di controllo di 57 mm e un taglio alla base di 1885 kN.

Allo step di carico numero 9, per uno spostamento di 217 mm e un taglio alla base di 5294 kN si nota che il 50% dei pilastri del piano terra non risultano verificati. Quindi la capacità della struttura è ben inferiore a quella determinata allo SLV ottenuta non considerando i meccanismi fragili.

Da queste considerazioni viene inoltre messo in luce con quale ordine le colonne vanno in crisi a fronte di un'azione sismica, infatti si nota che i primi pilastri tozzi a rompersi per taglio sono quelli facenti parte dei due telai più esterni alla struttura di dimensioni 40x40 cm.

Nelle immagini sottostanti sono stati evidenziati tali elementi: i pilastri dal numero 19 al 29 facenti parte del telaio esterno a nord della struttura, e i pilastri dal numero 121 al 124 facenti parti del telaio esterno a sud della struttura.



Figura 4.34: Prospetto Nord del padiglione B con evidenziati i pilastri tozzi sollecitati maggiormente a taglio

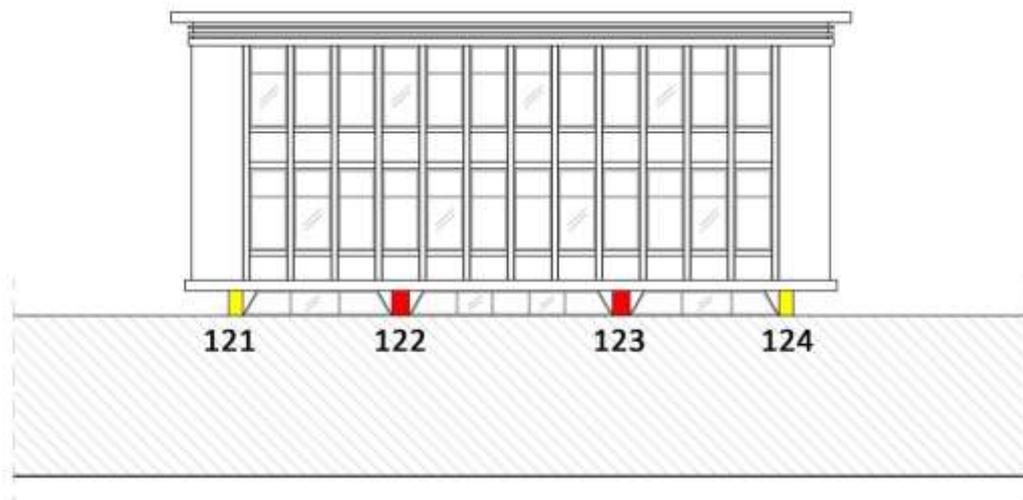


Figura 4.35: Prospetto Sud del padiglione B con evidenziati i pilastri tozzi sollecitati maggiormente a taglio

Queste informazioni possono essere utili per pianificare interventi di tipo locale atti ad aumentare la resistenza a taglio di tali elementi.

Da queste osservazioni si evince che il comportamento globale della struttura può essere assimilato ad uno elastico-fragile senza la possibilità che possano essere esplicate le risorse anelastiche della struttura. La struttura non è in grado di far fronte al terremoto di progetto per lo stato limite si salvaguardia della vita.

Nell'ipotesi di intervento locale sulle colonne, in modo da aumentarne la resistenza a taglio fino a valori tali da assicurare la formazione di eventuali cerniere plastiche, la struttura esibisce un comportamento più duttile in entrambe le direzioni, dimostrato dalle verifiche di rotazione alla corda soddisfatte.

5 STUDIO PARAMETRICO SULLA VARIABILITA' DEL MATERIALE CALCESTRUZZO

Una caratteristica tipica degli edifici in c.a. costruiti negli anni '60 e '70 è la grande dispersione delle resistenze cilindriche a compressione del calcestruzzo, data dal ridotto livello di automazione che all'epoca consentiva di gettare i pilastri con scarsa produttività (poche colonne al giorno). Il conglomerato cementizio era infatti prodotto direttamente in situ e risentiva delle variabili condizioni ambientali, oltre che delle diverse maestranze non propriamente formate sull'ideale mix design del calcestruzzo strutturale. La vibratura manuale con un non perfetto riempimento dei casseri risulta un ulteriore fattore di dispersione dei risultati.

In questo capitolo si vuole studiare la sensibilità della struttura al variare della distribuzione delle resistenze dei materiali negli elementi che la compongono.

A tal fine si sono analizzati i risultati delle prove distruttive effettuate sull'edificio A del plesso scolastico, ne è stata calcolata la media e lo scarto quadratico medio in modo da determinare una resistenza superiore ed una resistenza inferiore.

5.1 Caratterizzazione meccanica dei materiali

La caratterizzazione dei materiali da costruzione è necessaria per acquisire una sufficiente conoscenza preliminare di strutture esistenti da sottoporre ad analisi strutturali di dettaglio. Se si considera il calcestruzzo la resistenza a compressione è il parametro necessario alla sua classificazione, mentre altri parametri servono per una migliore conoscenza del materiale come ad esempio la determinazione della profondità di carbonatazione.

Nella determinazione delle caratteristiche meccaniche si deve tener conto di due circostanze:

- per la disomogeneità dei materiali le misure sperimentali dei diversi parametri sono destinate ad essere disperse e differenti nelle diverse parti della struttura;
- il significato meccanico che l'Ingegneria Strutturale attribuisce ai parametri meccanici, ovvero il significato non di valori puntuali ma di valori medi.

La caratterizzazione dei materiali si accompagna sempre alla necessità di non danneggiare, o di danneggiare in misura limitata e facilmente riparabile, le strutture oggetto delle indagini. Questo ha condotto alla differenziazione di diversi tipi di prove: *Semidistruttive* e *Non Distruttive*.

Prove Non Distruttive

Con il termine Prove Non Distruttive viene indicato il complesso di esami, prove e rilievi che non alterano il materiale e non richiedono la distruzione o l'asportazione di campioni dalla struttura.

Con questo tipo di prove si stimano la resistenza dei materiali in modo indiretto, misurando grandezze elastiche (il modulo elastico nel caso delle prove ultrasoniche) o misurando la durezza superficiale dei materiali (sclerometro).

Lo *Sclerometro* è uno strumento per prove NDT (*Non Destructive Test*) speditive su calcestruzzo, roccia e muratura che stima la resistenza a compressione del materiale a partire dalla sua durezza superficiale. Essa viene stimata sulla base del rimbalzo di una massa nota che colpisce la superficie del materiale con una predefinita energia. Quanto maggiore è il rimbalzo tanto minore è l'energia assorbita dalla superficie e tanto maggiore ne è la durezza a cui corrisponde una migliore qualità del materiale da cui si deduce poi, una resistenza maggiore.

La misura sclerometrica consiste in 12 misurazioni (battute) equispaziate su una maglia di 9 cm di lato, il risultato finale è la media dei 10 valori esclusi i due estremi.

Le curve di correlazione rimbalzo (detto anche *Indice Sclerometrico*) – resistenza a compressione del materiale sono non lineari con equazione del tipo:

$$R_c = aR^b$$

In cui a e b sono i coefficienti di taratura e R è l'indice di rimbalzo misurato dallo sclerometro. I risultati ottenuti devono poi essere moltiplicati per coefficienti correttivi per tenere conto dell'età del calcestruzzo e dell'umidità al momento della prova.

Prove Moderatamente Distruttive

Con il termine prove moderatamente distruttive viene indicato il complesso di esami, prove e rilievi che richiedono prelievi di piccole quantità di materiale oppure che realizzano prove a rottura localizzate in zone di estensione ridotta con l'obiettivo di ottenere stime affidabili delle proprietà dei materiali. Tali prove possono essere le prove di *pull out*, *pull off*, o i *carotaggi*.

Il carotaggio consiste nell'estrazione di campioni cilindrici dall'elemento strutturale mediante perforazione con un tubo dotato ad un'estremità di corona diamantata. L'operazione richiede il fissaggio alla struttura di una slitta su cui viene montata la carotatrice. Il raffreddamento del carotiere viene ottenuto con acqua, il che rende la carotatura una operazione piuttosto invasiva se realizzata in edifici in esercizio. Il numero di carotaggi deve essere, di norma, non inferiore a tre. Su

ciascuna carota saranno effettuate in laboratorio prove di compressione diretta (ed anche di altro tipo) per determinare la resistenza a compressione del materiale. Il cilindro da sottoporre a prova deve avere altezza pari a due volte il diametro. Il diametro delle carote è funzione della dimensione interna tipica d del materiale, per il calcestruzzo d è coincidente con il massimo diametro dell'inerte. L'esecuzione della prova di compressione sulla carota estratta viene preceduta dal taglio del campione prelevato e dalla rettifica delle basi, che devono essere piane e parallele. Problema tipico dei carotaggi è l'individuazione delle zone delle strutture in cui eseguire il prelievo.

5.1.1 Prove distruttive effettuate sul padiglione A

Come già specificato al paragrafo §2.2.3 della presente tesi, sul padiglione A dell'edificio I.T.C. Carrara sono state effettuate un totale di 13 carote su vari elementi. Di seguito si riportano i valori di resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo ricavato da tali prove.

Test	Localizzazione	f_c (N/mm ²)
Saggi 16/06/2015		
C1	Pilastro in falso lato stadio	15,5
C2	Setto scala lato cortile	41,1
C3	Pilastro scala Piano terra	20,7
Ulteriori saggi 09/02/2016		
C1		35,6
C2		17,3
C3		29,0
C4		25,4
C5		21,5
C6		34,1
C7		33,6
C8		8,9
C9		26,0
C10		14,2

Tabella 33: Valori di resistenza a compressione del calcestruzzo ottenuti da prove distruttive sull'edificio A – Padiglione via Gramsci

Si nota come i valori delle resistenze si discostino molto l'uno dall'altro, da una resistenza minima di 8,9 MPa ad una massima di 41,1 MPa.

5.2 Variabilità parametrica delle resistenze meccaniche

Dalle 13 carote effettuate sul corpo A è stata determinata una resistenza media a compressione del calcestruzzo pari a

$$f_m = 24,8 \text{ MPa}$$

Valutando lo scarto quadratico medio su tale popolazione di dati si ottiene:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_i - f_m)^2}{n}} = 9,58 \text{ MPa}$$

Si possono così definire una resistenza limite inferiore e una superiore pari a:

$$f_{c,min} = f_m - \sigma = 15,26 \text{ MPa}$$

$$f_{c,max} = f_m + \sigma = 34,42 \text{ MPa}$$

A cui corrispondono un modulo elastico inferiore e uno superiore pari a:

$$E_{c,min} = 22000 \left(\frac{f_{c,min}}{10} \right)^{0,3} = 24974 \text{ MPa}$$

$$E_{c,max} = 22000 \left(\frac{f_{c,max}}{10} \right)^{0,3} = 31876 \text{ MPa}$$

I valori così ricavati sono stati assegnati agli elementi principali della struttura, quali travi e pilastri, secondo due distribuzioni principali sia in ipotesi di solaio rigido, sia in ipotesi di solaio deformabile.

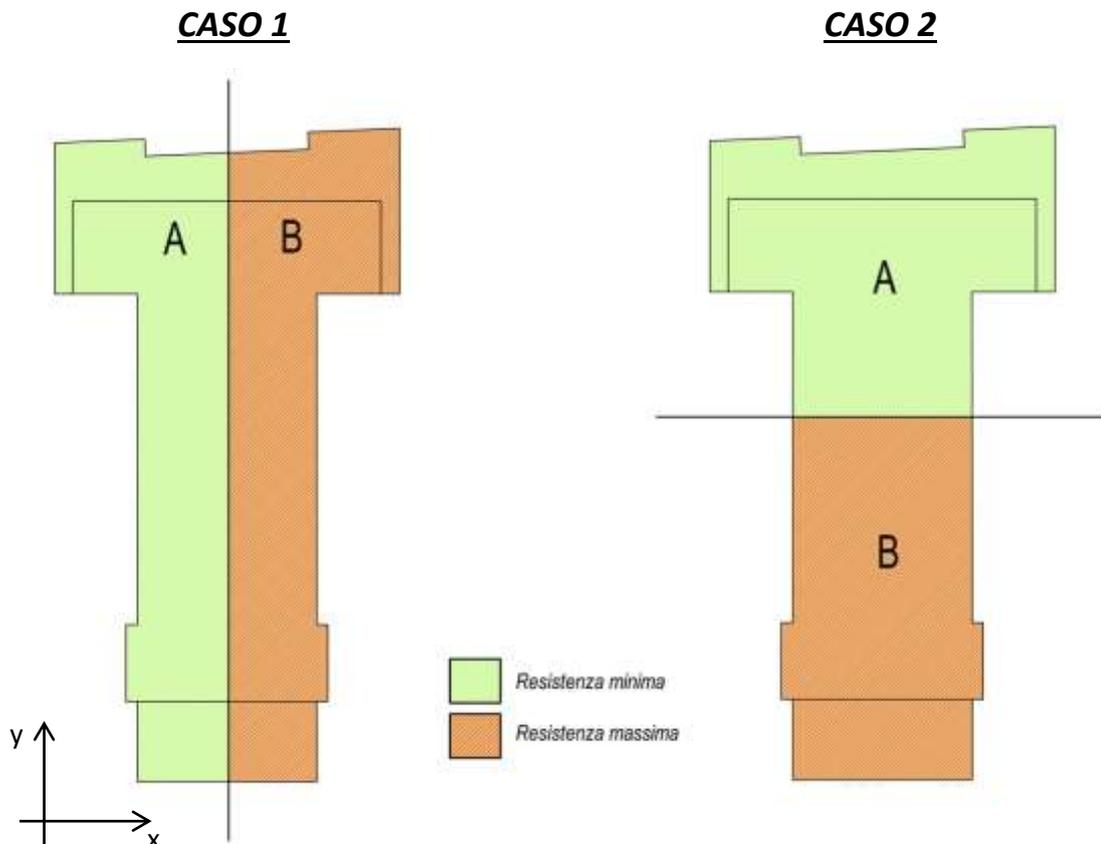


Figura 5.1: Distribuzioni delle resistenze meccaniche dei materiali nell'edificio secondo i due casi di studio: CASO 1 (a sinistra) estremizzazione baricentro delle resistenze in direzione X, CASO 2 (a destra) estremizzazione baricentro delle resistenze in direzione Y

Il primo caso di studio analizzato denominato come “CASO 1” (a sinistra) estremizza la posizione del baricentro delle resistenze in direzione X, mentre il secondo caso, denominato come “CASO 2” estremizza la posizione del baricentro delle resistenze in direzione Y.

Sono stati perciò realizzati altri 4 modelli per analisi statica non lineare (CASO 1 e CASO 2 in ipotesi di solaio rigido e in ipotesi di solaio deformabile) tramite il software SAP2000, seguendo le modalità di modellazione già descritte al capitolo 3 della presente tesi, implementando nel programma dei nuovi materiali con le caratteristiche meccaniche precedentemente definite.

È stata eseguita un’analisi statica non lineare analogamente a quanto effettuato per la determinazione della vulnerabilità sismica dell’edificio, da cui si sono ricavate le curve di capacità della struttura in direzione X e in direzione Y per ogni distribuzione di carico, triangolare e uniforme, e per ogni verso dell’azione sismica, positivo e negativo.

5.3 Risultati analisi pushover

Per valutare la richiesta di prestazione sismica per la verifica della struttura è stato applicato il metodo N2 descritto al paragrafo §4.1.2.1.3 della presente tesi in entrambe le direzioni

Anche in questo caso sono stati utilizzati dei fogli elettronici messi a disposizione dalla *Computers and Structures* che elaborano in automatico le tabelle di output del programma di calcolo restituendo la capacità della struttura in spostamento per ogni stato limite considerato e la domanda in spostamento richiesta in relazione agli spettri di risposta definiti.

Le curve di capacità ottenute per ogni pushover effettuata in ipotesi di solaio rigido e solaio deformabile e il risultato delle verifiche in spostamento sono riportate nel cd in allegato.

Confrontando le curve di capacità ottenute dalle analisi nelle due direzioni X e Y, nel caso di modellazione rigida del solaio e nel caso di modellazione deformabile si nota che nell’ipotesi di solaio rigido le curve tendono a sovrapporsi per entrambe le direzioni X e Y, mentre per l’ipotesi di solaio deformabile la struttura risulta sensibile alla variazione di materiale.

In particolare il CASO 2 si discosta maggiormente dal caso UNIFORME e dal CASO 1. Questo dimostra una maggiore sensibilità della struttura alla variazione del baricentro delle resistenze in direzione Y, che comporta una curva di capacità più rigida e un comportamento più resistente della struttura.

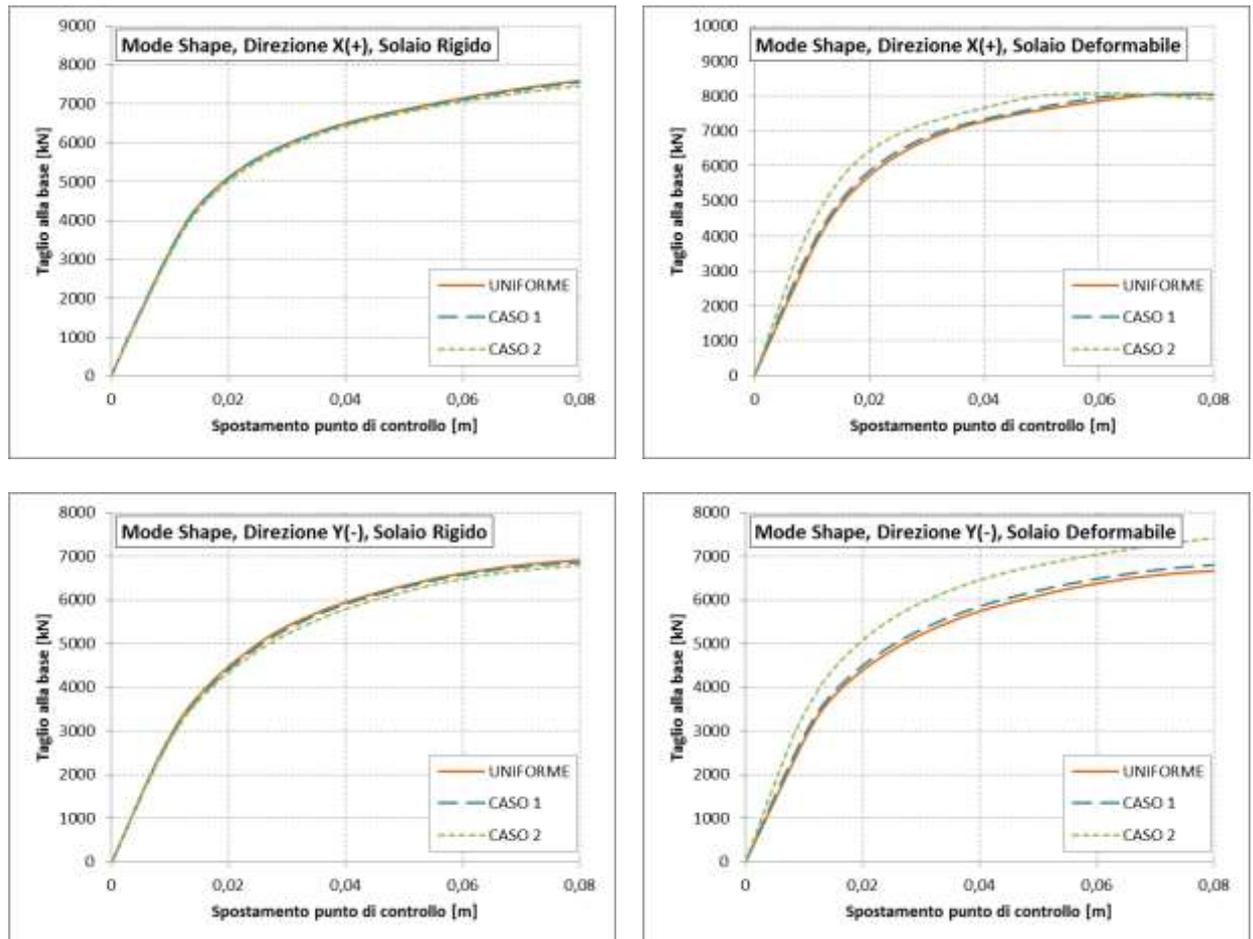


Figura 5.2: Curve di capacità in direzione X e in direzione Y per diverse distribuzioni di forze e diversi tipi di modellazione del solaio adottati

5.4 Verifiche meccanismi fragili

Come parametro di confronto tra i vari casi è stata scelta la verifica a pressoflessione deviata dei pilastri del piano terra. La scelta di un nuovo parametro di confronto di crisi fragile è dovuto al fatto che la resistenza a taglio dei pilastri è governata dal taglio-trazione e quindi non direttamente dipendente dalla resistenza a compressione del calcestruzzo. La verifica è stata effettuata valutando il momento resistente per ogni pilastro e confrontandolo con il momento sollecitante derivante dall'analisi e verificando che risulti:

$$\left(\frac{M_{x,Ed}}{M_{x,Rd}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}}\right)^{\alpha} \leq 1$$

Dove

$M_{x,Ed}$ e $M_{y,Ed}$ sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi x e y;

$M_{x,Rd}$ e $M_{y,Rd}$ sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti a N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi x e y.

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione e dei parametri

$$\nu = N_{Ed}/N_{Rcd}$$

$$\omega_t = A_t \cdot f_{yd}/N_{Rcd}$$

Con $N_{Rcd} = A_c \cdot f_{cd}$

Al fine di rendere meno laboriosa l'estrazione dei dati di calcolo dal programma e il calcolo dei momenti resistenti per ogni singolo pilastro, è stato considerato, ai fini delle verifiche a pressoflessione, lo sforzo normale agente sul singolo pilastro derivante dalla combinazione di carico sismica gravitazionale, ipotizzandolo quindi costante al variare dell'azione sismica. In questo modo le resistenze dei pilastri dipendono esclusivamente dai parametri meccanici dei materiali che li compongono. Di conseguenza il coefficiente α è stato cautelativamente assunto pari a 1.

Per le verifiche agli elementi fragili è stata assunta, in accordo al §8.7.2 delle NTC 2008:

- Per il calcestruzzo una resistenza a compressione pari a

$$f_{cd,min} = \frac{f_{c,min}}{\gamma_C \cdot FC} = \frac{15,26}{1,15 \cdot 1,35} = 7,54 \text{ MPa}$$

$$f_{cd,max} = \frac{f_{c,max}}{\gamma_C \cdot FC} = \frac{34,42}{1,15 \cdot 1,35} = 17,00 \text{ MPa}$$

- Per l'acciaio una resistenza allo snervamento pari a

$$f_{yd} = \frac{f_{ym}}{\gamma_S \cdot FC} = \frac{369,9}{1,5 \cdot 1,35} = 238,26 \text{ MPa}$$

Di seguito sono riportate le tabelle contenenti la % di pilastri del piano terra che risultano verificati e non verificati per ogni analisi pushover eseguita e per ogni caso di studio effettuato:

- Materiali uniformemente distribuiti
- Distribuzione materiali CASO 1
- Distribuzioni materiali CASO 2

In ipotesi di solaio rigido e in ipotesi di solaio deformabile.

5.4.1 Ipotesi di solaio rigido

IPOTESI DI SOLAIO RIGIDO				
VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE DEVIATA				
PO	CASO	UNIF.	CASO 1	CASO 2
		%	%	%
PO1 Mode Shape X(+)	VERIFICATI	43	42	44
	NON VERIFICATI	57	58	56
PO2 Mode Shape X(-)	VERIFICATI	51	47	50
	NON VERIFICATI	49	53	50
PO3 Mode Shape Y(+)	VERIFICATI	54	54	57
	NON VERIFICATI	46	46	43
PO4 Mode Shape Y(-)	VERIFICATI	56	53	53
	NON VERIFICATI	44	47	47
PO5 Uniform Shape X(-)	VERIFICATI	49	51	46
	NON VERIFICATI	51	49	54
PO6 Uniform Shape X(+)	VERIFICATI	44	41	40
	NON VERIFICATI	56	59	60
PO7 Uniform Shape Y(-)	VERIFICATI	45	40	43
	NON VERIFICATI	55	60	57
PO8 Uniform Shape Y(+)	VERIFICATI	59	41	42
	NON VERIFICATI	41	59	58

Figura 5.3: Risultati delle verifiche a pressoflessione per i pilastri del piano terra, in ipotesi di solaio rigido

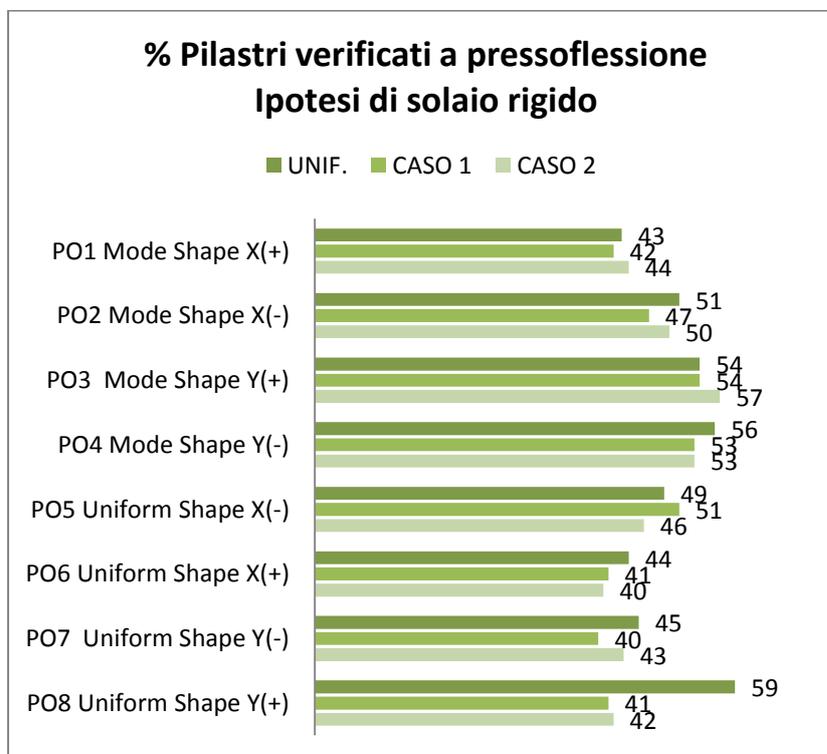


Figura 5.4: Confronti tra i diversi casi di studio in ipotesi di solaio rigido

5.4.2 Ipotesi di solaio deformabile

IPOTESI DI SOLAIO DEFORMABILE				
VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE DEVIATA				
PO	CASO	UNIF.	CASO 1	CASO 2
		%	%	%
PO1 Mode Shape X(+)	VERIFICATI	60	44	57
	NON VERIFICATI	40	56	43
PO2 Mode Shape X(-)	VERIFICATI	63	56	60
	NON VERIFICATI	37	44	40
PO3 Mode Shape Y(+)	VERIFICATI	46	46	50
	NON VERIFICATI	54	54	50
PO4 Mode Shape Y(-)	VERIFICATI	53	50	52
	NON VERIFICATI	47	50	48
PO5 Uniform Shape X(-)	VERIFICATI	48	52	52
	NON VERIFICATI	52	48	48
PO6 Uniform Shape X(+)	VERIFICATI	42	41	48
	NON VERIFICATI	58	59	52
PO7 Uniform Shape Y(-)	VERIFICATI	43	45	50
	NON VERIFICATI	57	55	50
PO8 Uniform Shape Y(+)	VERIFICATI	39	39	64
	NON VERIFICATI	61	61	36

Figura 5.5: Risultati delle verifiche a pressoflessione per i pilastri del piano terra, in ipotesi di solaio deformabile

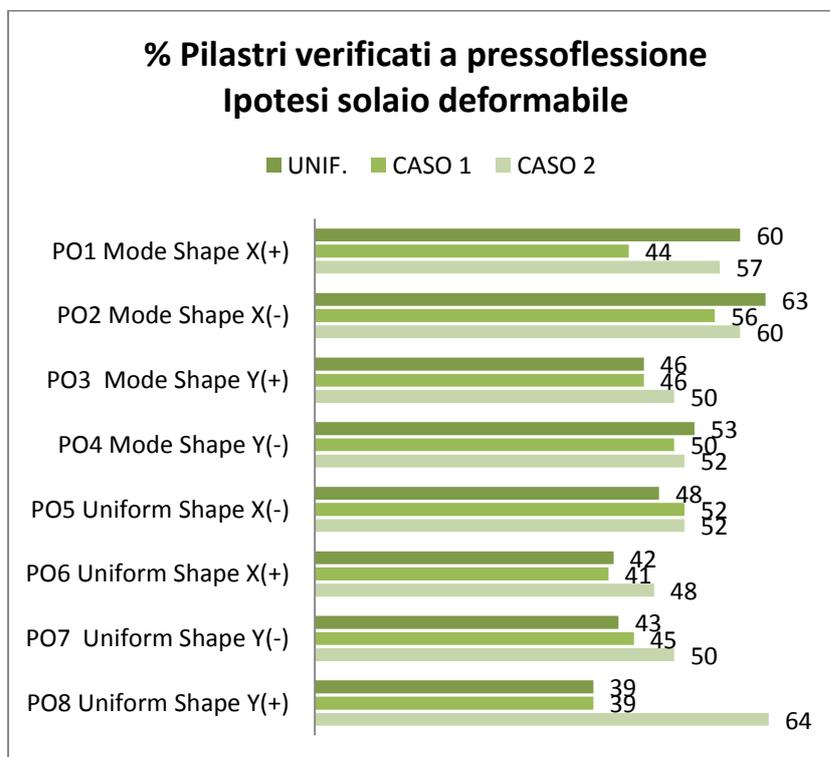


Figura 5.6: Confronti tra i diversi casi di studio in ipotesi di solaio deformabile

5.5 Osservazioni

I risultati delle verifiche effettuati su i pilastri del piano terra per ogni caso di studio ipotizzato confermano il fatto che nell'ipotesi di solaio rigido la struttura risulta poco sensibile alla variazione della resistenza del materiale. Ciò è dimostrato ulteriormente dal fatto che il numero di elementi verificati a pressoflessione non cambia significativamente al variare della resistenza a compressione del calcestruzzo.

Nell'ipotesi di solaio deformabile si hanno invece significative differenze. Rispetto al caso con distribuzione uniforme del materiale si nota che:

- Il caso analizzato denominato CASO 1 sensibilizza la risposta della struttura in direzione X, compatibilmente al fatto che il baricentro delle resistenze viene spostato nella medesima direzione. Si riscontra un minor numero di pilastri verificati a pressoflessione, nelle analisi effettuate con distribuzioni di forza triangolari, e quindi più severe.
- Il caso analizzato denominato CASO 2 sensibilizza la risposta della struttura in direzione Y, compatibilmente al fatto che il baricentro delle resistenze viene spostato nella medesima direzione. In questo caso si riscontra un aumento di pilastri verificati a pressoflessione nelle analisi effettuate con distribuzione di forze uniformi.

Questo dimostra l'effettiva funzione del solaio rigido di ripartire uniformemente le azioni orizzontali sugli elementi resistenti, e l'importanza che essi svolgono nelle strutture a telaio in cemento armato. Contrariamente viene dimostrato il fatto che un solaio deformabile non ripartisce le azioni uniformemente, ma è sensibile alla variazione di rigidità degli elementi resistenti prodotta dalla variabilità del materiale, che peraltro non sempre comporta un peggioramento nel comportamento globale nella struttura, come provato dal CASO 2.

Ciò accade tipicamente anche negli edifici in muratura per cui le NTC2008 consentono la valutazione di scenari limite a "maschi isolati" ed a "telaio" per la valutazione della sicurezza sismica statica dell'edificio.

6 INDICI DI RISCHIO

L'indice di rischio sismico è un parametro che permette di quantificare il livello di "esposizione" di un edificio al pericolo derivante da un evento sismico di progetto.

Tale indice è stato creato allo scopo di fornire un utile strumento di catalogazione degli edifici esistenti per quanto riguarda la priorità di intervento su di essi per la mitigazione del rischio.

Valori dell'indice di rischio maggiori di 1 indicano che il manufatto è idoneo a sopportare l'azione sismica prevista nella zona, valori inferiori all'unità indicano invece che la struttura non ha la capacità sufficiente ad affrontare l'impegno richiesto dal sisma di progetto, valutato in base al sito di costruzione, alla vita di riferimento del fabbricato ed alla sua classe d'uso, secondo quanto specificato nel capitolo 3 delle NTC 2008.

Gli edifici esistenti, ed in particolare quelli risalenti agli anni antecedenti l'entrata in vigore delle prime leggi in materia antisismica come quello oggetto della presente tesi, difficilmente garantiranno un indice maggiore di 1, in quanto progettati per resistere ai soli carichi statici, ciò non toglie l'importanza di tale indice, che può dare un'idea di quanto il rischio sismico sia più o meno elevato nell'edificio.

È possibile calcolare più indici di rischio a seconda del parametro di confronto utilizzato.

Nel presente lavoro verranno stimati gli indici di rischio sismico per l'edificio in esame dedotti dalle analisi non lineari precedentemente effettuate, analizzando la loro mutabilità al variare sia della deformabilità dei solai (ipotesi di solaio rigido e ipotesi di solaio deformabile) sia della distribuzione delle resistenze del calcestruzzo sulla struttura (CASO 1 e CASO 2).

6.1 *IR V_b*

Dalle analisi pushover precedentemente effettuate è possibile valutare il taglio di piano che porta al collasso della struttura per formazione di cerniere plastiche al piede e in testa alle colonne.

Si può quindi valutare un primo indice di rischio determinato come:

$$I_R(V_b) = \frac{V_{bc}}{V_{bD}}$$

Con

V_{bD} taglio alla base valutato allo SLC che determina il collasso della struttura

V_{bD} taglio alla base allo SLC atteso.

La valutazione di V_{bD} è stata effettuata mediante la relazione riportata al §7.3.3.2. delle NTC 2008 che lega il taglio alla base all'ordinata dello spettro di risposta elastico.

$$V_{bD} = S_e(T_1) \cdot W/g$$

Dove $S_e(T_1)$ rappresenta l'ordinata dello spettro di risposta elastico, in questo caso si è considerato lo spettro allo SLC definito precedentemente al §3.1.3 della presente tesi, e W è il peso complessivo della costruzione.

Si è quindi proceduto ad una stima del peso sismico della struttura considerando dei carichi approssimati al mq, ripartiti per ogni impalcato secondo aree di influenza e combinati secondo la relazione:

$$W = G_1 + G_2 + \psi_{2i} \cdot Q_{Ki}$$

Con ψ_{2i} coefficiente di combinazione pari a 0 per un'azione variabile di categoria H e pari a 0,6 per un'azione variabile di categoria C (azioni variabili definite al §3.1.1 della presente tesi).

Pesi sismici approssimati

Peso solaio copertura	700 kg/m ²	7,0 kN/m ²
Peso solaio interpiano	310 kg/m ²	3,1 kN/m ²
Incidenza struttura in CA	150 kg/m ²	1,5 kN/m ²
Incidenza murature e finiture	150 kg/m ²	1,5 kN/m ²
Carico accidentale cat. H	50 kg/m ²	0,5 kN/m ²
Carico accidentale cat. C	300 kg/m ²	3,0 kN/m ²

<i>1 IMPALCATO</i>	Peso (kN/m ²)	Area (m ²)	ψ_{2i}	W (kN)
Solaio	3,10	838	-	2598
Struttura in CA	1,50	838	-	1257
Murature e finiture	1,50	838	-	1257
Carico Accidentale	3,00	838	0,6	1508
W_1				6620

<i>2 IMPALCATO</i>	Peso (kN/m ²)	Area (m ²)	ψ_{2i}	W (kN)
Solaio	7,00	325	-	2275
Struttura in CA	0,75	325	-	244
Murature e finiture	0,75	325	-	244
Carico Accidentale	0,50	325	0	0
W_2				2763

3 IMPALCATO	Peso (kN/m ²)	Area (m ²)	Ψ_{2i}	W (kN)
Solaio	3,10	838	-	2598
Struttura in CA	1,50	838	-	1257
Murature e finiture	1,50	838	-	1257
Carico Accidentale	3,00	838	0,6	1508
W₃				6620

4 IMPALCATO	Peso (kN/m ²)	Area (m ²)	Ψ_{2i}	W (kN)
Solaio	7,00	838	-	5866
Struttura in CA	0,75	838	-	629
Murature e finiture	0,75	838	-	629
Carico Accidentale	0,50	838	0	0
W₄				7123

$$W_{tot} = 23126 \text{ kN}$$

Il valore di $S_e(T_1)$ è stato calcolato con le formule riportate al §3.1.3.1.3. considerando come periodo fondamentale il periodo della struttura derivante dall'analisi modale per la direzione dell'azione sismica considerata.

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva del calcolo dei taglianti al collasso per ogni direzione delle pushover effettuate e per ogni caso ipotizzato:

	Materiale	Direz.	Modo	T (sec)	$S_e(T)$ SLC	V_{bd} (kN) SLC
SOLAIO RIGIDO	UNIF.	X	1	0,4508	0,6446	14907,1
		Y	2	0,4450	0,6446	14907,1
	CASO 1	X	1	0,4518	0,6446	14907,1
		Y	2	0,4460	0,6446	14907,1
	CASO 2	X	1	0,4659	0,6446	14907,1
		Y	2	0,4466	0,6446	14907,1
SOLAIO DEFORMABILE	UNIF.	X	2	0,4922	0,6179	14289,2
		Y	1	0,4551	0,6446	14907,1
	CASO 1	X	2	0,4800	0,6336	14652,4
		Y	1	0,4560	0,6446	14907,1
	CASO 2	X	1	0,4757	0,6393	14784,8
		Y	2	0,4514	0,6446	14907,1

Tabella 34 : Valori del taglio alla base domandato allo SLC

Di seguito si riportano le tabelle riassuntive degli indici calcolati nell'ipotesi di solaio rigido e nell'ipotesi di solaio deformabile per le analisi pushover effettuate e per ogni caso di distribuzione del materiale:

IPOTESI DI SOLAIO RIGIDO									
SLC	UNIF.			CASO 1			CASO 2		
PUSHOVER	VbC	VbD	IR	VbC	VbD	IR	VbC	VbD	IR
	(kN)	(kN)		(kN)	(kN)		(kN)	(kN)	
PO1 Mode Shape X(+)	7008,61	14907,1	0,47	6912,91	14907,1	0,46	6777,57	14907,1	0,45
PO2 Mode Shape X(-)	6892,69	14907,1	0,46	6822,99	14907,1	0,46	6769,92	14907,1	0,45
PO3 Mode Shape Y(+)	6528,21	14907,1	0,44	6502,76	14907,1	0,44	6371,33	14907,1	0,43
PO4 Mode Shape Y(-)	5984,93	14907,1	0,40	5898,36	14907,1	0,40	5798,94	14907,1	0,39
PO5 Uniform Shape X(-)	8549,14	14907,1	0,57	8026,2	14907,1	0,54	8070,75	14907,1	0,54
PO6 Uniform Shape X(+)	8458,09	14907,1	0,57	8199,16	14907,1	0,55	8107,56	14907,1	0,54
PO7 Uniform Shape Y(-)	8469,32	14907,1	0,57	8126,86	14907,1	0,55	8129,8	14907,1	0,55
PO8 Uniform Shape Y(+)	8324,69	14907,1	0,56	8227,9	14907,1	0,55	8054,47	14907,1	0,54

Tabella 35: Indice di Rischio per taglio alla base valutato in ipotesi di solaio rigido

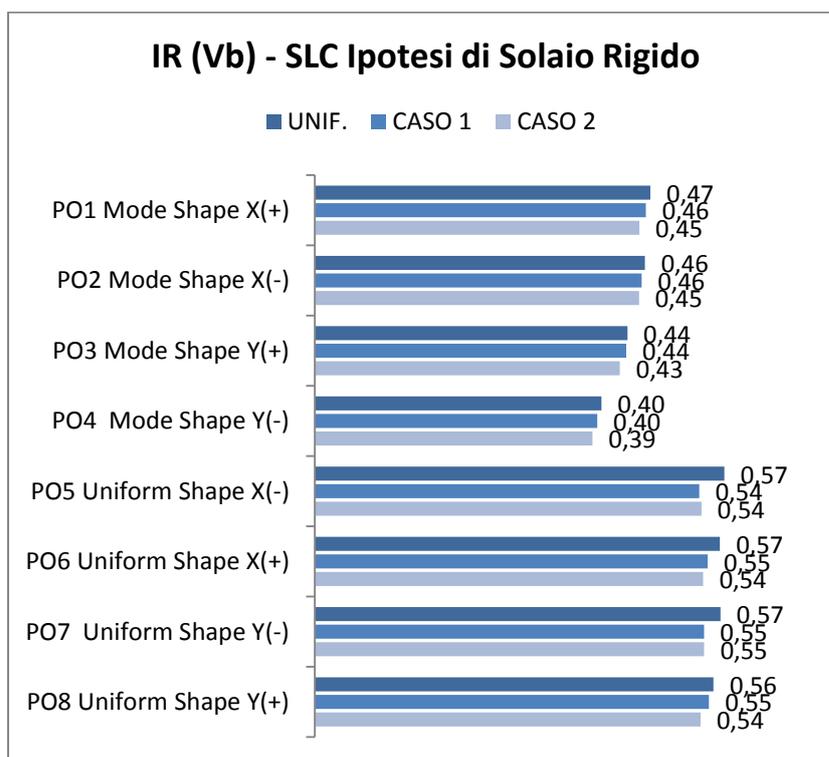


Figura 6.1 : Indici di Rischio per taglio alla base, grafico riassuntivo per ipotesi di solaio rigido

IPOTESI DI SOLAIO DEFORMABILE									
SLC	UNIF.			CASO 1			CASO 2		
PUSHOVER	VbC	VbD	IR	VbC	VbD	IR	VbC	VbD	IR
	(kN)	(kN)		(kN)	(kN)		(kN)	(kN)	
PO1 Mode Shape X(+)	7158,15	14289,18	0,50	5785,28	14652,36	0,39	5584,11	14784,81	0,38
PO2 Mode Shape X(-)	7048,22	14289,18	0,49	5780,33	14652,36	0,39	5470,56	14784,81	0,37
PO3 Mode Shape Y(+)	6057,14	14907,1	0,41	6258,5	14907,1	0,42	6950,39	14907,1	0,47
PO4 Mode Shape Y(-)	6087,58	14907,1	0,41	6222,5	14907,1	0,42	6959,04	14907,1	0,47
PO5 Uniform Shape X(-)	8499,19	14289,18	0,59	8186,77	14652,36	0,56	7964,17	14784,81	0,54
PO6 Uniform Shape X(+)	8504,07	14289,18	0,60	8282,84	14652,36	0,57	8000,03	14784,81	0,54
PO7 Uniform Shape Y(-)	7868,00	14907,1	0,53	7693,27	14907,1	0,52	7954,51	14907,1	0,53
PO8 Uniform Shape Y(+)	7848,9	14907,1	0,53	7838,15	14907,1	0,53	7756,97	14907,1	0,52

Tabella 36: Indice di Rischio per taglio alla base valutato in ipotesi di solaio deformabile

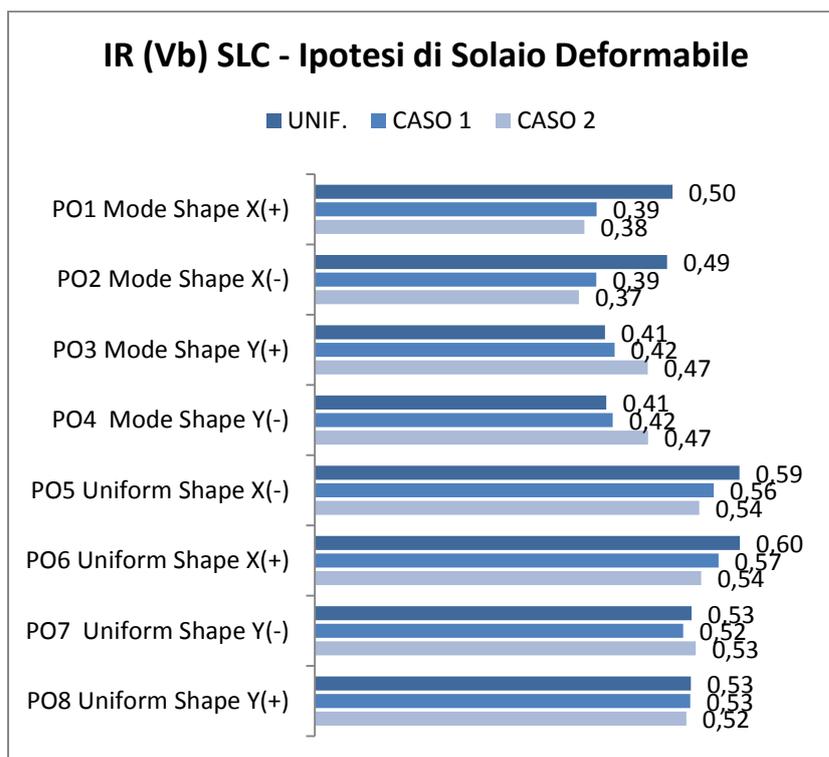


Figura 6.2: Indici di Rischio per taglio alla base, grafico riassuntivo per ipotesi di solaio deformabile

6.2 IR PGA

Si definisce indicatore di rischio sismico il seguente rapporto:

$$I_R = \left(\frac{PGA_C}{PGA_D} \right)^K$$

Dove

$PGA_C = a_{gC} \cdot S$ accelerazione orizzontale massima su suolo di riferimento rigido che può essere sostenuta dall'edificio amplificata del fattore $S = S_S \cdot S_T$ (§)

$PGA_D = a_{gD} \cdot S$ accelerazione orizzontale massima su suolo di riferimento rigido 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 , amplificata del fattore $S = S_S \cdot S_T$

Il coefficiente k assume le seguenti espressioni riportate in letteratura nel testo *"Defining Priorities and Timescales for Seismic Intervention in School Buildings in Italy"*, Grant D., Bommer I.J., Pinho R., Calvi G.M., in funzione alla PGA_D :

3,6	per $0 < PGA_D < 0,056 \text{ g}$
$16(PGA_D/g)+4,5$	per $0,056 < PGA_D < 0,11 \text{ g}$
$2,7((PGA_D/g)+3,1)$	per $0,11 < PGA_D < 0,26 \text{ g}$
2,4	per $0,26 \text{ g} < PGA_D$

Tuttavia, al fine di ottenere valori confrontabili con gli altri calcolati si è scelto di valutare l'indice di rischio come semplice rapporto tra:

$$I_R(PGA) = \frac{PGA_C}{PGA_D}$$

Per la valutazione di PGA_D si è considerato convenzionalmente lo spettro elastico allo SLV assumendo:

$$a_{gD} = 0,150 \text{ g}$$

$$S = 1,486$$

$$PGA_D = a_{gD} \cdot S = 0,223 \text{ g}$$

Per la valutazione di PGA_C si è proceduto assumendo come valore di partenza il taglio alla base sostenibile dalla struttura allo SLV, ricavato dall'analisi non lineare per ogni caso analizzato, V_{bcSLV} si è ricavata l'ordinata dello spettro di risposta elastico tramite la relazione:

$$S_{ec}(T) = \frac{V_{bc}}{W} g$$

Si è proceduto alla ricerca dello spettro corrispondente a tale ordinata in funzione del periodo T della struttura.

Un metodo approssimato per scalare lo spettro è quello per cui, partendo dallo spettro di domanda (ad esempio allo SLV), esso viene scalato omoteticamente, trascurando la dipendenza dello stesso dai parametri sismici a_g , F_0 e T^*_c . Poiché il parametro cercato, PGA_C dipende da a_g si è utilizzato il metodo rigoroso per scalare lo spettro che tiene conto anche della dipendenza di esso dai parametri a_g , F_0 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 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_0 e T^*_c . Per valori del periodo di ritorno intermedi ai 9 valori fissati, è possibile ottenere i parametri sismici ad essi relativi mediante la seguente formula:

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

Nella quale:

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

T_{R1} e 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 .

Al fine di semplificare la procedura sono stati calcolati, con la formula sopra riportata, i parametri a_g , F_0 e T^*_c per un intervallo di periodi di ritorno da 30 a 475 anni. Per ciascuno di essi è stata calcolata poi l'ordinata dello spettro $S_e(T)$ corrispondente al periodo fondamentale della struttura e con un procedimento inverso si è andata a cercare l'ordinata spettrale pari a quella corrispettiva alla capacità della struttura.

La tabella con i valori calcolati per ogni periodo di ritorno è riportata in allegato.

Di seguito si riportano le tabelle riassuntive degli indici calcolati nell'ipotesi di solaio rigido e nell'ipotesi di solaio deformabile per le analisi pushover effettuate e per ogni caso di distribuzione del materiale.

IPOTESI DI SOLAIO RIGIDO									
SLV	UNIF.			CASO 1			CASO 2		
PO	VbC	Se(T)C	PgaC	VbC	Se(T)C	PgaC	VbC	Se(T)C	PgaC
	(kN)			(kN)			(kN)		
PO1 Mode Shape X(+)	6785,73	0,293	0,129	6595,70	0,285	0,123	6535,35	0,283	0,123
PO2 Mode Shape X(-)	6683,58	0,289	0,125	6551,68	0,283	0,123	6478,28	0,280	0,121
PO3 Mode Shape Y(+)	6189,36	0,268	0,116	6146,84	0,266	0,114	5960,11	0,258	0,111
PO4 Mode Shape Y(-)	5511,51	0,238	0,105	5602,68	0,242	0,106	5492,78	0,238	0,102
PO5 Uniform Shape X(-)	8255,40	0,357	0,159	7740,16	0,335	0,148	7917,77	0,342	0,152
PO6 Uniform Shape X(+)	8241,90	0,356	0,158	7788,09	0,337	0,150	7814,20	0,338	0,150
PO7 Uniform Shape Y(-)	8241,19	0,356	0,158	7009,48	0,303	0,132	8036,80	0,348	0,155
PO8 Uniform Shape Y(+)	8214,15	0,355	0,158	7934,12	0,343	0,152	7784,63	0,337	0,150

IPOTESI SOLAIO RIGIDO								
SLV		UNIF.		CASO 1		CASO 2		
PO	PgaD	PgaC	IR	PgaC	IR	PgaC	IR	
PO1 Mode Shape X(+)	0,223	0,129	0,58	0,123	0,55	0,123	0,55	
PO2 Mode Shape X(-)	0,223	0,125	0,56	0,123	0,55	0,121	0,54	
PO3 Mode Shape Y(+)	0,223	0,116	0,52	0,114	0,51	0,111	0,50	
PO4 Mode Shape Y(-)	0,223	0,105	0,47	0,106	0,48	0,102	0,46	
PO5 Uniform Shape X(-)	0,223	0,159	0,71	0,148	0,67	0,152	0,68	
PO6 Uniform Shape X(+)	0,223	0,158	0,71	0,150	0,67	0,150	0,67	
PO7 Uniform Shape Y(-)	0,223	0,158	0,71	0,132	0,59	0,155	0,69	
PO8 Uniform Shape Y(+)	0,223	0,158	0,71	0,152	0,68	0,150	0,67	

Tabella 37: Indice di Rischio per accelerazione di picco al suolo valutato in ipotesi di solaio rigido

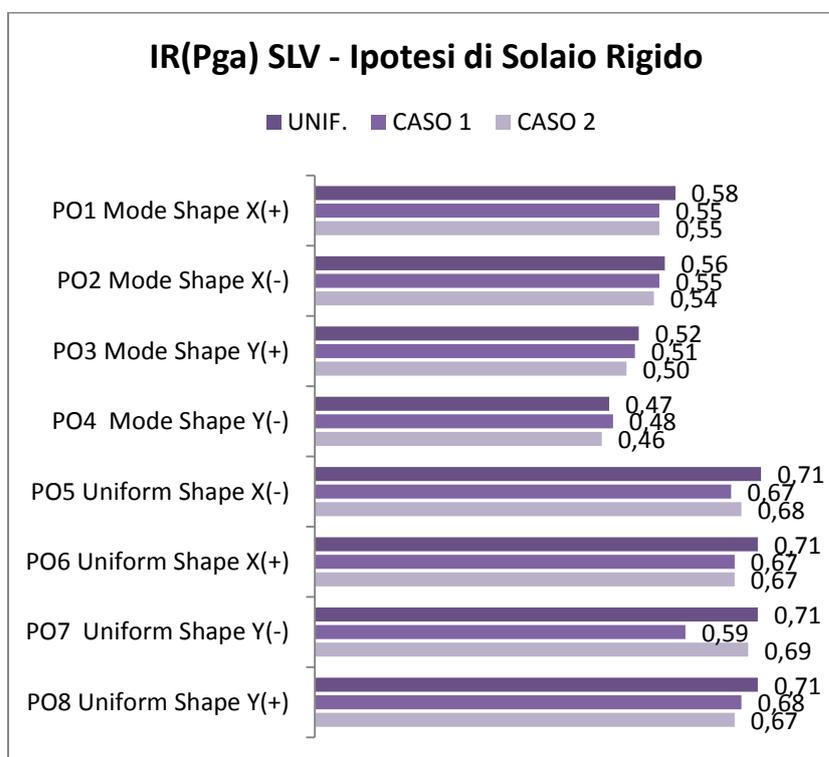


Figura 6.3: Indici di Rischio per accelerazione di picco al suolo alla base, grafico riassuntivo per ipotesi di solaio rigido

IPOTESI DI SOLAIO DEFORMABILE									
SLV	UNIF.			CASO 1			CASO 2		
PO	VbC	Se(T)C	PgaC	VbC	Se(T)C	PgaC	VbC	Se(T)C	PgaC
	(kN)			(kN)			(kN)		
PO1 Mode Shape X(+)	6950,25	0,301	0,132	5643,39	0,244	0,106	5414,81	0,234	0,102
PO2 Mode Shape X(-)	6834,10	0,296	0,129	5461,47	0,236	0,102	5305,58	0,229	0,100
PO3 Mode Shape Y(+)	5844,10	0,253	0,110	6048,14	0,262	0,113	6700,22	0,290	0,127
PO4 Mode Shape Y(-)	5888,28	0,255	0,111	6034,74	0,261	0,113	6523,17	0,282	0,123
PO5 Uniform Shape X(-)	8271,61	0,358	0,159	7829,23	0,339	0,150	7666,48	0,332	0,147
PO6 Uniform Shape X(+)	8236,29	0,356	0,158	7845,76	0,339	0,151	7731,42	0,334	0,148
PO7 Uniform Shape Y(-)	7678,77	0,332	0,147	7476,87	0,323	0,143	7757,70	0,335	0,148
PO8 Uniform Shape Y(+)	7552,94	0,327	0,145	7644,17	0,331	0,146	7462,27	0,323	0,142

IPOTESI SOLAIO DEFORMABILE							
SLV		UNIF.		CASO 1		CASO 2	
PO	PgaD	PgaC	IR	PgaC	IR	PgaC	IR
PO1 Mode Shape X(+)	0,223	0,132	0,59	0,106	0,48	0,1024	0,46
PO2 Mode Shape X(-)	0,223	0,129	0,58	0,102	0,46	0,1001	0,45
PO3 Mode Shape Y(+)	0,223	0,110	0,49	0,113	0,51	0,1267	0,57
PO4 Mode Shape Y(-)	0,223	0,111	0,50	0,113	0,51	0,1229	0,55
PO5 Uniform Shape X(-)	0,223	0,159	0,71	0,150	0,67	0,1472	0,66
PO6 Uniform Shape X(+)	0,223	0,158	0,71	0,151	0,68	0,1485	0,67
PO7 Uniform Shape Y(-)	0,223	0,147	0,66	0,143	0,64	0,1485	0,67
PO8 Uniform Shape Y(+)	0,223	0,145	0,65	0,146	0,65	0,1420	0,64

Tabella 38: Indice di Rischio per accelerazione di picco al suolo valutato in ipotesi di solaio deformabile

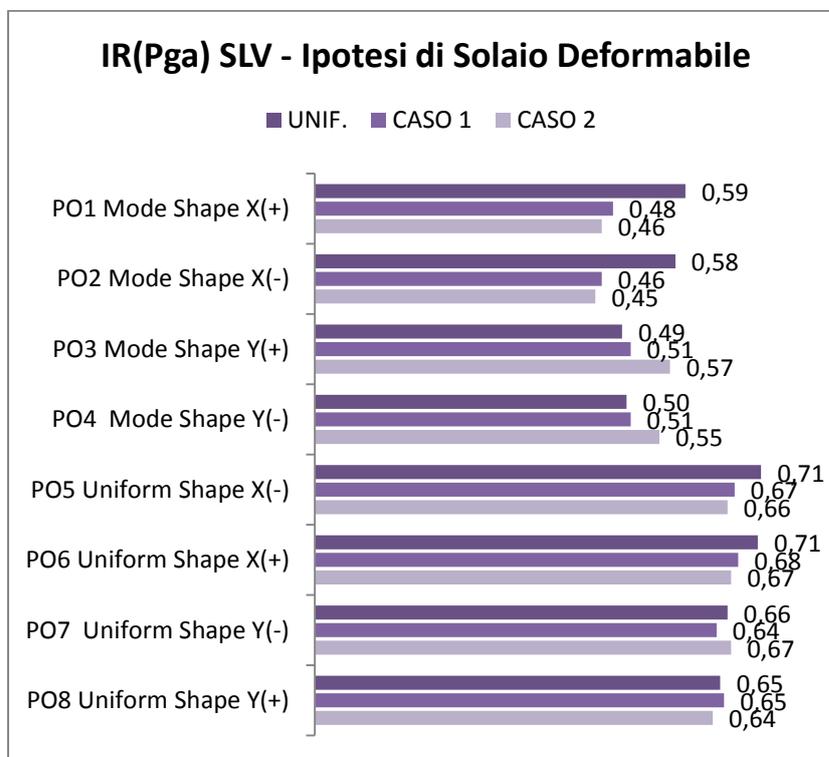


Figura 6.4: Indici di Rischio per accelerazione di picco al suolo alla base, grafico riassuntivo per ipotesi di solaio deformabile

6.3 IR TR

È possibile definire un ulteriore indicatore di rischio mediante il rapporto tra il tempo di ritorno massimo per cui la struttura è verificata (T_{RC}) ed il tempo di ritorno di progetto associato allo stato limite ultimo (T_{RD}) preso in esame, nel nostro caso SLV, il tutto elevato ad un coefficiente α pari a 0,41.

$$I_R(T_R) = \left(\frac{T_{RC}}{T_{RD}} \right)^\alpha$$

Per la valutazione di T_{RD} si è considerato convenzionalmente lo spettro elastico allo SLV, da cui:

$$T_{RD} = 712 \text{ anni}$$

Per la valutazione di T_{RC} si è effettuato un procedimento analogo a quanto fatto per il calcolo dell'indice di rischio relativo alla PGA riportato nel paragrafo precedente: ricavando lo spettro per vari tempi di ritorno, tramite procedimento inverso siamo andati a ricercare lo spettro che producesse un taglio alla base pari a quello sopportabile dalla struttura allo SLV.

Di seguito si riportano le tabelle riassuntive degli indici calcolati nell'ipotesi di solaio rigido e nell'ipotesi di solaio deformabile per le analisi pushover effettuate e per ogni caso di distribuzione del materiale.

IPOTESI DI SOLAIO RIGIDO									
SLV	UNIF.			CASO 1			CASO 2		
PO	VbC	Se(T)C	TRC	VbC	Se(T)C	TRC	VbC	Se(T)C	TRC
	(kN)			(kN)			(kN)		
PO1 Mode Shape X(+)	6785,73	0,293	170	6595,70	0,285	155	6535,35	0,283	155
PO2 Mode Shape X(-)	6683,58	0,289	160	6551,68	0,283	155	6478,28	0,280	150
PO3 Mode Shape Y(+)	6189,36	0,268	135	6146,84	0,266	130	5960,11	0,258	120
PO4 Mode Shape Y(-)	5511,51	0,238	101	5602,68	0,242	105	5492,78	0,238	95
PO5 Uniform Shape X(-)	8255,40	0,357	280	7740,16	0,335	235	7917,77	0,342	250
PO6 Uniform Shape X(+)	8241,90	0,356	275	7788,09	0,337	240	7814,20	0,338	240
PO7 Uniform Shape Y(-)	8241,19	0,356	275	7009,48	0,303	180	8036,80	0,348	260
PO8 Uniform Shape Y(+)	8214,15	0,355	275	7934,12	0,343	250	7784,63	0,337	240

IPOTESI SOLAIO RIGIDO							
SLV		UNIF.		CASO 1		CASO 2	
PO	TRD	TRC	IR	TRC	IR	TRC	IR
	SLV						
PO1 Mode Shape X(+)	712	170	0,56	155	0,54	155	0,54
PO2 Mode Shape X(-)	712	160	0,54	155	0,54	150	0,53
PO3 Mode Shape Y(+)	712	135	0,51	130	0,50	120	0,48
PO4 Mode Shape Y(-)	712	101	0,45	105	0,46	95	0,44
PO5 Uniform Shape X(-)	712	280	0,68	235	0,63	250	0,65
PO6 Uniform Shape X(+)	712	275	0,68	240	0,64	240	0,64
PO7 Uniform Shape Y(-)	712	275	0,68	180	0,57	260	0,66
PO8 Uniform Shape Y(+)	712	275	0,68	250	0,65	240	0,64

Tabella 39: Indice di Rischio per tempo di ritorno valutato in ipotesi di solaio rigido

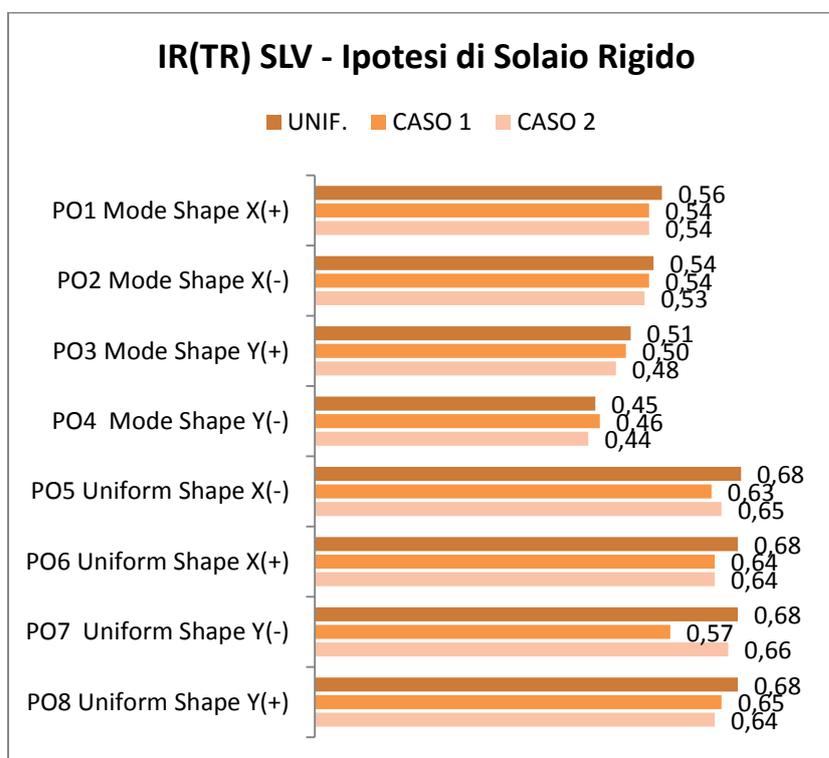


Figura 6.5: Indici di Rischio per tempo di ritorno, grafico riassuntivo per ipotesi di solaio rigido

IPOTESI DI SOLAIO DEFORMABILE									
SLV	UNIF.			CASO 1			CASO 2		
PO	VbC	Se(T)C	TRC	VbC	Se(T)C	TRC	VbC	Se(T)C	TRC
	(kN)			(kN)			(kN)		
PO1 Mode Shape X(+)	6950,25	0,301	180	5643,39	0,244	105	5414,81	0,234	95
PO2 Mode Shape X(-)	6834,10	0,296	170	5461,47	0,236	95	5305,58	0,229	90
PO3 Mode Shape Y(+)	5844,10	0,253	115	6048,14	0,262	125	6700,22	0,290	165
PO4 Mode Shape Y(-)	5888,28	0,255	120	6034,74	0,261	125	6523,17	0,282	155
PO5 Uniform Shape X(-)	8271,61	0,358	280	7829,23	0,339	240	7666,48	0,332	230
PO6 Uniform Shape X(+)	8236,29	0,356	275	7845,76	0,339	245	7731,42	0,334	235
PO7 Uniform Shape Y(-)	7678,77	0,332	230	7476,87	0,323	215	7757,70	0,335	235
PO8 Uniform Shape Y(+)	7552,94	0,327	220	7644,17	0,331	225	7462,27	0,323	210

IPOTESI SOLAIO DEFORMABILE								
SLV		UNIF.		CASO 1		CASO 2		
PO	TRD	TRC	IR	TRC	IR	TRC	IR	
	SLV							
PO1 Mode Shape X(+)	712	180	0,57	105	0,46	95	0,44	
PO2 Mode Shape X(-)	712	170	0,56	95	0,44	90	0,43	
PO3 Mode Shape Y(+)	712	115	0,47	125	0,49	165	0,55	
PO4 Mode Shape Y(-)	712	120	0,48	125	0,49	155	0,54	
PO5 Uniform Shape X(-)	712	280	0,68	240	0,64	230	0,63	
PO6 Uniform Shape X(+)	712	275	0,68	245	0,65	235	0,63	
PO7 Uniform Shape Y(-)	712	230	0,63	215	0,61	235	0,63	
PO8 Uniform Shape Y(+)	712	220	0,62	225	0,62	210	0,61	

Tabella 40: Indice di Rischio per tempo di ritorno valutato in ipotesi di solaio deformabile

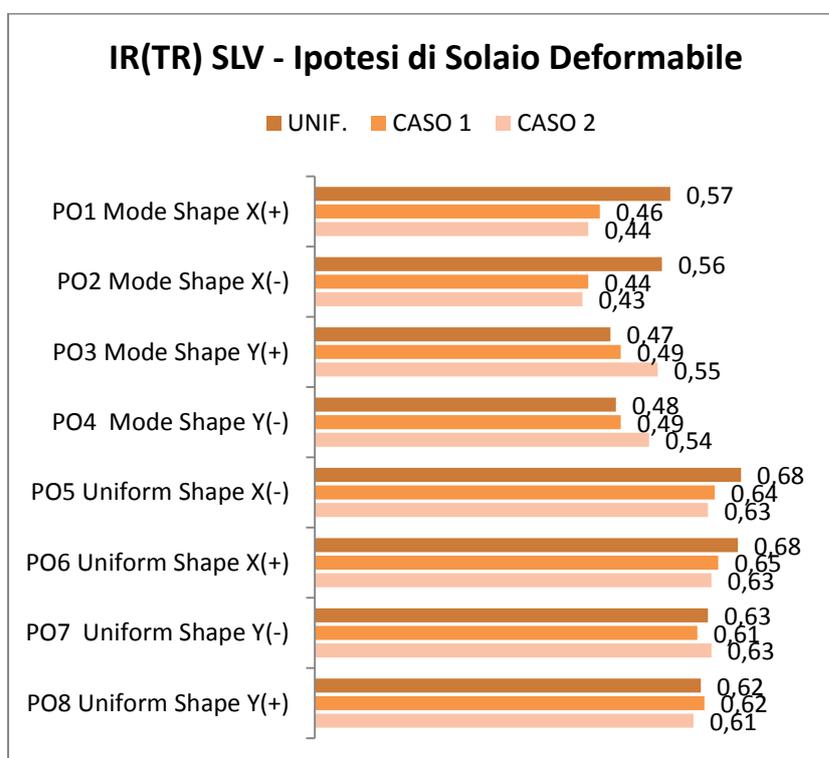


Figura 6.6: Indici di Rischio per tempo di ritorno, grafico riassuntivo per ipotesi di solaio deformabile

6.4 Osservazioni

In definitiva sono stati calcolati diversi tipi di indici di rischio legati a più parametri: taglio alla base, accelerazione di ancoraggio e tempo di ritorno. In questo modo, oltre ad ottenere maggiori informazioni sulla adeguatezza della struttura, è stato possibile confrontare i risultati acquisiti e permettere di trarre delle conclusioni adeguate.

È importante notare che gli indici di rischio precedentemente calcolati fanno riferimento allo stato Limite di Salvaguardia della Vita e allo Stato Limite di Collasso. Ovvero sono stati calcolati in ipotesi di intervento locale sulle colonne del piano terra in modo tale da raggiungere la capacità della struttura determinata dall'analisi.

Come emerso dalle verifiche ai meccanismi fragili in realtà la struttura va in crisi per valori di taglio alla base inferiori a quelli ricavati dall'analisi. Nel paragrafo §5.5 della presente tesi era stato mostrato come ad un taglio alla base di 5294 kN il 50% dei pilastri del piano terra non fosse verificati a taglio. A tale taglio alla base corrisponde un tempo di ritorno di circa 95 anni (si veda la tabella contenente i parametri sismici al variare di T_R per il sito di riferimento riportata in allegato) e un indice di rischio pari a:

$$I_R(V_b) = \frac{V_{bC}}{V_{bD}} = \frac{5294}{14907} = 0,35$$

$$I_R(PGA) = \frac{PGA_C}{PGA_D} = \frac{0,102}{0,223} = 0,45$$

$$I_R(T_R) = \left(\frac{T_{RC}}{T_{RD}}\right)^\alpha = \left(\frac{95}{712}\right)^{0,41} = 0,43$$

Tali valori risultano ancora più bassi se calcolati all'innescarsi del primo meccanismo fragile.

La scelta di determinare gli indici all' SLV consente di apprezzare maggiormente la loro variazione a seconda delle tipologie di analisi effettuate sulla struttura.

Da ciò si è potuto notare che, come osservato per la verifica a pressoflessione dei pilastri, il solaio rigido non produce rilevanti variazioni tra il caso di studio con materiale uniforme, e i casi di studio "CASO 1" e "CASO 2".

Con l'ipotesi di solaio deformabile gli indici variano in maniera significativa, in particolare rispetto al caso con distribuzione di materiale uniforme si nota che:

- In direzione X gli indici di rischio per il CASO 1 e per il CASO 2 risultano più gravosi.

- In direzione Y gli indici di rischio calcolati per il CASO 1 e per il CASO 2 risultano meno gravosi.

Questa controtendenza dei risultati conferma la sensibilità della struttura alla variazione di materiale nel caso di solaio deformabile, e indica una risposta sismica più favorevole in direzione Y nei due casi di studio analizzati e in particolar modo per il CASO 2.

Tale variabilità è meno riscontrata per le pushover eseguite con distribuzione di forza uniforme, perché meno severe rispetto alle altre.

7 CONCLUSIONI

Nell'ambito del presente lavoro di tesi è stata condotta la valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio B dell'I.T.C. F. Carrara di Lucca.

Lo studio dello stato di fatto è stato condotto raccogliendo tutta la documentazione tecnica originale disponibile. Essendo però tale documentazione insufficiente è stato necessario ricorrere ad un accurato rilievo geometrico-strutturale seguito da un progetto simulato delle armature secondo le normative dell'epoca. In seguito a queste operazioni è stato assegnato alla struttura un appropriato Livello di Conoscenza pari a LC1 a cui corrisponde un Fattore di Confidenza pari a 1,35. Tale livello è determinato soprattutto dalla completa assenza di prove per caratterizzare i materiali dell'edificio. Si ritiene che qualora l'amministrazione provinciale decida di effettuare prove in situ anche sull'edificio B si possa aumentare il livello di conoscenza.

L'edificio è stato modellato attraverso il software SAP2000 v.17.0.0 tenendo conto sia della effettiva rigidità del solaio, sia ipotizzando il solaio come rigido. Tramite analisi statiche non lineari (*pushover*) sono state determinate le capacità dissipative della struttura, limitando le zone dissipative alle estremità dei pilastri, ipotizzando un comportamento trave forte-colonna debole.

Dalle analisi è risultato che la struttura risulta sensibile alla rigidità del solaio in entrambe le direzioni X e Y.

Successivamente è stato effettuato uno studio variando parametricamente la resistenza a compressione del materiale calcestruzzo all'interno della struttura secondo due schemi principali: estremizzazione del baricentro delle resistenze in direzione X e in direzione Y. I risultati hanno riportato una significativa sensibilità della struttura al variare di tale parametro nell'ipotesi di solaio deformabile.

In sintesi questo consente di mettere in luce:

- La variabilità del materiale;
- Una distribuzione estrema del baricentro delle rigidità.

Infine si è proceduto alla stima degli indici di rischio per ogni caso di studio analizzato, da cui emerge che un indice di rischio allo stato attuale pari a 0,43, a fronte di un valore pari ad 1,00 nel caso di edifici sismicamente adeguati.

7.1 Criticità rilevate

Dal rilievo geometrico effettuato è emerso che il plesso scolastico presenta criticità legate prevalentemente allo stato di manutenzione delle superfici in cemento armato dei pilastri esterni che, essendo esposte agli agenti atmosferici, evidenziano sia fenomeni di distacco di porzioni di calcestruzzo che di ossidazione dei ferri di armatura.

Dall'analisi di vulnerabilità sismica dell'edificio si è evidenziato come la struttura vada in crisi per livelli di spostamenti molto bassi a causa della rottura a taglio delle colonne tozze e successivamente del piano terra, mettendo in luce con quale ordine le colonne vanno in crisi per taglio. È quindi possibile pianificare un intervento di tipo locale per aumentare la resistenza a taglio di tali elementi o un intervento globale per ottenere un miglioramento sismico dell'intera struttura.

Rispetto alle criticità rilevate e partendo dalla valutazione effettuata sulle strutture portanti dell'immobile si evidenzia perciò la necessità di un intervento sul singolo blocco "B" dove si prevede la realizzazione delle opere di miglioramento sismico al fine di aumentare l'indice di rischio.

7.2 Interventi proposti per il blocco B

Il plesso scolastico fa già parte di un programma di intervento atto al miglioramento sismico dell'intera struttura.

Tali opere di miglioramento sismico sono attualmente in fase di realizzazione sul padiglione A, adiacente all'edificio oggetto della presente tesi, al quale è stato possibile assistere nel periodo di stesura di questo elaborato.

Esse consistono nell'inserimento di nuovi setti controventanti in cemento armato ordinario ai quali è affidato il compito di assorbire la maggior parte (almeno un'aliquota dell'85%) dell'azione sismica di progetto. Tali strutture di controvento sono adeguatamente collegate alla struttura esistente e fondate su batterie di micropali, e sono posizionati in corrispondenza dei corpi scala interni in modo tale da ridurre al minimo gli spazi della didattica interessati da tale intervento.

Seguendo la stessa tipologia di intervento si prevede la realizzazione di setti in cemento armato anche per il padiglione B. Considerando la forma in pianta dell'edificio e la disposizione degli ambienti all'interno si prevede la realizzazione di 4 setti per lato (invece che due come per gli altri padiglioni), posizionati a coppie in corrispondenza del vano scala, e in corrispondenza dei servizi igienici.



Figura 7.1: Ipotesi di intervento complessivo sull'immobile. Si notano i contrafforti esterni aventi la funzione di setti controventanti su tutti e tre i padiglioni

Con la realizzazione di tali opere di miglioramento sismico si prevede di raggiungere un valore dell'indice di rischio della struttura di almeno 0,65, valore minimo richiesto dal Decreto Ministeriale del 3 ottobre 2012 nonché da varie direttive della Regione Toscana.

7.3 Sviluppi futuri

Il fatto che l'edificio presenti un solo asse di simmetria (asse y) e che le differenze più significative si abbiano proprio quando il sisma agisce in questa direzione permette di intravedere la possibilità di introdurre, in aggiunta all'eccentricità geometrica ed accidentale, una eccentricità di materiale che possa tenere in debito conto gli effetti della non uniforme resistenza a compressione del calcestruzzo. A tal fine si rendono necessari nuovi casi di studio riguardanti la distribuzione delle resistenze nella struttura e studi più approfonditi riguardanti la determinazione delle resistenze massime e minime del calcestruzzo prendendo in considerazione altre distribuzioni parametriche oltre alla log-normale.

Per ottenere informazioni più dettagliate sulla sensibilità degli edifici esistenti in cemento armato alla variabilità dei materiali che li compongono è necessario prendere in analisi un gruppo significativo di strutture costruite nello stesso periodo storico ed eseguire studi parametrici analogamente a quanto effettuato per l'edificio oggetto di questa tesi e confrontarne i comportamenti in base alla forma in pianta e alla tipologia costruttiva.

Bibliografia

Testi:

Arosio G., *La Progettazione di Costruzioni in Cemento Armato*, Milano, Hoepli, 1970.

Beconcini M.L., *Costruzioni in Zona Sismica*, Pisa, Pisa University Press, 2009.

Biondi A., *Analisi Pushover*, Dario Flaccovio Editore, 2014.

Calvi G.M., Bommer I.J., Grant D., Pinho R., *Defining Priorities and Timescales for Seismic Intervention in School Buildings in Italy*, Pavia, IUSS Press, 2006.

Colombini S., *Vulnerabilità sismica di edifici esistenti in cemento armato e in muratura*, Roma, EPC Editore, 2014.

Manfredi G., Masi A., Pinho R., Verderame G., Vona M., *Valutazione degli edifici esistenti in Cemento Armato*, Ed. IUSS Press, 2008.

Ormea G.B., *La Teoria e la Pratica nelle Costruzioni*, 21 Edizione, Milano, Hoepli, 1975.

Ricci G., Rovai, D., *L'Istituto Tecnico Francesco Carrara 1896-1996. Cento anni di vita*, Lucca, Maria Pacini Fazzi Editore, 1996.

Santarella L., *Il Cemento Armato. La tecnica e la Statica*, 16 Edizione, Milano, Hoepli, 1958.

SAP2000, *User Interface Manual*, Computers & Structures (CSI), California.

Riferimenti Normativi:

Regio Decreto 16/11/1939, n. 2229, "Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice ed armato", (pubblicato sul Supplemento Ordinario alla Gazzetta Ufficiale n. 92 del 18 aprile 1940).

Circolare Ministero dei Lavori Pubblici 23/05/1957, n. 1472, "Armatura delle strutture in cemento armato".

Decreto Ministeriale dei Lavori Pubblici 14/01/2008, "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni".

Circolare Ministeriale 2/02/2009, n. 617, Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

UNI EN 1998-1, *Eurocodice 8: Progettazione delle Strutture per la Resistenza Sismica, Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.*

Federal Emergency Management Agency, *FEMA-356: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Washington DC, 2000

O.P.C.M. n. 3274 20/03/2003, *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.*

Articoli:

Fajfar P., Erri M., *A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Design*, Earthquake Spectra, Vol. 16, N°3, August 2000.

Martinelli A., Mannella A., Milano L., Cifani G., Lemme A., Miozzi C., Mancini C., *The seismic vulnerability of school buildings in Molise (Italy): The "Safe School Project". From seismic vulnerability studies to an intervention classification*, 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China.

Verderame G.M., Stella A., Cosenza 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.

ALLEGATI

A PARAMETRI SISMICI AL VARIARE DI T_R PER IL SITO DI RIFERIMENTO

T_R (anni)	a_B (g)	F_0	T_C^* s	S_S	C_C	S_T	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)	$S_e(T)$	F_R (kN)	PGA
30	0,044	2,536	0,237	1,500	1,689	1	1,500	0,133	0,400	1,776	0,136	3140,82	0,066
35	0,047	2,539	0,241	1,500	1,678	1	1,500	0,135	0,405	1,786	0,146	3366,69	0,070
45	0,051	2,545	0,249	1,500	1,661	1	1,500	0,138	0,414	1,804	0,163	3776,34	0,077
50	0,054	2,548	0,252	1,500	1,655	1	1,500	0,139	0,417	1,816	0,174	4035,45	0,081
55	0,056	2,553	0,255	1,500	1,648	1	1,500	0,140	0,421	1,823	0,182	4211,54	0,084
60	0,057	2,558	0,258	1,500	1,641	1	1,500	0,141	0,424	1,830	0,189	4379,01	0,086
65	0,059	2,562	0,261	1,500	1,635	1	1,500	0,142	0,427	1,836	0,196	4538,93	0,088
70	0,060	2,566	0,264	1,500	1,630	1	1,500	0,143	0,430	1,842	0,203	4692,20	0,091
72	0,061	2,568	0,265	1,500	1,627	1	1,500	0,144	0,431	1,844	0,205	4751,81	0,092
75	0,062	2,566	0,266	1,500	1,625	1	1,500	0,144	0,432	1,848	0,208	4819,29	0,093
80	0,064	2,555	0,267	1,500	1,623	1	1,500	0,144	0,433	1,854	0,214	4948,60	0,095
85	0,065	2,554	0,268	1,500	1,621	1	1,500	0,145	0,435	1,861	0,220	5085,62	0,098
90	0,067	2,552	0,269	1,500	1,619	1	1,500	0,145	0,436	1,867	0,226	5218,27	0,100
95	0,068	2,551	0,270	1,500	1,618	1	1,500	0,146	0,437	1,873	0,231	5346,94	0,102
101	0,070	2,550	0,271	1,500	1,616	1	1,500	0,146	0,438	1,880	0,238	5496,52	0,105
105	0,071	2,551	0,272	1,500	1,614	1	1,500	0,146	0,439	1,884	0,241	5580,05	0,106
110	0,072	2,553	0,273	1,500	1,612	1	1,500	0,146	0,439	1,888	0,246	5681,77	0,108
115	0,073	2,554	0,273	1,500	1,611	1	1,500	0,147	0,440	1,892	0,250	5780,70	0,110
120	0,074	2,555	0,274	1,500	1,609	1	1,500	0,147	0,441	1,896	0,254	5877,03	0,111
125	0,075	2,557	0,275	1,500	1,608	1	1,500	0,147	0,442	1,900	0,258	5970,94	0,113
130	0,076	2,558	0,276	1,500	1,607	1	1,500	0,148	0,443	1,904	0,262	6062,58	0,114
135	0,077	2,559	0,276	1,500	1,605	1	1,500	0,148	0,444	1,908	0,266	6152,09	0,116
140	0,078	2,560	0,277	1,500	1,604	1	1,500	0,148	0,444	1,912	0,270	6239,59	0,117
145	0,079	2,552	0,277	1,500	1,603	1	1,500	0,148	0,445	1,917	0,274	6333,37	0,119
150	0,081	2,545	0,278	1,500	1,602	1	1,500	0,148	0,445	1,923	0,278	6425,30	0,121
155	0,082	2,537	0,278	1,500	1,602	1	1,500	0,148	0,445	1,928	0,282	6515,50	0,123
160	0,083	2,530	0,278	1,500	1,601	1	1,500	0,149	0,446	1,933	0,286	6604,03	0,125
165	0,084	2,523	0,279	1,500	1,600	1	1,500	0,149	0,446	1,938	0,289	6690,99	0,127
170	0,086	2,517	0,279	1,500	1,600	1	1,500	0,149	0,447	1,943	0,293	6776,45	0,129
175	0,087	2,510	0,279	1,500	1,599	1	1,500	0,149	0,447	1,948	0,297	6860,47	0,130
180	0,088	2,504	0,280	1,500	1,599	1	1,500	0,149	0,447	1,953	0,300	6943,12	0,132
185	0,089	2,498	0,280	1,500	1,598	1	1,500	0,149	0,448	1,957	0,304	7024,47	0,134
190	0,090	2,492	0,280	1,500	1,597	1	1,500	0,149	0,448	1,962	0,307	7104,56	0,136
195	0,092	2,487	0,281	1,500	1,597	1	1,500	0,149	0,448	1,967	0,311	7183,44	0,137
200	0,093	2,481	0,281	1,500	1,596	1	1,500	0,150	0,449	1,971	0,314	7261,18	0,139
201	0,093	2,480	0,281	1,500	1,596	1	1,500	0,150	0,449	1,972	0,315	7276,59	0,140
205	0,094	2,478	0,281	1,500	1,596	1	1,500	0,150	0,449	1,975	0,317	7330,92	0,141
210	0,095	2,475	0,281	1,500	1,595	1	1,500	0,150	0,449	1,979	0,320	7397,91	0,142
215	0,096	2,472	0,282	1,500	1,595	1	1,500	0,150	0,449	1,982	0,323	7463,92	0,143
220	0,096	2,470	0,282	1,500	1,595	1	1,500	0,150	0,450	1,986	0,326	7528,98	0,145
225	0,097	2,467	0,282	1,500	1,594	1	1,500	0,150	0,450	1,989	0,328	7593,13	0,146
230	0,098	2,465	0,282	1,500	1,594	1	1,500	0,150	0,450	1,993	0,331	7656,39	0,147
235	0,099	2,462	0,283	1,500	1,593	1	1,500	0,150	0,450	1,996	0,334	7718,80	0,148
240	0,100	2,460	0,283	1,500	1,593	1	1,500	0,150	0,451	1,999	0,336	7780,40	0,150
245	0,101	2,458	0,283	1,500	1,592	1	1,500	0,150	0,451	2,003	0,339	7841,19	0,151
250	0,101	2,456	0,283	1,500	1,592	1	1,500	0,150	0,451	2,006	0,342	7901,22	0,152
255	0,102	2,453	0,283	1,500	1,592	1	1,500	0,150	0,451	2,009	0,344	7960,51	0,153
260	0,103	2,451	0,284	1,500	1,591	1	1,500	0,150	0,451	2,012	0,347	8019,08	0,155
265	0,104	2,449	0,284	1,500	1,591	1	1,500	0,151	0,452	2,015	0,349	8076,95	0,156
270	0,105	2,447	0,284	1,500	1,591	1	1,500	0,151	0,452	2,018	0,352	8134,15	0,157
275	0,105	2,445	0,284	1,500	1,590	1	1,500	0,151	0,452	2,021	0,354	8190,69	0,158
280	0,106	2,443	0,284	1,500	1,590	1	1,500	0,151	0,452	2,025	0,357	8246,59	0,159
285	0,107	2,441	0,285	1,500	1,590	1	1,500	0,151	0,452	2,028	0,359	8301,88	0,160
290	0,108	2,439	0,285	1,500	1,589	1	1,500	0,151	0,453	2,030	0,361	8356,57	0,161
295	0,108	2,437	0,285	1,500	1,589	1	1,500	0,151	0,453	2,033	0,364	8410,67	0,163
300	0,109	2,435	0,285	1,500	1,589	1	1,500	0,151	0,453	2,036	0,366	8464,20	0,164
305	0,110	2,433	0,285	1,500	1,588	1	1,500	0,151	0,453	2,039	0,368	8517,18	0,165
310	0,111	2,432	0,285	1,500	1,588	1	1,500	0,151	0,453	2,042	0,371	8569,63	0,166
315	0,111	2,430	0,286	1,500	1,588	1	1,500	0,151	0,454	2,045	0,373	8621,55	0,167
320	0,112	2,428	0,286	1,500	1,587	1	1,500	0,151	0,454	2,048	0,375	8672,95	0,168
325	0,113	2,426	0,286	1,500	1,587	1	1,500	0,151	0,454	2,050	0,377	8723,87	0,169
330	0,113	2,425	0,286	1,500	1,587	1	1,500	0,151	0,454	2,053	0,379	8774,29	0,170

335	0,114	2,423	0,286	1,500	1,586	1	1,500	0,151	0,454	2,056	0,382	8824,24	0,171
340	0,115	2,421	0,286	1,500	1,586	1	1,500	0,151	0,454	2,059	0,384	8873,74	0,172
345	0,115	2,420	0,287	1,500	1,586	1	1,500	0,152	0,455	2,061	0,386	8922,78	0,173
350	0,116	2,418	0,287	1,500	1,586	1	1,500	0,152	0,455	2,064	0,388	8971,37	0,174
355	0,117	2,417	0,287	1,500	1,585	1	1,500	0,152	0,455	2,067	0,390	9019,54	0,175
360	0,117	2,415	0,287	1,500	1,585	1	1,500	0,152	0,455	2,069	0,392	9067,29	0,176
365	0,118	2,414	0,287	1,500	1,585	1	1,500	0,152	0,455	2,072	0,394	9114,63	0,177
370	0,119	2,412	0,287	1,500	1,585	1	1,500	0,152	0,455	2,074	0,396	9161,56	0,178
375	0,119	2,411	0,287	1,500	1,584	1	1,500	0,152	0,455	2,077	0,398	9208,11	0,179
380	0,120	2,409	0,288	1,500	1,584	1	1,500	0,152	0,456	2,079	0,400	9254,26	0,180
385	0,120	2,408	0,288	1,500	1,584	1	1,500	0,152	0,456	2,082	0,402	9300,05	0,181
390	0,121	2,406	0,288	1,500	1,584	1	1,500	0,152	0,456	2,084	0,404	9345,46	0,182
395	0,122	2,405	0,288	1,500	1,583	1	1,500	0,152	0,456	2,087	0,406	9390,51	0,183
400	0,122	2,404	0,288	1,500	1,583	1	1,500	0,152	0,456	2,089	0,408	9435,21	0,183
405	0,123	2,402	0,288	1,500	1,583	1	1,500	0,152	0,456	2,092	0,410	9479,56	0,184
410	0,124	2,401	0,288	1,500	1,583	1	1,500	0,152	0,456	2,094	0,412	9523,57	0,185
415	0,124	2,400	0,289	1,500	1,582	1	1,500	0,152	0,457	2,097	0,414	9567,25	0,186
420	0,125	2,398	0,289	1,500	1,582	1	1,500	0,152	0,457	2,099	0,416	9610,60	0,187
425	0,125	2,397	0,289	1,500	1,582	1	1,500	0,152	0,457	2,101	0,417	9653,63	0,188
430	0,126	2,396	0,289	1,500	1,582	1	1,500	0,152	0,457	2,104	0,419	9696,35	0,189
435	0,126	2,395	0,289	1,500	1,581	1	1,500	0,152	0,457	2,106	0,421	9738,76	0,190
440	0,127	2,393	0,289	1,500	1,581	1	1,500	0,152	0,457	2,108	0,423	9780,87	0,191
445	0,128	2,392	0,289	1,500	1,581	1	1,500	0,152	0,457	2,111	0,425	9822,68	0,191
450	0,128	2,391	0,289	1,500	1,581	1	1,500	0,153	0,458	2,113	0,427	9864,20	0,192
455	0,129	2,390	0,290	1,500	1,581	1	1,500	0,153	0,458	2,115	0,428	9905,43	0,193
460	0,129	2,388	0,290	1,500	1,580	1	1,500	0,153	0,458	2,117	0,430	9946,39	0,194
465	0,130	2,387	0,290	1,500	1,580	1	1,500	0,153	0,458	2,120	0,432	9987,06	0,195
470	0,130	2,386	0,290	1,500	1,580	1	1,500	0,153	0,458	2,122	0,434	10027,47	0,196
475	0,131	2,385	0,290	1,500	1,580	1	1,500	0,153	0,458	2,124	0,435	10067,61	0,197

