

Carlo Beltrami
Andreas Manoli
Tim Sullivan

IL COMPORTAMENTO SISMICO DI STRUTTURE IN CALCESTRUZZO LEGGERO:

- NUOVI EDIFICI IN CALCESTRUZZO ARMATO
- CONSOLIDAMENTO SOLAI DI EDIFICI ESISTENTI

**Carlo Beltrami
Andreas Manoli
Tim Sullivan**

IL COMPORTAMENTO SISMICO DI STRUTTURE IN CALCESTRUZZO LEGGERO:

- **NUOVI EDIFICI IN CALCESTRUZZO ARMATO**
- **CONSOLIDAMENTO SOLAI DI EDIFICI ESISTENTI**

Dichiarazione di esclusione di responsabilità:

Gli autori nel presente documento hanno fatto del loro meglio nell'interpretare le regole di progettazione tuttavia non prendono nessuna responsabilità per un inappropriata applicazione del lavoro presentato, che ha lo scopo solo di indicare e divulgare alcune possibili applicazioni del calcestruzzo leggero in zone sismiche.

Premessa

Lo scopo di questa ricerca è mettere in luce il comportamento sismico di strutture in calcestruzzo con aggregati leggeri di argilla espansa, a diretto confronto con le medesime strutture ma composte in calcestruzzo normale.

Dopo una breve esamina dei vantaggi del calcestruzzo leggero strutturale sono messe in evidenza, tramite diversi esempi e parametri tipici della progettazione, le prestazioni sismiche del materiale.

La prima parte di questo documento verte sullo stato dell'arte delle ricerche condotte in passato in merito al comportamento sismico delle strutture in calcestruzzo leggero e sui parametri che possono influenzare il comportamento sismico del materiale stesso. Successivamente si esamina un confronto fra diversi approcci di normativa, a livello internazionale, sul comportamento sismico e sul progetto sismico di strutture in calcestruzzo leggero, con particolare enfasi sulle indicazioni fornite dagli Eurocodici. A seguito delle introduzioni sullo stato dell'arte della ricerca e delle normative il documento presenta due applicazioni di principale interesse nella progettazione sismica di edifici nuovi e nella valutazione sismica di edifici esistenti, impiegando l'analisi parametrica come strumento di indagine delle prestazioni.

Pertanto si è esaminato:

- **Il progetto sismico di un nuovo edificio a telaio di 6 piani sia in calcestruzzo leggero che normale, seguendo le prescrizioni dell'Eurocodice 2 e 8 e secondo diversi scenari sismici di progetto (cap. 4).**
- **Il consolidamento di solai in legno in edifici esistenti in muratura tramite la realizzazione di un getto collaborante, che funge anche da piano rigido, sia in calcestruzzo leggero che normale con particolare attenzione agli effetti relativi che si hanno sul comportamento sismico globale dell'edificio (cap. 5).**

Carlo Beltrami

Lombardi Ingegneria srl - Milano

 **Lombardi**
Lombardi Ingegneria S.r.l.

Andreas Manoli

Tim Sullivan

Eucentre - Centro Europeo di Formazione
e Ricerca in Ingegneria Sismica - Pavia

 **EUCENTRE**
European Centre for Training and Research in Earthquake Engineering

Indice

1	INTRODUZIONE	5
1.1	Il calcestruzzo leggero	5
1.2	Il calcestruzzo leggero di argilla espansa	5
1.3	L'impiego di calcestruzzo leggero in zona sismica	5
1.4	Scopo di questa ricerca	6
1.5	Ricerca di letteratura sul comportamento sismico di strutture in calcestruzzo leggero	6
2	ATTUALI INDICAZIONI NORMATIVE PER LA PROGETTAZIONE SISMICA DEL CALCESTRUZZO ALLEGGERITO IN AMBITO EXTRA-EUROPEO	11
2.1	Linee guida ACI	11
2.2	La normativa giapponese	12
2.3	La normativa neozelandese	12
3	L'APPROCCIO DELL'EUROCODICE	13
3.1.	Introduzione	13
3.2.	Resistenze a compressione di progetto	14
3.3.	Resistenza a trazione di progetto	15
3.4.	Legame sforzi-deformazioni per l'analisi strutturale non lineare	15
3.5.	Calcestruzzo confinato	16
3.6.	Elementi con specifica armatura a taglio	17
3.7.	Conclusioni	18
4	PROGETTO SISMICO DI CONSOLIDAMENTO DI UN NUOVO EDIFICIO IN CALCESTRUZZO ARMATO	19
4.1	Descrizione	19
4.2	Analisi dei carichi	22
4.2.1	<i>Pesi propri</i>	22
4.2.2	<i>Carichi accidentali</i>	22
4.3	Combinazione dei carichi	22
4.4	Massa sismica	22
4.5	Valutazione delle azioni laterali	23
4.5.1	<i>Calcolo del fattore di struttura q</i>	23
4.5.2	<i>Spettro di accelerazione di progetto</i>	24
4.5.3	<i>Taglio sismico alla base</i>	24
4.5.4	<i>Modelli ed analisi per il progetto</i>	25
4.5.5	<i>Distribuzione delle forze sismiche orizzontali</i>	25
4.6	Verifica dell'effetto $P-\delta$ e degli spostamenti di interpiano	26
4.7	Progettazione della struttura in calcestruzzo armato	28
4.7.1	<i>Analisi delle sollecitazioni</i>	29
4.7.2	<i>Quantità di armature di progettato</i>	32

4.8	Analisi momento-curvatura delle sezioni critiche	34
4.8.1	<i>Approssimazione bilineare della curva momento-curvatura</i>	34
4.9	La capacità di deformazione di interpiano dei telai	35
4.10	Curvatura mobilizzata	38
4.11	Stima preliminare delle dimensioni della fondazione	39
4.12	Analisi dinamiche non lineari	39
4.12.1	<i>Descrizione</i>	39
4.12.2	<i>Approccio adottato nella modellazione</i>	39
4.12.3	<i>Accelerogrammi</i>	40
4.12.4	<i>Risultati delle analisi</i>	42
4.12.5	<i>Discussione dei risultati</i>	48
4.13	Conclusioni	51
4.13.1	<i>Progetto struttura in calcestruzzo armato</i>	51
4.13.2	<i>Comportamento dinamico non-lineare</i>	52

5 PROGETTO SISMICO DI CONSOLIDAMENTO DI UN EDIFICIO ESISTENTE IN MURATURA **53**

5.1	Introduzione	53
5.2	Risposta di una cella elementare ai carichi orizzontali: il ruolo dei diaframmi	54
5.2.1	<i>Connessioni a taglio tra soletta in calcestruzzo e solaio in legno</i>	54
5.2.2	<i>Connessioni muri-soletta</i>	55
5.3	Valutazione sismica	55
5.3.1	<i>Verifiche di resistenza sismica dell'edificio</i>	57
5.3.2	<i>Schema delle verifiche di sicurezza / prestazioni per mezzo di analisi statiche</i>	57
5.3.3	<i>Il fattore di struttura "q": significato e implicazioni nelle procedure di verifica della sicurezza</i>	58
5.3.4	<i>Valutazione del fattore di struttura</i>	59
5.4	Taglio sismico alla base	59
5.4.1	<i>Calcolo del periodo fondamentale di vibrazione (T1)</i>	59
5.4.2	<i>Taglio sismico alla base</i>	59
5.4.3	<i>Distribuzione lungo l'altezza delle forze sismiche orizzontali</i>	60
5.4.4	<i>Calcolo della ripartizione dei tagli di piano sui setti murari</i>	61
5.5	Resistenza a taglio delle pareti in muratura	62
5.5.1	<i>Resistenza ultima a flessione</i>	63
5.5.2	<i>Resistenza a rotazione (ribaltamento)</i>	63
5.5.3	<i>Resistenza ultima a taglio (Criterio della massima trazione)</i>	63
5.5.4	<i>Resistenza ultima a taglio (Scorrimento)</i>	63
5.6	Verifica di resistenza delle pareti in muratura	64
5.7	Conclusioni	66

6 SINTESI DEI RISULTATI **67**

6.1	Il calcestruzzo leggero nel progetto sismico dell'edificio in calcestruzzo armato	67
6.2	Consolidamento di solai con calcestruzzo leggero in edifici esistenti in muratura in zona sismica	68

BIBLIOGRAFIA **69**

1 Introduzione

1.1 IL CALCESTRUZZO LEGGERO

L'impiego di calcestruzzo leggero (LWAC, light-weight aggregate concrete) nella costruzione di strutture è di origine antica, almeno duemila anni. Porzioni del Pantheon furono infatti costruite dai Romani in calcestruzzo leggero, in cui l'aggregato era costituito da pietra pomice [Kowalsky et al., 1999]. Con l'avvento degli aggregati leggeri artificiali all'inizio del ventesimo secolo è stato possibile ottenere calcestruzzi leggeri con resistenze a compressione simili a quelle del calcestruzzo di peso normale. Il principale vantaggio che il calcestruzzo leggero apporta nella progettazione è, come ben noto, la riduzione del peso proprio. Questa tipologia "moderna" del calcestruzzo leggero è stata impiegata in recenti realizzazioni di strutture di edifici, pavimentazioni da ponte e parti di impalcati da ponte (tipicamente le sezioni vicino alla mezzera della campata).

1.2 IL CALCESTRUZZO LEGGERO DI ARGILLA ESPANSA

Nella categoria dei calcestruzzi realizzati con inerti leggeri, un particolare riferimento merita quello con aggregati in argilla espansa. Quest'ultima è comparsa negli anni '40 del secolo scorso ed i primi utilizzi ne sfruttavano le caratteristiche di coibenza termo-acustica e di leggerezza per la realizzazione di isolamenti, massetti e sottofondi, blocchi di muratura. In seguito, negli anni '70 l'evoluzione del materiale, diventato anche resistente grazie al processo di clinkerizzazione esterna dei granuli, ne suggerisce l'utilizzo anche

per fini strutturali, originando i calcestruzzi strutturali leggeri, dalle caratteristiche meccaniche sempre più simili a quelle dei calcestruzzi tradizionali. Attualmente, l'utilizzo dei calcestruzzi leggeri per fini anche strutturali è assai consolidato, come dimostrano le innumerevoli realizzazioni, anche ardite, in Italia e nel mondo, così come anche l'attenzione ad essi riservata dai codici normativi nazionali ed internazionali più avanzati in materia di progettazione strutturale. Questo è il frutto dell'interesse del mondo della ricerca scientifica negli ultimi anni verso questo calcestruzzo "ripensato" ed al quale si continuano a dedicare sforzi, come dimostra il presente lavoro.

1.3 L'IMPIEGO DI CALCESTRUZZO LEGGERO IN ZONA SISMICA

Il calcestruzzo leggero come materiale strutturale fornisce al progettista di opere in zona sismica l'indubbio vantaggio della riduzione della massa. Poiché le azioni sismiche di origine inerziale generano azioni di taglio e flessione in funzione della massa partecipata della sovrastruttura, una sovrastruttura di massa minore produrrà quindi una minore domanda di azioni sulle strutture portanti giungendo quindi ad una maggiore ottimizzazione. In aggiunta, la riduzione di azione assiale e momento flettente risultante nelle opere di fondazione può comportare un significativo risparmio nel costo delle fondazioni. Tuttavia la quan-

tificazione dell'effettivo beneficio non è così immediato, non si può evidentemente ragionare solo in termini di massa ma anche in termini di proprietà di rigidità delle strutture. **L'impiego di calcestruzzo leggero strutturale infatti induce una modifica del periodo fondamentale di vibrazione rispetto ad una struttura in calcestruzzo normale e di conseguenza ne è influenzata la domanda sismica in termini di parametri di forze e spostamenti.** Questo sarà un argomento di approfondimento di questo documento.

1.4 SCOPO DI QUESTA RICERCA

Lo scopo di questa ricerca consiste nell'esaminare il comportamento sismico di alcune tipologie di strutture in calcestruzzo leggero e confrontare le stesse con strutture equivalenti realizzate in calcestruzzo normale. **La prima parte di questo studio esamina la ricerca condotta in passato sul comportamento sismico delle strutture in calcestruzzo leggero e sui parametri più significativi che influenzano tale comportamento.**

Dopo questa prima ricerca di letteratura si affronta i diversi approcci alla progettazione sismica delle strutture in calcestruzzo leggero secondo i diversi codici di normativa, una particolare attenzione sarà data alle indicazioni fornite dagli Eurocodici.

Successivamente sono presentati i risultati, in forma di studio parametrico, del progetto sismico di un edificio a sei piani di tipo a telaio realizzato sia in calcestruzzo normale e calcestruzzo leggero, in accordo alle normative degli Eurocodici e per differenti scenari di sismicità del sito. Sono state condotte analisi dinamiche non-lineari per stimare le prestazioni sismiche delle strutture in calcestruzzo normale e leggero.

Un altro settore che si è valutato positivamente per l'applicazione delle strutture in calcestruzzo leggero è il consolidamento di solai di edifici in

muratura esistenti. Lo scopo dell'ultimo capitolo è di presentare l'impiego del calcestruzzo leggero come strategia di adeguamento/rinforzo in edifici esistenti in muratura in zona sismica.

Pertanto un getto in calcestruzzo (normale vs. leggero) di 8 cm di spessore è stato aggiunto al solaio esistente, costituito da travi ed assito in legno, di ciascun piano di un edificio in muratura al fine di garantire l'effetto di diaframma rigido di piano. È infine presentato un confronto sui risultati in termini di prestazioni sismiche globali considerando l'effetto dei due materiali cementizi (normale e leggero).

1.5 RICERCA DI LETTERATURA SUL COMPORTAMENTO SISMICO DI STRUTTURE IN CALCESTRUZZO LEGGERO

L'argomento di questo capitolo è incentrato alla sperimentazione condotta in passate ricerche su travi, colonne, nodi e solette al fine di investigare i parametri rilevanti nei confronti della progettazione sismica. I parametri di maggiore interesse riguardano: resistenza a taglio, resistenza a flessione, duttilità, energia di dissipazione e rigidità elastica. In diversi studi condotti in passato tali proprietà sono state indagate da: prove statiche, prove cicliche e prove dinamiche.

La ricerca descritta di seguito è suddivisa in sezioni in ordine cronologico.

Si evidenzia che le casistiche di comportamento di seguito riportate sono in parte influenzate dallo sviluppo avvenuto nel tempo nella ricerca del materiale di base, oltre che dal ben noto comportamento limite del calcestruzzo nei meccanismi a taglio/flessione (regolamentato nell'EC2).

In ogni caso i collassi per azione sismica sono stati indotti non tanto dalle proprietà intrinseche del materiale impiegato ma dall'insufficiente armatura dell'elemento strutturale, come testimoniato dalla gran parte dei collassi sismici che avvengono nelle strutture in calcestruzzo armato.

1.5.1 Forzani et al. [1979]

Alla fine degli anni settanta, Forzani et al., ha effettuato la sperimentazione di due nodi interni trave-colonna di un telaio duttile in calcestruzzo leggero e comparato i risultati con telai simili ma realizzati in calcestruzzo normale. L'obiettivo di questa ricerca era di ottenere informazioni sperimentali riguardanti la resistenza, la rigidezza, e la capacità di deformazione (duttilità), la capacità di dissipazione e assorbimento di energia del nodo trave-colonna in calcestruzzo leggero soggetto a carico monotonicamente e ciclico. Il primo esperimento era condotto in condizioni monotonicamente in entrambe le direzioni di carico, mentre il secondo esperimento era condotto in condizioni cicliche. I risultati dal primo esperimento erano simili con esperimenti precedenti condotti in telai in calcestruzzo normale, in termini di capacità di spostamento, resistenza e capacità di assorbire energia. Tuttavia, si evidenziava una significativa differenza nella rigidezza iniziale (52%). I risultati dalle prove cicliche evidenziavano un confronto meno favorevole, infatti dal confronto con il calcestruzzo normale si evidenziava una resistenza e una capacità di assorbire energia minore. La capacità di spostamento era essenzialmente la stessa. Gli autori attribuirono questa differenza al deterioramento dell'aderenza delle barre nei primi cicli a causa della minore resistenza dell'aggregato.

1.5.2 Rabbat et al. [1986]

Una serie di 16 prove sono state condotte sul comportamento ciclico di nodi trave-colonna. Le prove erano condotte con calcestruzzo leggero di resistenza a compressione di 41 MPa. I risultati indicarono una trascurabile differenza rispetto a resistenza, capacità di spostamento, o energia di dissipazione per il calcestruzzo leggero rispetto al calcestruzzo normale.

1.5.3 Jiuru and Xiaolin [1988]

In Cina è stata condotta una ricerca concentrata sul comportamento di tre nodi esterni trave-colonna di telai in calcestruzzo leggero ed uno di calcestruzzo normale soggetti a carichi ciclici. Maggiore enfasi è stata riposta nella resistenza a taglio, sulla deformabilità e ancoraggio delle barre nelle travi all'interno dei nodi in calcestruzzo leggero e sulla formazione di cerniere plastiche sulle sezioni delle travi. Il confronto dei risultati di due provini con il medesimo numero di staffe all'interno dei nodi, uno realizzato in calcestruzzo leggero ed il secondo realizzato in calcestruzzo normale, hanno evidenziato che il provino in calcestruzzo leggero ha sviluppato per primo la prima fessura inclinata e la prestazione di ancoraggio delle barre è stata peggiore rispetto al provino in calcestruzzo normale. Per provini con adeguata quantità di staffe nel nodo la rottura si è manifestata lato flessione-taglio nella zona di plasticizzazione delle travi dove i provini avevano una ridotta quantità di staffe, il nodo comunque si presentava fratturato e con effetti di distacco del calcestruzzo. Il provino con nodi senza staffe d'armatura esibirono l'espulsione accentuata di calcestruzzo e la rottura era evidenziata fragile. A causa della minore rigidezza e maggiore deformazione a snervamento, si raccomandava che il coefficiente di duttilità di strutture in calcestruzzo leggero, con adeguato livello di armatura nel nodo, doveva essere inferiore rispetto a strutture in calcestruzzo normale. L'energia totale dissipata dal sistema in calcestruzzo leggero era stato valutato fra 82% e 89% inferiore del sistema in calcestruzzo normale.

1.5.4 Monti et al. [1992]

Una ricerca condotta da Monti et al., riassunta anche da Kowalsky et al. [2004], a riguardo la progettazione e prova di 14 travi e colonne dimensionate in accordo con l'Eurocodice 8. Ciascuno dei

7 provini erano costruiti in calcestruzzo normale o calcestruzzo leggero allo scopo di condurre un confronto sul comportamento. Il programma sperimentale ha tenuto in conto di diverse configurazioni di armature mentre la dimensione degli elementi era stata mantenuta costante. Le colonne erano di lato 30cm, le travi avevano un'altezza di 40cm e larghezza 20cm. In termini di resistenza ultima flessionale i risultati della sperimentazione evidenziavano come i provini in calcestruzzo leggero raggiungessero il 98% dell'equivalente provino in calcestruzzo normale. Poiché tale differenza era imputata al margine di errore nelle prove si concluse che non vi era evidenza di differenza di comportamento nei due sistemi.

Tuttavia si evidenzia che le prove sulle travi erano state condotte considerando la resistenza a flessione indipendente dall'azione assiale. I provini in calcestruzzo leggero avevano evidenziato una capacità di spostamento equivalente ai provini in calcestruzzo normale (98% della capacità del calcestruzzo normale). L'energia di dissipazione non era evidenziata nella ricerca, tuttavia dall'esame dei diagrammi d'isteresi forza-spostamento non si evidenziava apprezzabile differenza fra la risposta dei due sistemi.

1.5.5 Kowalsky et al. [1999]

A fine degli anni novanta una serie di tre prove sono state condotte su colonne in larga scala soggette a momento flettente semplice secondo curve di carico cicliche e reversibili. Due colonne erano costruite in calcestruzzo leggero con resistenza di 36 MPa e 40 MPa, con l'unica differenza fra le due in termini di quantità di armatura trasversale. La terza prova era costituita da calcestruzzo normale ma per il resto identica a quella della prova in calcestruzzo leggero. È stata valutato che la resistenza a flessione del calcestruzzo leggero dovrebbe essere inferiore rispetto al calcestruzzo normale. La riduzione di resistenza è da attribuire

interamente alla minore capacità di efficienza del confinamento del calcestruzzo in compressione. Con riferimento alla rigidità elastica, i risultati delle prove evidenziavano una riduzione di rigidità di circa il 20% come valore appropriato per calcolare la rigidità di un elemento in calcestruzzo leggero. Questo fattore riduttivo evidenzia la riduzione di modulo elastico che si prevede nella struttura in calcestruzzo leggero. La massima capacità di spostamento è direttamente correlata con la massima capacità di deformazione che può essere governata da: (1) Instabilità delle barre longitudinali rispetto all'armatura trasversale e quindi rottura delle stesse; (2) Instabilità delle armature longitudinali fra strati di armatura trasversale sulla lunghezza di gap di una camicia d'acciaio e quindi conseguente rottura; (3) Rottura per confinamento dovuta alla rottura dell'armatura trasversale; (4) rottura dell'armatura longitudinale dovuta al superamento della deformazione ultima. I risultati della ricerca evidenziano che non vi è una significativa differenza nella capacità di deformazione fra calcestruzzo leggero e normale. Da questi risultati emerge chiaramente che non c'è differenza fra calcestruzzo leggero e normale in termini di energia di dissipazione della struttura.

Sulla base di questo risultato il meccanismo di trasferimento del taglio inizialmente sviluppata da Priestley e modificata da Kowalsky era stata ulteriormente modificata per il calcestruzzo leggero. La revisione riguarda il fattore di riduzione del contributo lato calcestruzzo della capacità a taglio in funzione della duttilità, che in questo caso è stata ridotta dal 15% al 30% in funzione del livello delle azioni anelastiche presenti sulla colonna.

1.5.6 Kowalsky et al. [2000]

La risposta dinamica a taglio e flessione del calcestruzzo leggero strutturale è stata studiata sperimentalmente nel 2000 da Kowalsky et al. cimentando a flessione tre pilastri in scala ridotta.

La ricerca, parte di una più ampia campagna di studio sulla risposta sismica di ponti realizzati in calcestruzzo alleggerito, aveva lo scopo di verificare precedenti indicazioni progettuali desunte da prove cicliche. Poiché durante i test non si erano manifestati collassi per taglio, è stato arduo trarre indicazioni soddisfacenti sul meccanismo di resistenza ultima a taglio; comunque, facendo riferimento a procedure di progetto delineate in precedenti ricerche, è stato possibile ottenere negli elementi una resistenza a taglio sufficiente a garantire una risposta duttile alle azioni sismiche.

1.5.7 Marzouk et al. [2001]

Marzouk et al. [2001] hanno sottoposto a prove cicliche sei nodi piastra-colonna, durante le quali a tutti i provini sono stati applicati carichi gravitazionali di entità pari ai carichi permanenti ed al 30% di quelli accidentali. I provini sono stati distinti in tre categorie: calcestruzzo leggero ad alta resistenza (high strength lightweight, HSLW, 70 MPa), calcestruzzo leggero con resistenza normale (normal strength lightweight, NSLW, 35 MPa), calcestruzzo con peso e resistenza normale (normal strength and normal weight, NSNW, 35MPa). L'esito dei test ha rivelato che la capacità flessionale del nodo aumentava al crescere sia della resistenza del calcestruzzo che della quantità di armatura. In particolare, la resistenza aumentava del 50% per un incremento di armatura compreso tra 0.5-1.0%. Gli autori hanno poi rimarcato che l'utilizzo del calcestruzzo di tipo HSLW forniva aumenti della duttilità, anche in termini di spostamento, e maggiore dissipazione energetica rispetto al calcestruzzo NSLW e NSNW. Inoltre, i provini con percentuale di armatura dello 0.5% hanno esibito maggiore duttilità rispetto a quelli con percentuale dell'1%. Al contrario, è stata osservata una duttilità decrescente con l'aumentare della percentuale d'armatura. Dal confronto tra i test sperimentali condotti e le indicazioni contenute nelle norme americane ACI, gli autori consiglia-

vano di sostituire il valore 0.85 attualmente indicato dalle ACI per il calcestruzzo di tipo NSLW con un fattore 0.9 per calcestruzzi di tipo HSLW.

1.5.8 Huang et al. [2003]

Un confronto tra le caratteristiche di resistenza alle azioni sismiche del calcestruzzo alleggerito e normale è stato condotto in Taiwan da Huang et al. [2003]. Lo studio, di natura sperimentale, è stato eseguito su 32 travi armate a flessione, realizzate sia con calcestruzzo con aggregati leggeri (lightweight aggregate concrete, LWAC) che calcestruzzo tradizionale (normal weight concrete, NWC), e su 18 travi non armate, confezionate con calcestruzzo a bassa e alta resistenza (rispettivamente 20 e 40 MPa). Tutti i provini misuravano 150 mm x 200 mm x 1500 mm. I test includevano anche analisi sulle frequenze e sullo smorzamento, mentre nelle travi armate è stata analizzata anche la rigidità. I risultati hanno evidenziato che nelle travi armate NWC la rigidità aumentava con la resistenza ed il modulo elastico del calcestruzzo, mentre questi parametri non influenzavano i valori delle travi armate LWAC. Per basse resistenze del calcestruzzo (i.e. 20 MPa), la rigidità delle travi armate in LWAC si è rivelata simile a quella delle travi armate in NWC; per resistenze del calcestruzzo prossime a 40 MPa, invece, la rigidità delle travi armate in NWC è risultata superiore del 20% a quella delle travi armate in LWAC.

L'analisi delle travi non armate ha mostrato che ad un aumento del modulo elastico del calcestruzzo corrisponde un incremento della frequenza di vibrazione: per basse resistenze del calcestruzzo (20 MPa) la frequenza di vibrazione delle travi LWAC ed NWC era simile e nelle prime il coefficiente di smorzamento era superiore che nelle seconde. Per resistenze del calcestruzzo prossime a 40 MPa il coefficiente di smorzamento era simile nei due materiali.

Negli elementi armati il coefficiente di smorzamento e le frequenze di vibrazione per il calcestruzzo LWAC si erano dimostrati superiori al NWC, mentre per resistenze prossime a 40 MPa tali grandezze tendevano ad attingere gli stessi valori per entrambi i casi, manifestando analoghe differenze sia in termini di massa che rigidità. Confrontando la resistenza sismica dei provini in LWAC e NWC, che differivano in peso per circa il 20% a parità di resistenza, è stato osservato che, per resistenze del calcestruzzo pari a 20 MPa il calcestruzzo alleggerito LWAC manifestava circa la stessa rigidità del calcestruzzo normale a fronte di una superiore capacità di smorzamento mentre, al contrario, per resistenze superiori (40 MPa) i due materiali proponevano le stesse caratteristiche di smorzamento, ma il una rigidità inferiore da parte del LWAC.

1.5.9 Galeota et al. [2004]

A L'Aquila Galeota et al. hanno testato, nel 2004, 32 colonne in calcestruzzo alleggerito ad alta resistenza sotto l'azione di un carico monotono ed eccentrico, con lo scopo di individuare gli effetti sulla risposta strutturale di parametri chiave quali la configurazione ed il passo dell'armatura trasversale e il rapporto geometrico di armatura longitudinale. Il calcestruzzo alleggerito utilizzato per confezionare i provini era dotato di resistenza cilindrica media a 28 gg pari a circa 60 MPa. I test, nei quali si erano assunte come variabili le quantità di armatura longitudinale e trasversale, hanno mostrato che sia la configurazione che il passo delle staffe influenzavano significativamente la duttilità delle colonne. Inoltre, studiando l'evoluzione del degrado della capacità portante delle stesse colonne gli autori hanno concluso che può essere ottenuto un significativo incremento di resistenza con una opportuna configurazione delle armature trasversali. Attraverso l'analisi della rispo-

sta strutturale in termini di carico – spostamenti in mezzera delle colonne i risultati hanno anche evidenziato complessivamente un buon accordo tra la predizione degli effetti del 2° ordine ottenuta attraverso la procedura approssimata contenuta nell'EC2 e quella ottenuta con più rigorose formulazioni analitiche.

2 Attuali indicazioni normative per la progettazione sismica del calcestruzzo alleggerito in ambito extra-europeo

In questa sezione vengono esposti i risultati del lavoro di ricerca condotto da Kowalsky e Dwairi [2004] concernente le indicazioni fornite da diversi codici normativi, ad eccezione dell'Eurocodice, sulla **progettazione sismica di strutture in calcestruzzo alleggerito**. Sull'argomento, per quanto a conoscenza degli autori, non vi sono esplicite istruzioni in nessuno dei principali codici normativi; tuttavia, in tutti i codici sono contenute istruzioni di carattere generale a proposito del comportamento a taglio e flessione sia per strutture realizzate in calcestruzzo tradizionale, sia per quelle in calcestruzzo alleggerito, fornendo le necessarie modifiche alle relazioni nei diversi casi. Per le specifiche fornite dall'Eurocodice si rimanda al prossimo capitolo.

2.1 LINEE GUIDA ACI

Secondo le norme ACI 318-08 la resistenza complessiva a taglio è data dalla somma dei contributi del calcestruzzo e dell'acciaio. La componente di resistenza dovuta al calcestruzzo è data da:

$$V_c = 0.166 \left(1 + 0.0725 \frac{P_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad \text{MPa, per membrane compresse}$$

$$V_c = 0.166 \left(1 + 0.29 \frac{P_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad \text{MPa, per membrane tese.}$$

La norma ACI ammette due approcci alternativi per il calcolo della capacità a taglio. Il primo approccio si basa sulla resistenza a spacco ("splitting") del calcestruzzo ed impone la sostituzione del termine $\sqrt{f'_c}$ col termine $\frac{f_{ct}}{6.7}$ (f_{ct} in MPa). Se la resistenza a spacco non è specificata il termine $\sqrt{f'_c}$ deve essere fattorizzato per 0.75 nel caso di calcestruzzi ad aggregati leggeri e per 0.85 nel caso di calcestruzzi ad aggregati fini leggeri. La resistenza a spacco del calcestruzzo si determina da una prova di carico su campione cilindrico caricato sul lato e misurando il carico totale applicato; la resistenza viene dedotta con la relazione:

$$f_{ct}' = \frac{2P}{\pi DL}$$

Con riferimento alla resistenza a flessione le ACI limitano la resistenza massima a compressione del calcestruzzo alleggerito a 34.5 MPa per strutture in aree sismiche, ammettendo deroghe solo qualora adeguate e sufficienti prove sperimentali indichino che la duttilità del materiale con resistenza superiore a 34.5 MPa sia la stessa riferibile ad un calcestruzzo normale. Ad eccezione di questa limitazione, le norme ACI non riportano altri requisiti inerenti la capacità flessionale o deformativa e la dissipazione energetica. Per quanto attiene la rigidezza elastica viene stabilito che “l’adozione di ogni ragionevole assunzione deve essere considerata nel calcolo delle rigidezze relative flessionali e torsionali degli elementi strutturali”. Inoltre, ai fini pratici della progettazione, è appropriato considerare una rigidezza flessionale per elementi a comportamento lineare pari a quella della sezione interamente reagente, mentre per elementi a comportamento non lineare pari al 50% di quest’ultima.

Il modulo elastico del calcestruzzo, parametro fondamentale nella determinazione della rigidezza delle membrature, viene valutato nelle norme ACI secondo la seguente relazione:

$$E_c = 0.04272\gamma^{1.5} \sqrt{f'_c}$$

(f'_c in MPa, γ peso specifico in kg/m³)

Pertanto un calcestruzzo leggero, avente densità di massa inferiore di circa il 30% rispetto ad un calcestruzzo normale di analoghe caratteristiche di resistenza, possiede un modulo elastico ridotto di circa il 40%.

2.2 LA NORMATIVA GIAPPONESE

Secondo le norme giapponesi JIS A 5002 le proprietà meccaniche del calcestruzzo alleggerito strutturale sono desunte da quelle del calcestruzzo normale: le resistenze caratteristiche a flessione, taglio, trazione, aderenza e capacità portante sono pari al 70% di quelle relative ai calcestruzzi normali, le quali sono determinate dalla resistenza a compressione, così come il modulo elastico, che vale 1.3, 1.5, 1.6 e 1.9 x 10⁵ MPa per resistenze caratteristiche a compressione pari a 18, 24, 30 e 40 MPa, rispettivamente.

2.3 LA NORMATIVA NEOZELANDESE

Le normative neozelandesi (NZS 3101) forniscono indicazioni molto simili a quelle contenute nelle ACI per quanto concerne la resistenza a taglio: qualora sia nota la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo f_c è sostituita con $1.8 \cdot f_{ct}$ (in MPa) in ogni relazione che permetta di calcolare la resistenza a taglio. Invece, se la resistenza a trazione del calcestruzzo non è nota le NZS adottano il medesimo approccio previsto nelle ACI.

3 L'approccio dell'Eurocodice

3.1 INTRODUZIONE

L'Eurocodice 2 (EN 1992-1-1) definisce **calcestruzzo in aggregati leggeri** come “**calcestruzzo a struttura chiusa e densità non superiore a 2200 kg/m³, composto completamente o in parte di aggregati leggeri di origine artificiale o naturale di densità inferiore a 2000 kg/m³.**”

Il **calcestruzzo in aggregati leggeri (LWAC, lightweight aggregate concrete)** è classificato in funzione della densità come indicato in tabella 3.1. La tabella fornisce anche le densità corrispondenti al calcestruzzo non armato e armato con ricorrenti percentuali di armatura, a cui può farsi riferimento durante la progettazione per il calcolo dei pesi propri e permanenti.

Nella trattazione del calcestruzzo si fa uso della seguente simbologia:

Classi di densità		1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
Densità (kg/m ³)		801-1000	1001-1200	1201-1400	1401-1600	1601-1800	1801-2000
Densità (kg/m ³)	Calcestruzzo non armato	1050	1250	1450	1650	1850	2050
	Calcestruzzo armato	1150	1350	1550	1750	1950	2150

Tabella 3.1: Classi di densità e corrispondenti densità di progetto per LWAC

η_E è il fattore di conversione per il calcolo del modulo di elasticità

η_1 è il coefficiente per la determinazione della resistenza a trazione

ρ è densità a secco del calcestruzzo leggero (LWAC) in kg/m³

La **resistenza a trazione del calcestruzzo leggero** si ottiene moltiplicando il valore di f_{ct} di tabella 3.2 per il coefficiente:

$$\eta_1 = 0.4 + 0.6 \cdot \rho/2200$$

in cui

ρ è il valore massimo della densità per la relativa classe secondo la tabella 3.1.

Una valutazione dei **valori medi del modulo elastico secante** E_{lcm} per il calcestruzzo leggero può ottenersi moltiplicando i valori di tabella 2.2, relativi a calcestruzzi con densità normale, per il seguente coefficiente:

$$\eta_E = (\rho/2200)^2$$

Nel seguito sono riportate le indicazioni contenute nell'Eurocodice 2 (le Norme Tecniche adottano le medesime espressioni) riguardo alle caratteristiche meccaniche considerate per il calcestruzzo leggero, raffrontate a quelle del calcestruzzo normale e raccolte nelle tabelle 3.2 e 3.3 rispettivamente,

nelle quali compaiono anche i valori calcolati per un calcestruzzo con $f_{ct} = 30\text{MPa}$.

	Valore	Espressione analitica
f_{ck}	(MPa) 30	
$f_{ck, cube}$	(MPa) 37	
f_{cm}	(MPa) 38	$f_{cm} = f_{ck} + 8(\text{MPa})$
f_{ctm}	(MPa) 2,9	$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{(2/3)}$
$f_{ctk,0.05}$	(MPa) 2,0	$f_{ctk,0.05} = 0.7 \cdot f_{ctm}$ 5% fractile
$f_{ctk,0.95}$	(MPa) 3,8	$f_{ctk,0.95} = 1.3 \cdot f_{ctm}$ 95% fractile
E_{cm}	(GPa) 33	$E_{cm} = 22 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3}$ (f_{cm} in MPa)
ϵ_{c1}	(‰) 2,2	
ϵ_{cu1}	(‰) 3,5	
ϵ_{c2}	(‰) 2,0	
ϵ_{cu2}	(‰) 3,5	
n	2,0	

Tabella 3.2: Resistenze e deformazioni caratteristiche per il calcestruzzo non alleggerito

	Valore	Espressione analitica
f_{lck}	(MPa) 30	
$f_{lck, cube}$	(MPa) 33	
f_{lcm}	(MPa) 38	$f_{lcm} = f_{lck} + 8(\text{MPa})$
f_{lctm}	(MPa) 2,42	$f_{lctm} = f_{ctm} \cdot \eta_1$ $\eta_1 = 0,4 + 0,6 \cdot \rho / 2200$ $\eta_1 = 0,4 + 0,6 \cdot 1600 / 2200 = 0,836$ $f_{lctm} = 2,9 \cdot 0,836 = 2,42$
$f_{lctk,0.05}$	(MPa) 1,67	$f_{lctk,0.05} = f_{ctk} \cdot \eta_1$ 5% fractile
$f_{lctk,0.95}$	(MPa) 3,18	$f_{lctk,0.95} = f_{ctk} \cdot \eta_1$ 95% fractile
E_{lcm}	(GPa) 17,46	$E_{lcm} = E_{cm} \cdot \eta_E$ $\eta_E = (\rho / 2200)^2$ $\eta_E = (1600 / 2200)^2 = 0,529$ $E_{lcm} = 33 \cdot 0,529 = 17,46$
ϵ_{lc1}	(‰) 3,25	$\epsilon_{lc1} = k \cdot f_{lctm} / (E_{lcm} \cdot \eta_E) = 0,00325$ $k = 1,0$ per tutti i calcestruzzi alleggeriti
ϵ_{lcu1}	(‰) 3,25	$\epsilon_{lcu1} = \epsilon_{lc1}$
ϵ_{lc2}	(‰) 2,0	
ϵ_{lcu2}	(‰) 2,926	$\epsilon_{lcu2} = 3,5 \cdot \eta_1$
n	2,0	

Tabella 3.3: Resistenze e deformazioni caratteristiche per il calcestruzzo alleggerito

3.2 RESISTENZE A COMPRESSIONE DI PROGETTO

I valori delle resistenze a compressione di progetto per il calcestruzzo non alleggerito ed alleggerito sono così definiti:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{e} \quad f_{lcd} = \alpha_{lcc} \cdot \frac{f_{lck}}{\gamma_{lc}}$$

dove:

γ_c o γ_{lc} è il fattore parziale di sicurezza del calcestruzzo normale o leggero, pari a 1.5;

α_{cc} o α_{lcc} è il coefficiente che considera gli effetti di lungo periodo sulla resistenza a compressione e sugli effetti sfavorevoli dovuti alle modalità di applicazione dei carichi; EC2 assume per il **calcestruzzo normale** $\alpha_{cc} = 1.0$ e per il **calcestruzzo alleggerito** $\alpha_{lcc} = 0.85$, perciò è imposta una riduzione del 15% alla resistenza di progetto del calcestruzzo alleggerito.

NTC08, invece, assumono identicamente

$$\alpha_{cc} = \alpha_{lcc} = 0.85.$$

Per cui i **valori di progetto delle resistenze a compressione per il calcestruzzo normale ed alleggerito con resistenza caratteristica cilindrica di 30 MPa secondo EC2** sono:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1.0 \cdot \frac{30}{1.5} = 20\text{MPa}$$

e

$$f_{lcd} = \alpha_{lcc} \cdot \frac{f_{lck}}{\gamma_{lc}} = 0.85 \cdot \frac{30}{1.5} = 17\text{MPa}$$

3.3 RESISTENZA A TRAZIONE DI PROGETTO

I valori delle **resistenze a trazione di progetto per il calcestruzzo non alleggerito ed alleggerito** sono così definiti:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} \quad \text{e} \quad f_{lctd} = \alpha_{lct} \cdot \frac{f_{lctk,0.05}}{\gamma_{lc}}$$

dove:

γ_c o γ_{lc} è il fattore parziale di sicurezza del calcestruzzo normale o leggero, pari a 1.5;

α_{ct} o α_{lct} è il coefficiente che considera gli effetti di lungo periodo sulla resistenza a compressione e sugli effetti sfavorevoli dovuti alle modalità di applicazione dei carichi, EC2 assume per il **calcestruzzo normale** $\alpha_{cc} = 1.0$ e per il **calcestruzzo alleggerito** $\alpha_{lcc} = 0.85$, perciò è imposta una riduzione del 15% alla resistenza di progetto del calcestruzzo alleggerito.

NTC08, invece, assumono identicamente

$$\alpha_{ct} = \alpha_{lct} = 0.85.$$

Per cui, i **valori di progetto delle resistenze a trazione per il calcestruzzo normale ed alleggerito con resistenza caratteristica cilindrica di 30 MPa secondo EC2** sono:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 1.0 \cdot \frac{2.0}{1.5} = 1.33 \text{ MPa}$$

e

$$f_{lctd} = \alpha_{lct} \cdot \frac{f_{lctk,0.05}}{\gamma_c} = 0.85 \cdot \frac{1.67}{1.5} = 0.95 \text{ MPa}$$

Perciò, la resistenza a trazione di progetto del calcestruzzo alleggerito, già inizialmente ridotta del 16% (da 2.0MPa a 1.67MPa), è ulteriormente ridotta del 15% ai fini del progetto.

3.4 LEGAME SFORZI-DEFORMAZIONI PER L'ANALISI STRUTTURALE NON LINEARE

Il legame costitutivo tra σ_c e ε_c per il caso uniasiale mostrato in figura 2.1, nella quale le tensioni e le deformazioni di compressione sono rappresentate in valore assoluto, è descritto dalla seguente espressione:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}$$

dove:

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{cl}$$

ε_{cl} è la deformazione corrispondente al valore medio di resistenza cilindrica a compressione (tabella 3.2)

$$k = 1.05 E_{cm} \cdot |\varepsilon_{cl}| / f_{cm} \quad (f_{cm} \text{ secondo la tabella 3.2}).$$

Tale espressione è valida per $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cul}|$ dove ε_{cul} è la deformazione nominale ultima. Per il **calcestruzzo in aggregati leggeri i valori ε_{cl} e ε_{cul} di tabella 3.2 sono sostituiti da ε_{lcl} e ε_{lcul} in tabella 3.3.**

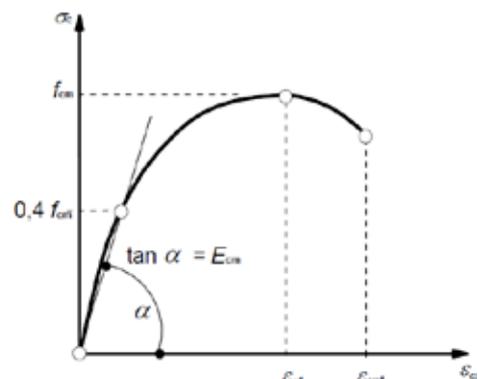


Figura 3.1: Rappresentazione schematica del legame costitutivo adottato per le analisi strutturali (l'adozione di $0.4 f_{cm}$ per la definizione di E_{cm} è convenzionale), secondo l'Eurocodice 2.

Come si osserva dalle tabelle 3.2 e 3.3 e dalla figura 2.3, l'EC2 definisce valori maggiori per la deformazione al picco di compressione per il calcestruzzo alleggerito rispetto al calcestruzzo normale (0.325% e 0.22%, rispettivamente); tuttavia, mentre per il primo la deformazione al picco coincide con la deformazione ultima ($\varepsilon_{lcul} = \varepsilon_{lcl}$), nel secondo la deformazione ultima, notoriamente, è superiore a quella corrispondente alla massima tensione ($\varepsilon_{cul} > \varepsilon_{cl}$).

3.5 CALCESTRUZZO CONFINATO

Il confinamento del calcestruzzo comporta un cambiamento del legame costitutivo sforzi-deformazioni del materiale, che vede incrementare ampiamente le capacità resistenti e deformative ultime.

L'Eurocodice 2 fornisce un legame per il calcestruzzo confinato come quello riportato in figura 2.3, per il quale le tensioni e le deformazioni caratteristiche sono calcolate come segue.

Per il calcestruzzo normale:

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot \left(1 + 5 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{ck}}\right) \quad \text{per } \sigma_2 \leq 0.05 \cdot f_{ck}$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot \left(1.125 + 2.5 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{ck}}\right) \quad \text{per } \sigma_2 \leq 0.05 \cdot f_{ck}$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \cdot \left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}}\right)^2$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0.2 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{ck}}$$

Per il calcestruzzo in aggregati leggeri:

$$f_{lck,c} = f_{lck} \cdot \left(1 + k \cdot \frac{\sigma_2}{f_{lck}}\right)$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \cdot \left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}}\right)^2$$

$$\varepsilon_{lcu2,c} = \varepsilon_{lcu2} + 0.2 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{lck}}$$

in cui:

- $\delta_2 (= \delta_3)$ è la tensione di compressione laterale efficace allo SLU dovuta al confinamento. Il confinamento può essere ottenuto con una quantità adeguata di staffe e legature opportunamente chiuse, che possono anche raggiungere la plasticizzazione a causa dell'espansione laterale del calcestruzzo caricato.
- $k=1.1$ per calcestruzzi confezionati con sabbia quale parte fine dell'aggregato e $k=1.0$ negli altri casi.

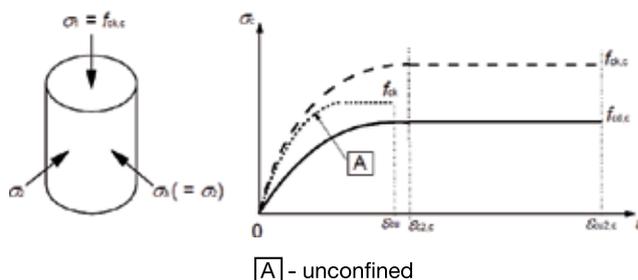


Figura 3.2: Legame costitutivo per il calcestruzzo confinato.

In figura 3.3 sono rappresentate le curve sforzi-deformazioni del calcestruzzo normale ed alleggerito con resistenza caratteristica a compressione 30 MPa confinati secondo il medesimo fattore di confinamento ($\Phi 6/130$). Si può notare come i due materiali abbiano qualitativamente in generale lo stesso comportamento anche se, grazie al confinamento, il calcestruzzo normale raggiunge una resistenza a compressione di 32.3 MPa, mentre quello con aggregati leggeri di 30.5 MPa. Pertanto, si può concludere che il confinamento è generalmente più efficace nel calcestruzzo normale che in quello alleggerito. Anche le deformazioni ultime beneficiano degli effetti del confinamento e rispettano questo trend, incrementando significativamente i loro valori. In particolare il calcestruzzo normale raggiunge valori fino all'8.7% superiori di quelli relativi al calcestruzzo alleggerito (0.660% vs 0.603%).

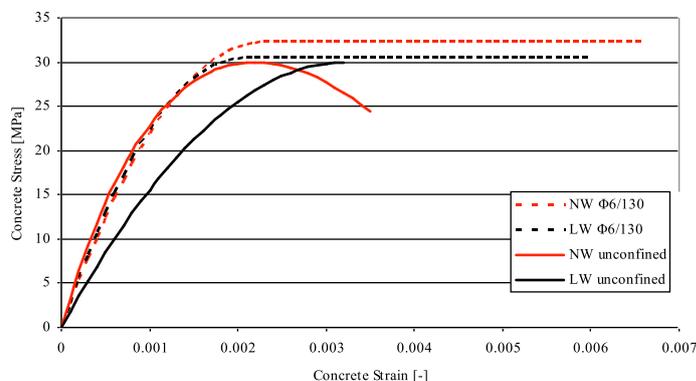


Figura 3.3: Legame costitutivo dell' EC2 per il calcestruzzo normale e alleggerito, non confinato e confinato con resistenza cilindrica caratteristica 30MPa

3.6 ELEMENTI CON SPECIFICA ARMATURA A TAGLIO

Secondo l'Eurocodice 2, negli elementi con armature a taglio verticali, la resistenza a taglio V_{Rd} è la minore tra:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad \text{e} \quad V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{lcd}}{\cot \theta + \tan \theta}$$

ma non deve superare il valore:

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} \alpha_{cw} v_1 f_{lcd}$$

in cui:

- A_{sw} è l'area trasversale delle staffe;
- s è il passo delle staffe;
- f_{ywd} è la tensione di snervamento di progetto dell'acciaio impiegato per le staffe;
- α_{cw} è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra lo sforzo di compressione nel corrente compresso ed altre sollecitazioni di compressione altrimenti applicate;
- v_1 è il fattore di riduzione della resistenza a schiacciamento delle bielle compresse di calcestruzzo e vale:

$$v_1 = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0.528 \quad \text{per il calcestruzzo normale}$$

$$v_1 = 0.5 \cdot \eta_1 \cdot \left(1 - \frac{f_{lck}}{250}\right) = 0.5 \cdot 0.836 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0.368 \quad \text{per il calcestruzzo leggero.}$$

Perciò, il fattore di riduzione v_1 è il 30% inferiore nel caso del calcestruzzo con inerti leggeri.

3.7 CONCLUSIONI

In generale l'EC2 tratta i calcestruzzi normale e leggero con un approccio simile, pur prevedendo capacità resistenti e deformative inferiori per il secondo. Come visto in precedenza la norma propone le stesse relazioni ed equazioni per il progetto e la verifica, ma con le seguenti differenze:

- Le resistenze a compressione e a trazione di progetto del calcestruzzo alleggerito sono rispettivamente il 15% ed il 28% inferiori ai corrispondenti valori del calcestruzzo non alleggerito.
- Il modulo di elasticità del calcestruzzo leggero può essere assunto pari a quello del calcestruzzo normale ridotto attraverso un fattore $\eta_E < 1$, correlato al peso proprio del calcestruzzo. Tale riduzione può raggiungere il 47%.
- Il confinamento nel calcestruzzo alleggerito è trattato con le stesse relazioni valide per il calcestruzzo normale considerando, però, tensioni e deformazioni caratteristiche ridotte, che comportano minori valori ultimi di deformazione (8.7%) e tensioni di picco (5.6%).
- La resistenza a taglio degli elementi in calcestruzzo leggero con armature a taglio verticali è ottenuta modificando la massima resistenza a taglio $V_{Rd,max}$ attraverso ν_1 , un coefficiente riduttivo della resistenza relativo ai puntoni di calcestruzzo. Ne risultano riduzioni fino al 30% rispetto ad un calcestruzzo tradizionale.

In definitiva si può osservare che:

- Le differenze di rigidità in campo elastico non hanno grande importanza in condizione sismica SLU, semmai la differenza sarà in condizione SLE statica;
- I coefficienti di riduzione delle resistenze a compressione (sia diretta che del puntone a taglio) non hanno generalmente una influenza significativa nelle verifiche sismiche;
- Diversamente il comportamento del calcestruzzo in compressione confinato, come dai grafici a fianco esposti tracciati con le equazioni EC2, evidenzia un comportamento quasi del tutto simile al cls normale. Evidenziando di fatto capacità di deformazione del tutto analoghe.

Nonostante i diversi coefficienti riduttivi applicati alle resistenze ed alle rigidità, **l'utilizzo del calcestruzzo con aggregati leggeri per il progetto di strutture in zone sismiche assicura diversi vantaggi, come sarà mostrato nel capitolo seguente. In primo luogo, le strutture realizzate con questo tipo di calcestruzzo beneficiano di una minore massa e quindi minori pesi sismici, essendo il peso specifico del materiale minore di quello di un normale calcestruzzo; ne consegue una risposta sismica attenuata. Inoltre, godendo di un modulo di elasticità minore, il calcestruzzo in aggregati leggeri conferisce alle strutture una maggiore deformabilità che si traduce in periodi di vibrazione maggiori e quindi accelerazioni sulla struttura inferiori.**

4 Progetto sismico di un nuovo edificio in calcestruzzo armato

4.1 DESCRIZIONE

Lo scopo di questo capitolo è di esaminare il vantaggio del calcestruzzo leggero in confronto con il calcestruzzo normale nell'ambito del progetto di una nuova struttura in calcestruzzo armato. Per questo motivo, due telai simili in calcestruzzo armato sono stati progettati in accordo alla normativa Eurocodice 2 ed Eurocodice 8. Il primo sistema è caratterizzato da travi, solette e colonne in calcestruzzo normale mentre il secondo sistema è caratterizzato da travi e solette in calcestruzzo leggero ma mantiene le colonne realizzate in calcestruzzo normale. Tale scelta è dettata dalla ottimale distribuzione del calcestruzzo leggero nella massa dell'edificio, ovvero influenzando principalmente il getto dell'intera superficie orizzontale ed in maniera molto minore i pilastri. Questo anche nell'ottica di massimizzare costi/benefici.

Per semplicità, d'ora innanzi sull'edificio con travi e solette in calcestruzzo leggero e colonne in calcestruzzo normale sarà riferito alla denominazione "Edificio in calcestruzzo leggero" in contrapposizione con l'"Edificio in calcestruzzo normale".

Lo studio intrapreso presenta un edificio di sei piani, di classe di importanza II (edificio residenziale con importanza normale, Eurocodice). La figura 4.1 illustra lo schema in pianta dell'edificio mentre in figura 4.2 si illustra la

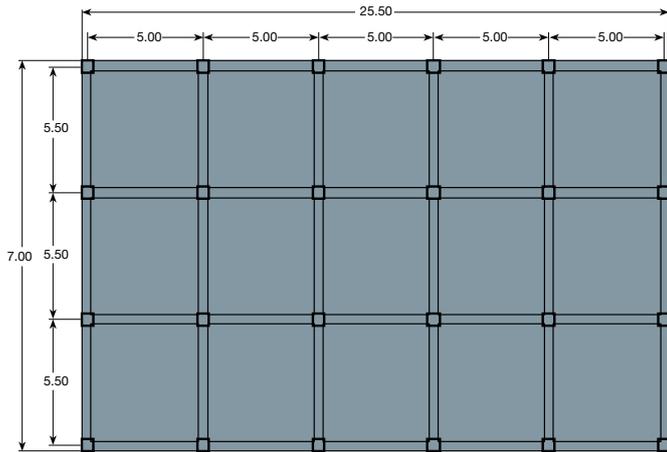
sezione dell'edificio con in evidenza il telaio tipico. L'edificio evidenzia una geometria regolare sia in pianta che in altezza. L'EC8 consente in questo caso l'impiego di un modello strutturale piano e un approccio di progettazione basato sull'approccio statico equivalente. Non è stato necessario ridurre il fattore di struttura q per tenere conto dell'irregolarità. Il calcolo delle forze sismiche per l'analisi statica equivalente può essere suddivisa nei seguenti argomenti:

- Stima del peso proprio e delle masse partecipanti con il sisma;
- Calcolo del taglio alla base dell'edificio;
- Distribuzione delle forze laterali e calcolo del momento sismico alla base;

Poiché non sono presenti pareti di taglio l'edificio è classificato come "sistema a telaio". In accordo con EC8 un sistema a telaio è definito come "un sistema strutturale in cui i carichi verticali e laterali sono principalmente assorbiti da telai spaziali la cui resistenza a taglio alla base dell'edificio supera del 65% il taglio di base resistente totale dell'intero sistema strutturale".

PRIMO SISTEMA

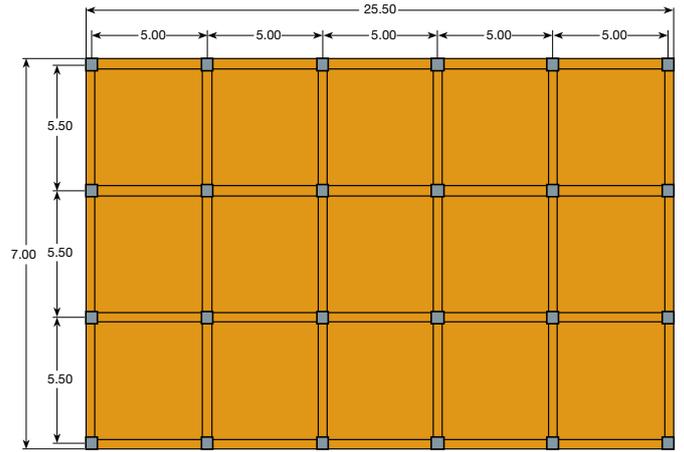
■ Calcestruzzo normale per travi, solette, colonne



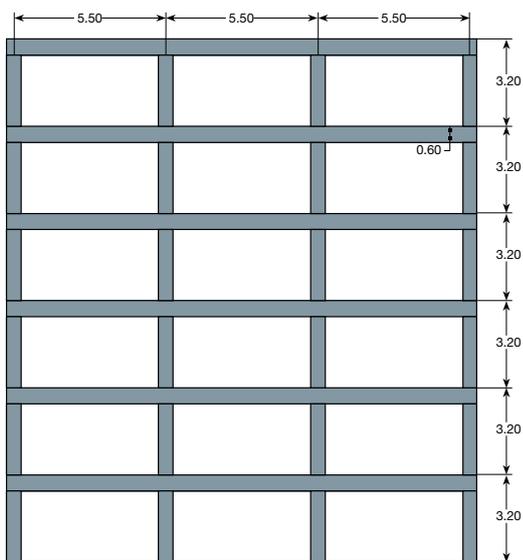
Y
X
Figura 4.1: Sezione planimetrica dell'edificio

SECONDO SISTEMA

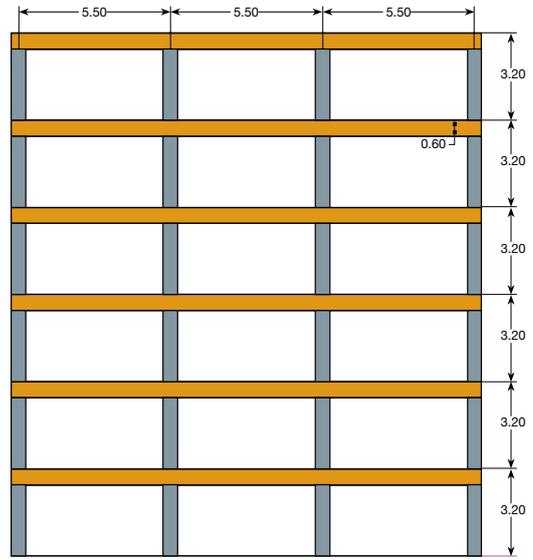
■ Calcestruzzo leggero per travi e solette,
■ Calcestruzzo normale per colonne



Y
X
Figura 4.1 Sezione planimetrica dell'edificio



Z
Y
Figura 4.2: Sezione verticale dell'edificio



Z
Y
Figura 4.2: Sezione verticale dell'edificio

Lo scopo dell'EC8 è di assicurare la sicurezza delle vite umane durante lo svilupparsi di un terremoto forte e manifestare un danno limitato durante l'azione di un terremoto frequente. La normativa consente di resistere a questi eventi tramite o un sistema dissipativo (duttile) o sia tramite un sistema non-dissipativo (essenzialmente elastico), c'è un evidente vantaggio nel resistere eventi più grandi mediante l'attivazione di meccanismi dissipativi. Tuttavia la gran parte delle normative è inquadrata con l'obiettivo di assicurare stabilità, affidabili prestazioni dissipative in predefinite "zone critiche", che limita le forze d'inerzia sviluppatesi nelle restanti parti della struttura. Il progetto e le regole dei dettagli sono formulati per riflettere l'intento di sviluppare la plasticità in queste zone critiche, con i benefici di ridurre le forze d'inerzia tramite la penalizzazione dovuta a requisiti più stringenti di layout dell'edificio o dettagli d'armatura. Questa è la particolarità delle strutture in calcestruzzo in cui tale prestazione estrema può essere sviluppata se la degradazione della resistenza durante cicli isteretici è minimizzata da appropriati particolari nelle zone critiche che assicurino che la stabilità del comportamento plastico non è indeterminato dalla possibilità di sviluppare modi di rottura fragile come il taglio o compressione nell'instabilità longitudinale delle barre. Con questa premessa la normativa introduce tre classi di dissipazione:

- Bassa
- Media
- Alta

In questo studio si è considerata la classe di dissipazione media (DCM). Il progetto è stato condotto assumendo la possibilità di sviluppare alti livelli di plasticità e corrispondenti dettagli sono stati considerati. Si noti che il progetto riguarda unicamente un singolo telaio interno, trasversale all'edificio. Le caratteristiche dei materiali adottati nella progettazione sono di seguito riportati:

Parametro	NWC (MPa)		LWAC (MPa)	
Classe di resistenza	C30/37		C30/33	
Resistenza cilindrica a compressione	f_{ck}	30	f_{ck}	30
Resistenza cubica a compressione	R_{ck}	37	R_{ck}	33
Resistenza media a compressione	f_{cm}	38	f_{lcm}	38
Resistenza di progetto a compressione	f_{cd}	20	f_{lcd}	17
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2,90	f_{lctm}	2,42
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	2,00	$f_{lctk,5\%}$	1,67
Resistenza di progetto a trazione	f_{ctd}	1,33	f_{lctd}	1,13
Modulo elastico	E_{cm}	33000	E_{lcm}	17460

4.2 ANALISI DEI CARICHI

4.2.1 Pesi propri

- Peso proprio colonne (500mm x 500mm) e altezza utile di 2.6m:
 - $0.5\text{m} \times 0.5\text{m} \times 2.6\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 16.25$
- Soletta di piano in calcestruzzo $s=180\text{mm}$:
 - $0.18\text{m} \times 5.0\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 22.5 \text{ kN/m}$ (per calcestruzzo NW)
 - $0.18\text{m} \times 5.0\text{m} \times 17.5 \text{ kN/m}^3 = 15.75 \text{ kN/m}$ (per calcestruzzo LW)
- Peso proprio travi (H=600mm x B=400mm)
 - $0.6\text{m} \times 0.4\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 6 \text{ kN/m}$ (per calcestruzzo NW)
 - $0.6\text{m} \times 0.4\text{m} \times 17.5 \text{ kN/m}^3 = 4.2 \text{ kN/m}$ (per calcestruzzo LW)
- Pareti interne non strutturali (altezza 2.6m) – singola muratura con mattone di spessore 100mm, intonacato su entrambi i lati (12mm):
 - Muratura: $0.1\text{m} \times 2.6\text{m} \times 18 \text{ kN/m}^2 = 4.68 \text{ kN/m}$;
 - Intonaco: $2 \times 0.012\text{m} \times 2.6\text{m} \times 21 \text{ kN/m}^2 = 1.31 \text{ kN/m}$;
 - Totale: 5.99 kN/m
- Finiture di piano, etc: 1.0 kN/m^2
 - $5.0\text{m} \times 1.0 \text{ kN/m}^2 = 5.0 \text{ kN/m}$

4.2.2 Carichi accidentali

- Copertura (2 kN/m^2)
 - $5.0\text{m} \times 2 \text{ kN/m}^2 = 10\text{kN/m}$
- Abitazione (2 kN/m^2)
 - $5.0\text{m} \times 2 \text{ kN/m}^2 = 10\text{kN/m}$

Piano	Telaio in calcestruzzo NW		Telaio in calcestruzzo LW	
	Peso proprio G	Accidentale Q	Peso proprio G	Accidentale Q
	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)
6	34	10	25	10
5	39	10	31	10
4	39	10	31	10
3	39	10	31	10
2	39	10	31	10
1	39	10	31	10

Tabella 4.1: Distribuzione del carico vertical nelle solette di piano per il telaio in calcestruzzo NW e LW

4.3 COMBINAZIONE DEI CARICHI

Sono considerate due differenti combinazioni di carico; una combinazione statica SLU ($1.35G+1.5Q$) ed una combinazione SLU sismica ($G+0.3Q$).

Piano	Telaio in calcestruzzo NW		Telaio in calcestruzzo LW	
	SLU statica	SLU sismica	SLU statica	SLU sismica
	$1,35G + 1,5Q$	$G + 0,3Q$	$1,35G + 1,5Q$	$G + 0,3Q$
	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)
6	60	37	49	28
5	68	42	57	34
4	68	42	57	34
3	68	42	57	34
2	68	42	57	34
1	68	42	57	34

Tabella 4.2: Combinazione SLU carichi per NW e LW telaio calcestruzzo

4.4 MASSA SISMICA

In accordo con l'EC8 Parte 1, la massa da considerare nell'analisi sismica dovrebbe essere associata alla combinazione dei carichi: $G + \psi_{E,i} \cdot Q$ dove $\psi_{E,i}$ può essere preso uguale a 0.3. Come evidente dalla seguente tabella 4.3, l'impiego del calcestruzzo leggero riduce la massa sismica del 19%.

Piano	Telaio in calcestruzzo NW		Telaio in calcestruzzo LW		Differenza massa sismica
	SLU sismica $G + 0,3Q$	Massa sismica	SLU statica $G + 0,3Q$	Massa sismica	
	(kN)	(ton)	(kN)	(ton)	%
6	653	67	508	52	22,4
5	787	80	642	65	18,8
4	787	80	642	65	18,8
3	787	80	642	65	18,8
2	787	80	642	65	18,8
1	787	80	642	65	18,8
Totale:		468		379	19

Tabella 4.3: Seismic mass of NW and LW concrete frame

4.5 VALUTAZIONE DELLE AZIONI LATERALI

4.5.1 Calcolo del fattore di struttura q

Quando il progetto di una struttura prende in considerazione il **comportamento sismico non-lineare**, una varietà di analisi sono disponibili. Il più semplice e più impiegato approccio è il metodo dell'analisi lineare, come descritta da Elghazouli [2009], ma con il progetto di azioni ridotte sulla base di un singolo, globale **coefficiente di comportamento**, q . EC8 fornisce valori di riferimento di q per strutture comuni, come la seguente:

$$q = q_o \cdot k_w \geq 1.5$$

In accordo all'EC8, per sistemi a telaio DCM, q_o è valutato con la seguente formula:

$$q_o = 3.0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$$

Il rapporto α_u / α_1 dipende dalla classificazione della struttura. Per edifici a più piani, a telaio con più campate, e senza una più accurata valutazione ottenuta tramite analisi pushover, EC8 permette l'ipotesi di:

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1.3$$

Per cui $q_o = 3 \cdot 1.3 = 3.9$

$k_w = 1$ per sistemi a telaio

Quindi: $q = 3.9 \cdot 1 = 3.9$

Questo approccio è ben definito per strutture semplici, dove ci si aspetta che l'inelasticità si possa distribuire in modo uniforme [Elghazouli, 2009].

FATTORE DI STRUTTURA O COEFFICIENTE DI COMPORTAMENTO Q

*Il fattore di struttura q o coefficiente di comportamento è un parametro che consente di tenere conto dei **benefici della non linearità della risposta sismica strutturale in maniera semplificata**, pur restando nell'ambito dell'analisi di tipo elastico-lineare. Infatti, il ricorso a sofisticate analisi strutturali non lineari mal si presta alla pratica progettuale quotidiana, data la loro difficoltà e il loro elevato onere in termini di calcolo e trattamento dei risultati. **Il fattore q è un parametro di natura essenzialmente statistica che descrive sinteticamente le capacità dissipative della struttura**, legate alle caratteristiche del comportamento isteretico dei materiali impiegati e alla tipologia strutturale.*

*Riconoscendo, attraverso q , **proprietà dissipative alla struttura**, cioè ammettendo che **la struttura sia in grado di dissipare parte dell'energia sismica in ingresso mediante un idoneo comportamento dei materiali e delle sezioni** (comportamento duttile), è consentito dalle norme **ridurre**, proporzionalmente a q , **l'entità delle azioni sismiche di progetto da applicare alla struttura stessa**; si ottengono così apprezzabili vantaggi venendo ridotte le sollecitazioni e di conseguenza le sezioni degli elementi strutturali.*

4.5.2 Spettro di accelerazione di progetto

L'edificio è stato progettato secondo le indicazioni di EC8, spettro Tipo 1, suolo di categoria C. I parametri spettrali sono i seguenti:

$$S = 1.15, T_B = 0.2s, T_C = 0.6s, T_D = 2.0s,$$

Per la parametrizzazione dello studio sono state considerate tre diverse accelerazioni massime al suolo per rappresentare tre livelli di sismicità del sito:

$$\alpha_{gR} = 0.3g, \quad \alpha_{gR} = 0.1g \quad \text{e} \quad \alpha_{gR} = 0.05g$$

Tali valori sono riscontrabili nell'ambito del territorio italiano, come mostra la mappa di pericolosità sismica secondo l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) riportata in figura 4.3. Si noti che i valori di accelerazione adottati corrispondono circa alle zone della mappa evidenziate nei colori viola scura, verde chiaro e grigio-azzurro, rispettivamente.

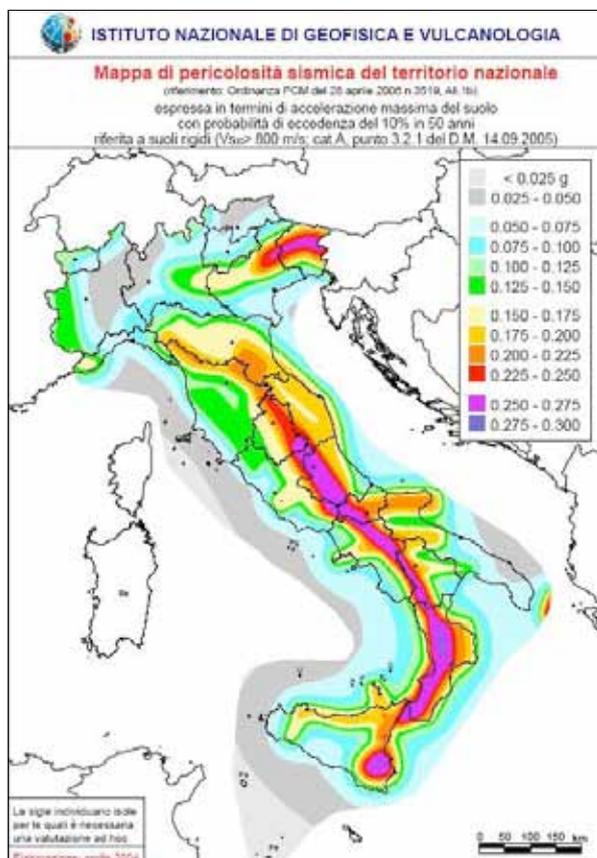


Figura 4.3: Mappa di pericolosità sismica del territorio italiano (INGV).

Il fattore di importanza è stato adottato pari a $\gamma_{II} = 1.0$, quindi l'accelerazione di progetto risulta $\alpha_g = \gamma_{II} \alpha_{gR} = 0.3g, 0.1g$ e $0.05g$ rispettivamente.

La Figura 4.4 illustra gli spettri di progetto per $q = 3.9$.

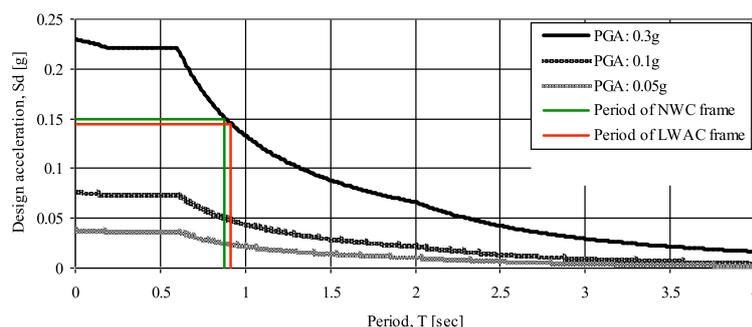


Figura 4.4: Spettro di progetto per $q = 3.9$.

4.5.3 Taglio sismico alla base

Il taglio sismico alla base (F_b), nella direzione di inflessione del telaio analizzata (direzione trasversale y) è stato determinato con la seguente espressione:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

- $S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di progetto dell'EC8 valutato al periodo T_1 ;
- T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione del telaio per moto orizzontale in direzione y , valutata con l'analisi modale così che la differenza di rigidità dei due telai è tenuta in conto;
- m è la massa totale dell'edificio, sopra la fondazione, valutata con la combinazione SLU sismica $G+0.3Q$;
- λ è un fattore correttivo, il valore è stimato in questo caso pari a: $\lambda = 0.85$ (infatti $T_1 \leq 2T_C$);

Come evidenziato nella tabella 4.4, nonostante la massa minore, il telaio in calcestruzzo leggero evidenzia un periodo fondamentale più lungo a causa del minore modulo di elasticità del calcestruzzo leggero possiede e per cui si giustifica una minore rigidità.

La modalità in cui le strutture sono state modellate ed analizzate per ottenere il periodo evidenziato nella tabella 4.4 è illustrata nel seguente paragrafo.

PGA	Calcestruzzo NW		Calcestruzzo LW		Differenza in taglio alla base
	$T_1=0,877$ sec $m = 468$ tones		$T_1=0,915$ sec $m = 379$ tones		
	$S_d(T_1)$	F_b (kN)	$S_d(T_1)$	F_b (kN)	%
0,3g	0,153g	595,0	0,146g	460,8	22,6
0,1g	0,051h	198,3	0,049g	153,6	22,6
0,05g	0,026g	99,2	0,024g	76,8	22,6

Tabella 4.4: Taglio sismico di base per telaio in calcestruzzo NW and LW soggetto a diversi livelli di intensità sismica.

4.5.4 Modelli ed analisi per il progetto

Per la determinazione del periodo di vibrazione fondamentale di ciascun telaio, una analisi modale è stata sviluppata tramite il programma ad elementi finite LinPro2.7.5 [Siljak, 2007]. La figura 4.5 presenta una immagine del telaio LW modellato con il programma di cui sopra.

Ogni modello è stato sviluppato considerando la linea geometrica, le masse sono di tipo concentrato (Lumped) a quattro nodi per ciascun piano. **Per tenere conto della rigidità dei piani, si è impiegato l'ipotesi di piano rigido.** Le proprietà di ogni elemento strutturale inserite nel software di calcolo risultano:

- Modulo di elasticità (per i valori vedi il § 3.1)
- Area sezione trasversale (per i valori vedi il § 4.2.1)
- Momento d'inerzia della sezione fessurata

In accordo all'Eurocodice 8: "In edifici in calcestruzzo, la rigidità degli elementi portanti dovrebbe essere in generale valutata prendendo in considerazione l'effetto della fessurazione. Tale rigidità dovrebbe corrispondere all'inizio dello snervamento delle armature". Per questo motivo, la normativa consente che "le proprietà di rigidità a flessione e a taglio dovrebbero

essere considerate 1/2 della corrispondente rigidità degli elementi non fessurati". Considerando quindi questo concetto, il momento d'inerzia degli elementi modellati è stato adottato in termini di metà del valore originale non fessurato.

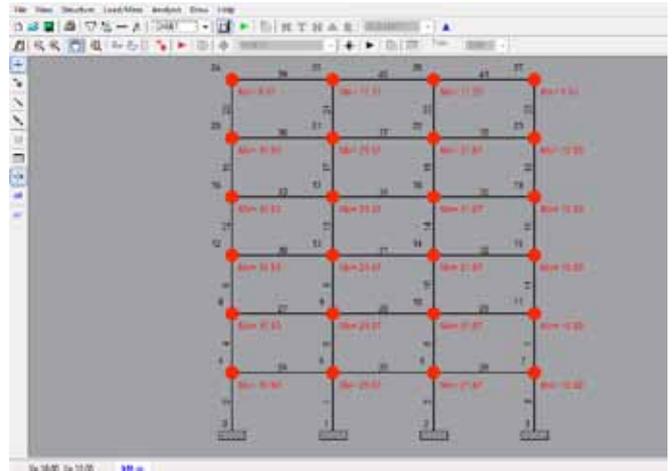


Figura 4.5: Immagine del modello a telaio in LW (software LinPro2.7.5)

4.5.5 Distribuzione delle forze sismiche orizzontali

La tabella 4.5 presenta le forze laterali equivalenti applicate al modello di calcolo per ottenere la richiesta di resistenza degli elementi strutturali. La forma di distribuzione del taglio alla base secondo l'altezza del telaio (Figura 4.6) è funzione del modo fondamentale di vibrare. Per un edificio regolare, l'EC8 consente l'ipotesi che la deformata sia di tipo lineare. Con questa ipotesi, la forza d'inerzia generata al piano è proporzionale al prodotto fra la massa di piano e la sua distanza dalla base dell'edificio. L'EC8 valuta le forze di piano secondo la formula:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$

Dove z_i, z_j sono le distanze delle masse m_i, m_j rispetto al livello di applicazione delle forze sismiche.

Piano	Altezza z_i (m)	Calcestruzzo NW			Calcestruzzo LW				
		Massa m_i (ton)	0,3g	0,1g	0,05g	Massa m_i (ton)	0,3g	0,1g	0,05g
			F_i (kN)	F_i (kN)	F_i (kN)		F_i (kN)	F_i (kN)	F_i (kN)
6	19,2	67	148,2	49,2	24,7	52	110,7	36,9	18,5
5	16	80	148,9	49,6	24,8	65	116,7	38,9	19,4
4	12,8	80	119,1	39,7	19,9	65	93,3	31,1	15,6
3	9,6	80	89,4	29,8	14,9	65	70,0	23,3	11,7
2	6,4	80	59,6	19,9	9,9	65	46,7	15,6	7,8
1	3,2	80	29,8	9,9	5,0	65	23,3	7,8	3,9
			595,0	198,3	99,2		460,8	153,6	76,8

Tabella 4.5: Distribuzione laterale delle forze adottando l'approssimazione lineare

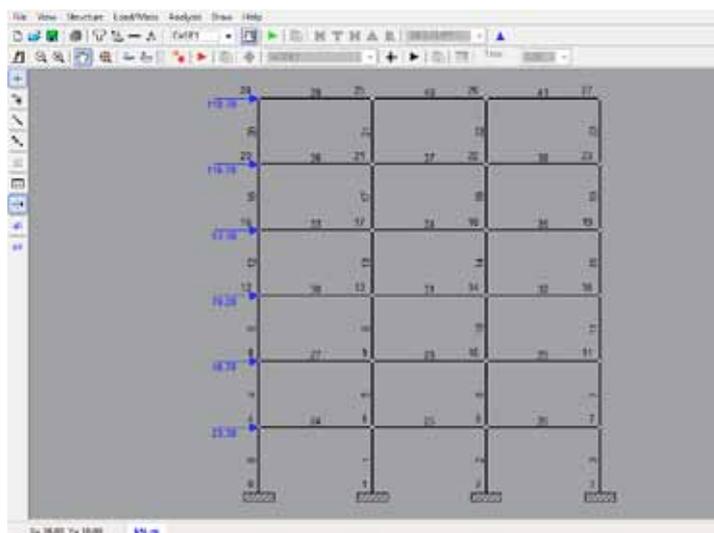


Figura 4.6: Immagine del telaio in calcestruzzo LW secondo il modello di calcolo LinPro2.7.5 (distribuzione delle forze orizzontali sull'altezza del telaio)

4.6 VERIFICA DELL'EFFETTO $P-\delta$ E DEGLI SPOSTAMENTI DI INTERPIANO

L'indice di stabilità, θ , è stato verificato al fine di controllare se l'effetto $P-\delta$ possa essere trascurato o valutato tramite un approccio semplificato. Questo è stato basato sugli spostamenti della struttura calcolati nell'analisi numerica basata sulla rigidezza flessionale pari a $0.5 E I_g$:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h}$$

- d_e è lo spostamento orizzontale medio calcolato dall'analisi della struttura (sotto l'azione dello spettro di progetto) in direzione trasversale per ciascun livello di piano;
- d_{er} è lo spostamento relativo fra i piani sotto l'azione dello spettro di progetto;
- $d_r = q_d \cdot d_{er}$ è lo spostamento relativo fra piani tenendo conto dello spettro di progetto (quindi con il fattore di struttura q);
- ν è il fattore di riduzione che tiene conto del minore periodo di ritorno dell'azione sismica associate con le prescrizioni delle limitazioni di danno, assunto pari a 0.5 (ref. EC8);
- P_{tot} è il peso totale del singolo piano tenendo in conto della combinazione di carico sismica;
- V_{tot} è il taglio sismico totale di piano.

Le tabelle 4.6 e 4.7 mostrano i valori necessari per soddisfare le regole dell'EC8 per quanto riguarda l'effetto $P-d$ e lo spostamento di interpiano per i telai in calcestruzzo normale e leggero avendo considerato i diversi livelli di intensità sismica.

Piano	d_e	d_{er}	d_r	$d_r \cdot v$	P_{tot}	V_{tot}	h	θ
	(mm)	(mm)	(mm)		(kN)	(kN)		
6	38,8							
5	36,1	2,7	10,53	5,27	610,5	148,2	3200	0,014
4	31,13	4,97	19,38	9,69	1368,5	297,1	3200	0,028
3	24,28	6,85	26,72	13,36	2126,5	416,2	3200	0,043
2	16,02	8,26	32,21	16,11	2884,5	505,6	3200	0,057
1	6,95	9,07	35,37	17,69	3642,5	565,2	3200	0,071
	0	6,95	27,11	13,55	4400,5	595	3200	0,063

Tabella 4.6: Valutazione spostamento orizzontale e di interpiano per la verifica agli effetti del secondo ordine per il telaio NW 0.3g

Piano	Telaio cls normale NW			Telaio cls leggero LW		
	0,3g	0,1g	0,05g	0,3g	0,1g	0,05g
	θ	θ	θ	θ	θ	θ
6						
5	0,014	0,014	0,014	0,014	0,014	0,014
4	0,028	0,028	0,028	0,031	0,031	0,031
3	0,043	0,043	0,043	0,049	0,049	0,049
2	0,057	0,057	0,057	0,065	0,065	0,065
1	0,071	0,071	0,071	0,080	0,080	0,080
	0,063	0,063	0,063	0,063	0,063	0,063

Tabella 4.8: Indice di stabilità valutato per il calcestruzzo normale e leggero progettato per differenti livelli di accelerazione al suolo (PGA)

Piano	d_e	d_{er}	d_r	$d_r \cdot v$	P_{tot}	V_{tot}	h	θ
	(mm)	(mm)	(mm)		(kN)	(kN)		
6	40,84							
5	38	2,84	11,08	5,54	462	110,7	3200	0,014
4	32,7	5,3	20,67	10,34	1088	227,4	3200	0,031
3	25,25	7,45	29,06	14,53	1714	320,7	3200	0,049
2	16,3	8,95	34,91	17,45	2341	390,7	3200	0,065
1	6,67	9,63	37,56	18,78	2967	437,4	3200	0,080
	0	6,67	26,01	13,01	3593	460,7	3200	0,063

Tabella 4.7: Valutazione spostamento orizzontale e di interpiano per la verifica agli effetti del secondo ordine per il telaio LW 0.3g

Dalle tabelle 4.6 e 4.7, si può osservare che il massimo valore di spostamento di interpiano nella condizione di stato limite di danno risulta $d_r \cdot v = 17.69$ mm per il telaio in calcestruzzo normale e $d_r \cdot v = 18.78$ mm per il telaio in calcestruzzo leggero. Questo valore è ben inferiore al massimo spostamento di interpiano (EC8) per edificio che abbiano elementi non-strutturali in modo che non interferiscano con le deformazioni della struttura, ovvero $0.01 \cdot h = 0.01 \times 3200 \text{ mm} = 32 \text{ mm}$ (h è l'altezza di piano).

Poiché $\theta_{\max} = 0.071$ per il telaio in calcestruzzo normale e $\theta_{\max} = 0.08$ per il telaio in calcestruzzo leggero (che è inferiore rispetto al limite EC8 di 0.1) non è quindi necessario incrementare gli effetti delle azioni per prendere in conto gli effetti del secondo ordine, effetti $P-\delta$. Nella tabella 4.8 è evidenziato il valore analitico dell'indice di stabilità, θ , per i telai in calcestruzzo normale e leggero analizzati secondo tre differenti scenari di intensità sismica. Come è evidente, l'indice di stabilità è lo stesso indipendentemente dal tipo di materiale del calcestruzzo (sia calcestruzzo NW o LW).

4.7 PROGETTAZIONE DELLA STRUTTURA IN CALCESTRUZZO ARMATO

Il progetto in calcestruzzo armato è basato su un telaio a sei piani precedentemente descritto. Il progetto tiene conto solamente della sezione critica in direzione trasversale con telai con 5.0 m di larghezza. Per semplicità solo un telaio intermedio è stato oggetto della progettazione. Le pareti non strutturali sono state assunte effettivamente isolate dai telai strutturali così che non influenzano la rigidità del sistema strutturale primario. Il telaio è stato analizzato per sia i carichi verticali sia per le forze sismiche-equivalenti valutate nel capitolo precedente.

Gli elementi primari hanno le seguenti dimensioni:

- Solette: 180 mm
- Telaio: sei piani
- Colonne: 500 mm x 500 mm
- Travi: 600 mm x 400 mm

Tutte le armature sono in acciaio Classe C con resistenza a snervamento caratteristica pari a 500 N/mm², deformazione a trazione ultima pari a 0.075 e classe di calcestruzzo C30/37.

Il copriferro delle barre è stato assunto pari a 25mm per travi, colonne e solette. Per lo scopo dello studio, la struttura è stata assunta nel piano ed è stata progettata per un livello di dettagli corrispondenti alla classe di duttilità DCM come precedentemente menzionato.

GERARCHIA DELLE RESISTENZE

Il fine ultimo della progettazione sismica è quello di salvaguardare le vite umane, perciò è necessario che le strutture colpite dai terremoti, anche se irrimediabilmente danneggiate e destinate alla demolizione, evitino crolli improvvisi e mantengano per un tempo sufficiente le loro risorse di capacità portante per dar modo alle persone di mettersi in salvo. Per tale motivo occorre che il collasso strutturale sia preceduto da segni premonitori chiaramente avvertibili in anticipo: il collasso, per evitare situazioni di pericolo, deve essere preceduto da grandi deformazioni. L'evidenza sperimentale ha messo in luce che il meccanismo di collasso alle sollecitazioni di taglio è fragile, improvviso, senza prelieve apprezzabili deformazioni e perciò pericoloso; il meccanismo di collasso per flessione è, sotto certe ipotesi, tendenzialmente duttile e preceduto da grandi deformazioni, costituendo un apprezzabile segnale di una crisi incipiente. Pertanto, è necessario che la crisi degli elementi strutturali avvenga in modo duttile, mentre vanno evitate le crisi di tipo fragile. Pertanto per i meccanismi di collasso duttili, cioè dissipativi, la resistenza viene progettata per essere inferiore alla domanda, mentre per quelli fragili, non dissipativi, la resistenza è progettata per essere superiore alla domanda. Queste considerazioni sono alla base della filosofia della moderna progettazione sismica che è stata tradotta in un criterio di progettazione detto "gerarchia delle resistenze". Tale principio si traduce nella pratica rispettando le seguenti indicazioni:

- *A livello del singolo elemento strutturale la crisi per flessione deve precedere quella per taglio;*
- *A livello dell'intera struttura, il collasso degli elementi deve seguire il seguente ordine: travi, pilastri, nodi, secondo il principio "trave debole-pilastro forte".*

4.7.1 Analisi delle sollecitazioni

L'analisi delle sollecitazioni è stata dedotta inizialmente dal risultato analitico (con il programma LinPro2.7.5), per gli elementi e gli effetti associati con il comportamento duttile non-lineare e quindi per il principio della gerarchia delle resistenze è modellato in campo lineare. Avendo derivato dai modelli di calcolo le azioni di momento flettente ed il taglio di progetto degli elementi strutturali, le rispettive resistenze sono valutate in accordo con EC2 e EC8.

Il punto di partenza è il calcolo dell'armatura flessionale resistente alle azioni derivate dal modello di calcolo relativamente agli effetti dei carichi verticali (pp + accidentale) e alla combinazione degli effetti dell'azione sismica ridotta quest'ultima dall'applicazione del fattore di struttura q . È stato valutata in questa fase non necessaria la modellazione dell'eccentricità accidentale dei carichi al piano, visto che il tema della progettazione è il singolo telaio intermedio dell'edificio. Le tabelle 4.9 e 4.10 illustrano il quantitativo di armatura per momento positivo e negativo (momento in campata o all'appoggio).

Come si può notare l'impiego di calcestruzzo leggero consente di ridurre la richiesta di armatura flessionale nelle travi fino al 40% per un'accelerazione al suolo $PGA=0.3g$ e fino al 22% per livelli di intensità del sisma minori.

Richiesta di armature flessionali nelle travi: sezioni in campata					
Livello di sismicità	Calcestruzzo normale		Calcestruzzo leggero		Differenza di armatura
	Sezioni in campata	Area d'armatura richiesta	Sezioni in campata	Area d'armatura richiesta	
	(kN.m)	(mm ²)	(kN.m)	(mm ²)	%
0,3g	410	1896	311	1378	27
0,1g	207	900	159	680	24
0,05g	190	822	155	662	19,5

Tabella 4.9: Richiesta di armature flessionali nelle travi per sezioni in campata (momenti positivi)

Richiesta di armature flessionali nelle travi: sezioni in appoggio					
Livello di sismicità	Calcestruzzo normale		Calcestruzzo leggero		Differenza di armatura
	Sezioni in campata	Area d'armatura richiesta	Sezioni in campata	Area d'armatura richiesta	
	(kN.m)	(mm ²)	(kN.m)	(mm ²)	%
0,3g	258	1138	160	684	40
0,1g	105	444	82	344	22
0,05g	105	444	82	344	22

Tabella 4.10: Richiesta di armature flessionali nelle travi per sezioni in appoggio (momenti negativi)

Si nota da questi risultati che l'effetto delle azioni (in campata e all'appoggio) dovute al sisma sono dimensionanti solo per il livello di sismicità massimo assunto di 0.3g. Per i restanti due casi, dove la pericolosità sismica è minore (0.1g e 0.05g), l'effetto delle azioni SLU sisma risultano inferiori rispetto alle azioni in condizioni SLU statiche (1.35G+1.5Q), precedentemente illustrati. Per questo motivo, negli ultimi due casi il dimensionamento delle armature è guidato dagli effetti dei carichi statici gravitativi.

Seguendo il **principio delle gerarchie delle resistenze, le azioni di taglio sulle travi sono valutate in funzione della capacità flessionale delle sezioni armate con l'effettiva area di ferro progettata**. Le azioni di taglio sono state calcolate dalle azioni che si sviluppano quando le cerniere plastiche si generano nelle sezioni critiche alle estremità delle travi. La stima è condotta sommando le capacità di snervamento a momento negativo ad una estremità e la capacità di snervamento a momento positivo all'altra estremità, diviso la luce di vincolo e sommando gli effetti dei carichi verticali di gravità. **Il momento di snervamento è valutato dalla capacità flessionale, moltiplicata per un fattore di sovra resistenza, γ_{Rd}** considerato pari a 1.0 per travi con livello di duttilità media DCM (come indicato in EC8). Nel calcolo la capacità delle travi in campata, si è tenuto conto dell'armatura della soletta che contribuisce con una larghezza collaborante pari a 1.44m (8 volte lo spessore della soletta, come da indicazioni EC8). La tabella 4.11 illustra la richiesta di armatura trasversale (staffe) nelle sezioni critiche delle travi.

Richiesta di taglio (sezioni critiche)					
Livello di sismicità	Calcestruzzo normale		Calcestruzzo leggero		Differenza di armatura
	Taglio	Area d'armatura richiesta	Taglio	Area d'armatura richiesta	
	(kN)	(mm ² /mm)	(kN)	(mm ² /mm)	%
0,3g	308	0,569	22	0,436	23
0,1g	238	0,413	202	0,346	16
0,05g	235	0,407	200	0,342	16

Tabella 4.11: Richiesta di armature trasversale nelle sezioni critiche delle travi

Le azioni flettenti che dovrebbero essere applicate alle colonne sono state valutate con il principio delle gerarchie delle resistenze per perseguire l'obiettivo colonna forte / trave debole:

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \cdot \sum M_{Rb}$$

Dove $\sum M_{Rc}$ è la somma delle resistenze sviluppate dalla colonna nella sezione di nodo e $\sum M_{Rb}$ è la somma delle resistenze delle travi sviluppate nelle sezioni al nodo. Avendo valutato la richiesta di momento flettente sulle colonne, la capacità di sostenere l'azione combinata di azione assiale e momento flettente è stata verificata con i diagrammi d'interazione dell'EC2 [Bond et al., 2006]. Come può essere visto nella tabella 4.12, la richiesta di area d'armatura flessionale nel telaio in calcestruzzo leggero è il 29% inferiore rispetto al telaio in calcestruzzo normale per il caso di sismicità PGA=0.3g e 12.5% e 9% rispettivamente per la sismicità 0.1g e 0.05g. Nonostante la richiesta di armatura flessionale nelle colonne del telaio in calcestruzzo normale fosse maggiore rispetto al telaio in calcestruzzo leggero, si è assunto di considerare il medesimo livello di armatura flessionale (longitudinale) per entrambi i casi di basso e moderato livello sismico dovendo infatti rispettare i minimi di armatura richiesti dall'EC2 per armature flessionali.

Richiesta di armature flessionali nelle colonne							
Livello di sismicità	Calcestruzzo normale			Calcestruzzo leggero			Differenza di armatura
	Momento	Azione assiale minima	Area d'armatura richiesta	Momento	Azione assiale minima	Area d'armatura richiesta	
	(kN.m)	(kN)	(mm ²)	(kN.m)	(kN)	(mm ²)	%
0,3g	603	1389	4350	480	1144	3075	29
0,1g	377	1434	1800	343	1168	1575	12,5
0,05g	369	1446	1650	336	1174	1500	9

Tabella 4.12: Richiesta di armature flessionale nelle colonne

L'azione di taglio applicata alle colonne è derivata dalla resistenza flessionale in maniera simile a quanto descritto per le travi. Generalmente la presenza di un'azione assiale significativa nelle colonne influenza la resistenza a flessione. Inoltre le colonne non sono soggette a carichi significativi lungo la loro altezza, per cui non sono presenti termini aggiuntivi similmente agli effetti dei carichi gravitativi applicati alle travi. La resistenza flessionale nelle sezioni di estremità delle colonne è stata fattorizzata da coefficiente γ_{Rd} (pari a 1.1 per

colonne DCM) e fattorizzate anche dal rapporto $\frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}$

a meno che questo rapporto sia inferiore a 1. Nella Tabella 4.13 si evidenzia il quantitativo di armature trasversale nelle colonne.

Richiesta di taglio nelle colonne (sezioni critiche)					
Livello di sismicità	Calcestruzzo normale		Calcestruzzo leggero		Differenza di armatura
	Taglio	Area d'armatura richiesta	Taglio	Area d'armatura richiesta	
	(kN)	(mm ² /mm)	(kN)	(mm ² /mm)	%
0,3g	393	0,884	312	0,703	20,5
0,1g	245	0,549	223	0,500	9,0
0,05g	240	0,538	219	0,490	9,0

Tabella 4.13: Quantitativo di armature trasversale richiesto nelle sezioni critiche delle colonne

Nonostante il fatto che la richiesta di armature trasversale nel telaio in calcestruzzo normale è superiore rispetto a quella richiesta dal telaio in calcestruzzo leggero, si deduce che l'impiego della stessa quantità e medesima configurazione è obbligata in entrambe i casi dal rispetto del minimo di normativa EC8 per il confinamento del calcestruzzo per duttilità locale delle sezioni critiche.

4.7.2 Quantità di armature di progettato

I dettagli banali del calcolo delle armature non è di seguito illustrato, uscendo dallo scopo dello studio. Tuttavia nelle seguenti tre tabelle (Tabella 4.14, 4.15 e 4.16), è illustrato **il livello di armatura progettato in ciascun telaio sotto i diversi scenari sismici oggetto dello studio.**

Tuttavia, nell'Appendice A, sono descritti degli schemi di armatura di massima sia delle colonne che delle travi, anche nell'Appendice C sono illustrati dei calcoli di dettaglio tramite fogli di calcolo Excel. Si osserva che dovendo valutare i vantaggi dell'impiego del calcestruzzo leggero, nella progettazione, particolare impegno è stato profuso nel "limare" l'esatto quantitativo di armatura richiesta dalla combinazione di carico anche comunque tenendo in conto dei minimi di armatura richiesti dalle normative.

Livello di sismicità di progetto	Telaio cls normale	Telaio cls leggero
Alto (p.g.a. = 0,3g)		
Trave estradosso	6 Φ 18+2 Φ 16 (1929 mm ²)	4 Φ 18+2 Φ 16 (1420 mm ²)
Trave intradosso	4 Φ 18+1 Φ 14 (1172 mm ²)	2 Φ 18+1 Φ 16 (710 mm ²)
Staffe (zone critiche)	Φ 8/140 (2 br)	Φ 6/130 (2 br)
Staffe (zone non critiche)	Φ 8/270 (2 br)	Φ 6/180 (2 br)
Colonne	12 Φ 22 (4562 mm ²)	4 Φ 22+8 Φ 16 (3129 mm ²)
Staffe (zone critiche)	Φ 10/140 (4 br)	Φ 10/140 (4 br)
Staffe (zone non critiche)	Φ 8/240 (2 br)	Φ 8/190 (2 br)

Tabella 4.14: Quantità di armature progettata nei casi di alto livello di sismicità

Livello di sismicità di progetto	Telaio cls normale	Telaio cls leggero
Medio (p.g.a. = 0,1g)		
Trave estradosso	2 Φ 18+2 Φ 16 (911 mm ²)	2 Φ 18+1 Φ 16 (710 mm ²)
Trave intradosso	3 Φ 14 (462 mm ²)	2 Φ 16 (402 mm ²)
Staffe (zone critiche)	Φ 6/130 (2 br)	Φ 6/140 (2 br)
Staffe (zone non critiche)	Φ 6/150 (2 br)	Φ 6/180 (2 br)
Colonne	4 Φ 18+8 Φ 12 (1923 mm ²)	4 Φ 18+8 Φ 12 (1923 mm ²)
Staffe (zone critiche)	Φ 10/140 (4 br)	Φ 10/140 (4 br)
Staffe (zone non critiche)	Φ 8/140 (2 br)	Φ 8/140 (2 br)

Tabella 4.15: Quantità di armature progettata nei casi di medio livello di sismicità

Livello di sismicità di progetto	Telaio cls normale	Telaio cls leggero
Basso (p.g.a. = 0,05g)		
Trave estradosso	2 Φ 18+3 Φ 12 (848 mm ²)	2 Φ 18+1 Φ 14 (663 mm ²)
Trave intradosso	3 Φ 14 (462 mm ²)	2 Φ 16 (402 mm ²)
Staffe (zone critiche)	Φ 6/130 (2 br)	Φ 6/140 (2 br)
Staffe (zone non critiche)	Φ 6/150 (2 br)	Φ 6/180 (2 br)
Colonne	4 Φ 18+8 Φ 12 (1923 mm ²)	4 Φ 18+8 Φ 12 (1923 mm ²)
Staffe (zone critiche)	Φ 10/140 (4 br)	Φ 10/140 (4 br)
Staffe (zone non critiche)	Φ 8/140 (2 br)	Φ 8/140 (2 br)

Tabella 4.16: Quantità di armature progettata nei casi di basso livello di sismicità

Il quantitativo di armature progettate in ciascun telaio in calcestruzzo è stato calcolato in termini di computo metrico (vedi Appendice B). **La Tabella 4.17 illustra una sintesi del quantitativo totale di armatura progettata per ciascun telaio.** In aggiunta un fattore di incidenza volumetrica dell'armatura (kg armatura / mc di calcestruzzo) è stimato.

Peso armatura progettata					
Livello di sismicità	NW		LW		Differenza %
	Peso (kg)	Incidenza (kg/m ³)	Peso (kg)	Incidenza (kg/m ³)	
	(kN)	(mm ² /mm)	(kN)	(mm ² /mm)	%
0,3g	6325	157,8	4643	115,8	27
0,1g	3390	84,6	3146	78,5	7
0,05g	3339	83,3	3109	77,6	7

Tabella 4.17: Peso progettato di armature nel caso di telaio in calcestruzzo normale NW e leggero LW

Un altro importante risultato dello studio, evidenziato nella tabella 4.17, emerge che **in funzione del livello di sismicità, il telaio in calcestruzzo leggero richiede 27% di armatura in meno in confronto con il telaio progettato in calcestruzzo normale**, questo risultato conferma quanto già studiato in letteratura in ricerche simili da Paramzin and Gorovits [1977]. **Per quanto riguarda i livelli di sismicità moderati e bassi, si nota una differenza simile (7%) fra i due sistemi. Questo è giustificato dal fatto che le azioni derivanti dalla combinazione statica risulta molto simile dalle azioni derivanti dalla combinazione sismica ed in alcuni casi è dimensionante rispetto alla seconda. In questo caso quindi il progetto delle armature è dominato dagli effetti statici gravitativi.**

4.8 ANALISI MOMENTO-CURVATURA DELLE SEZIONI CRITICHE

Dopo aver concluso la progettazione dei due telai, è stata sviluppata una analisi momento-curvatura al fine di definire le resistenze delle sezioni critiche, la curvatura limite e la rigidezza elastica. Come evidenziato in precedenza, differenti relazioni sforzo-deformazione (in accordo all'EC2) sono state impiegate per la risposta in compressione del calcestruzzo confinato e non-confinato normale o leggero. **Come evidenziato nella figura 4.7, il calcestruzzo confinato incrementa la resistenza a compressione e più importante incrementa la capacità di deformazione in compressione.** Comparando la deformazione ultima del calcestruzzo normale o leggero in compressione, si può osservare che il calcestruzzo normale ha una capacità di deformazione ultima in compressione leggermente superiore. L'analisi momento-curvatura condotta in questo studio è stata modellata tramite il software Response 2000, Bentz and Collins [2000]. La deformazione ultima dell'acciaio è stata assunta 0.075, i risultati sono esposti nel prossimo paragrafo.

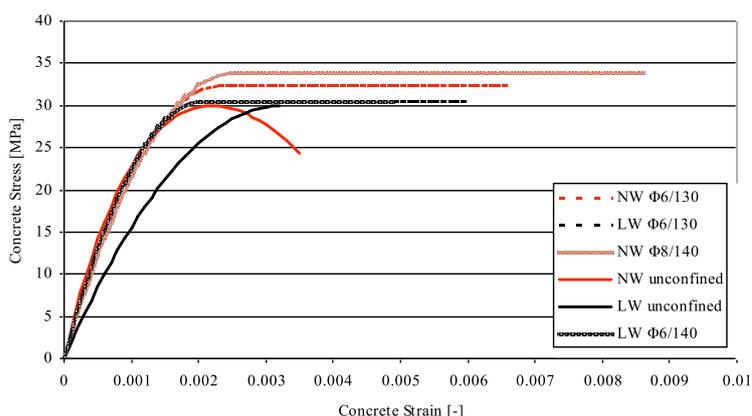


Figura 4.7: Relazione sforzi-deformazione di calcestruzzo confinato e non-confinato normale o leggero

4.8.1 Approssimazione bilineare della curva momento-curvatura

Come suggerito da Priestley et al. [2007], generalmente è sufficiente una approssimazione bilineare della risposta momento-curvatura, considerando un ramo iniziale elastico e un ramo post-elastico.

Il ramo elastico non è basato sulla rigidezza sezionale elastica, valore tipico per azioni sismiche molto modeste, ma è basato sulla rigidezza secante dall'origine fino al punto di primo snervamento delle armature. Il punto di primo snervamento è definito come il punto sulla curva dove per prima si verifica che l'armatura in trazione raggiunge la deformazione di snervamento o per prima si verifica che la fibra in compressione del calcestruzzo raggiunge il valore di picco. Il momento e la curvatura di primo snervamento sono denominate M_y e ϕ_y rispettivamente. Questa linea che definisce la rigidezza elastica è estrapolata fino al momento resistente nominale, che è definito in corrispondenza del raggiungimento per prima della deformazione in compressione del calcestruzzo o della deformazione ultima dell'armatura in trazione ovvero di 0.015. La corrispondente curvatura è definita la curvatura di snervamento nominale (ϕ_y). Il comportamento plastico è definito collegando il punto di snervamento nominale (M_N, ϕ_y) al punto ultimo (M_u, ϕ_u) che coincide nella condizione che si manifesta prima in termini di raggiungimento della deformazione ultima nell'acciaio (0.075) o quando si verifica il raggiungimento della deformazione ultima nel calcestruzzo. Si veda Priestley et al. [2007] per ulteriori dettagli. **La figura 4.7 presenta il diagramma bilineare momento-curvatura delle sezioni critiche delle travi progettate in precedenza in calcestruzzo normale o leggero.**

La tabella 4.18 evidenzia le curvature di snervamento ed i momenti resistenti nominali.

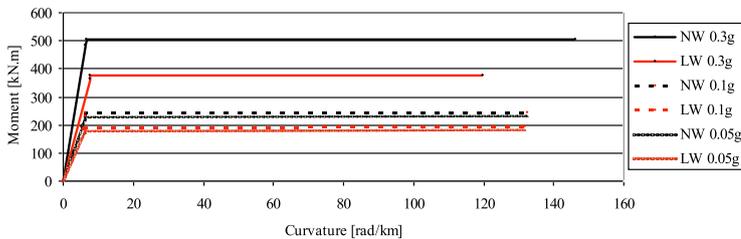


Figura 4.8: Curve momento-curvatura bilineari per calcestruzzo normale NW e leggeri LW nelle sezioni critiche delle travi progettate con armatura differente in funzione del diverso livello di sismicità.

Dal confronto della curva della sezione critica della trave del telaio in calcestruzzo normale progettato per un sisma di intensità 0.3g con la curva del medesimo elemento in calcestruzzo leggero si può osservare che l'elemento in calcestruzzo normale evidenzia una capacità di duttilità maggiore in confronto al medesimo elemento in calcestruzzo leggero. Riguardo le due intensità inferiori del sisma, si nota che il calcestruzzo normale e leggero hanno un comportamento molto simile. Tuttavia si può notare dalla tabella 4.18 che le travi in calcestruzzo leggero hanno una curvatura di snervamento leggermente inferiore. Come risultato complessivo si può affermare che sotto l'azione sismica la struttura in calcestruzzo leggero si snerverà prima e pertanto dissiperà maggiore energia rispetto al calcestruzzo normale.

Punto		Livello di sismicità					
		Alta (0,3g)		Moderata (0,1g)		Bassa (0,05g)	
		NW	LW	NW	LW	NW	LW
Primo snervamento	M_Y (KN.m)	483,0	362,7	233,4	184,1	219,1	172,8
	ϕ'_y (rad/km)	6,301	7,561	6,277	5,751	6,277	6,248
Snervamento nominale	M_Y (KN.m)	504,2	375,7	242,2	190,6	227,0	178,3
	ϕ'_y (rad/km)	6,578	7,832	6,514	5,954	6,503	6,447
Condizione ultima	M_Y (KN.m)	505,7	377,0	245,1	193,5	229,9	181,35
	ϕ'_y (rad/km)	146,35	119,94	132,54	131,92	132,54	131,92

Tabella 4.18: Punti caratteristici della curva bilineare momento-curvatura per le travi, ottenuti tramite il software RESPONSE 2000

4.9 LA CAPACITÀ DI DEFORMAZIONE DI INTERPIANO DEI TELAI

La figura 4.9(a) evidenzia una tipica porzione del sistema trave-colonna che si estende per metà campata delle travi e metà altezza di piano a partire dal nodo. Questo può essere considerato un elemento caratteristico dell'edificio a telaio. Poiché la campata delle travi normalmente negli edifici è maggiore dell'altezza di interpiano e la curvatura della colonna è normalmente inferiore della curvatura delle travi come conseguenza della gerarchia delle resistenze, la deformazione delle travi danno il maggiore contributo deformativo al sistema. In accordo a Priestley et al. [2007], la forma della deformata è evidenziata nella figura Fig 4.9(b). Lo spostamento di interpiano di snervamento θ_y è valutabile con la seguente espressione:

$$\theta_y = \theta_{by} + \theta_{jy} + 2\Delta_c / L_c + 2\Delta_s / L_c$$

Dove θ_{by} e θ_{jy} sono le rotazioni del nodo dovute alla flessibilità della trave e alla deformazione a taglio del nodo, Δ_c è la deformazione flessionale della sommità della colonna relativamente alla rotazione tangente del nodo nel centro, e Δ_s è la deformazione addizionale della colonna dovuta alla deformazione a taglio delle travi e delle colonne. Per consentire la deformazione di compenetrazione dell'armatura longitudinale all'interno del nodo, si assume che la curvatura di snervamento nella trave sviluppa nel baricentro del nodo, riducendosi in modo lineare fino a metà campata come evidenziato nella figura 4.9(c). La deformazione di interpiano allo snervamento per flessione della trave è quindi:

$$\theta_{by} = \frac{\phi_y (0.5L_b)}{3} = \frac{\phi_y L_b}{6}$$

Da valutazioni tipiche riportate da Priestley et al. [2007], basate su rapporto altezza piano / lunghezza campata di 0.533 (altezza piano = 3.2m e luce trave = 6m) e una curvatura massima della colonna di $0,75\phi_y$, indica che lo spostamento della colonna Δ_c si incrementa di circa il 40% alla equazione della deformazione di interpiano di snervamento. È stato successivamente valutato da Priestley et al. [2007], basato sulla loro esperienza, che la deformazione del nodo e la deformazione a taglio dell'elemento aggiunge un 25% e 10% rispettivamente alla deformazione di interpiano. Come conseguenza **la deformazione di interpiano a snervamento si può stimare con la seguente relazione:**

$$\theta_y = (1.0 + 0.4 + 0.25 + 0.1) \cdot \theta_{by} = 1.75\theta_{by} = 0.29\phi_y L_b$$

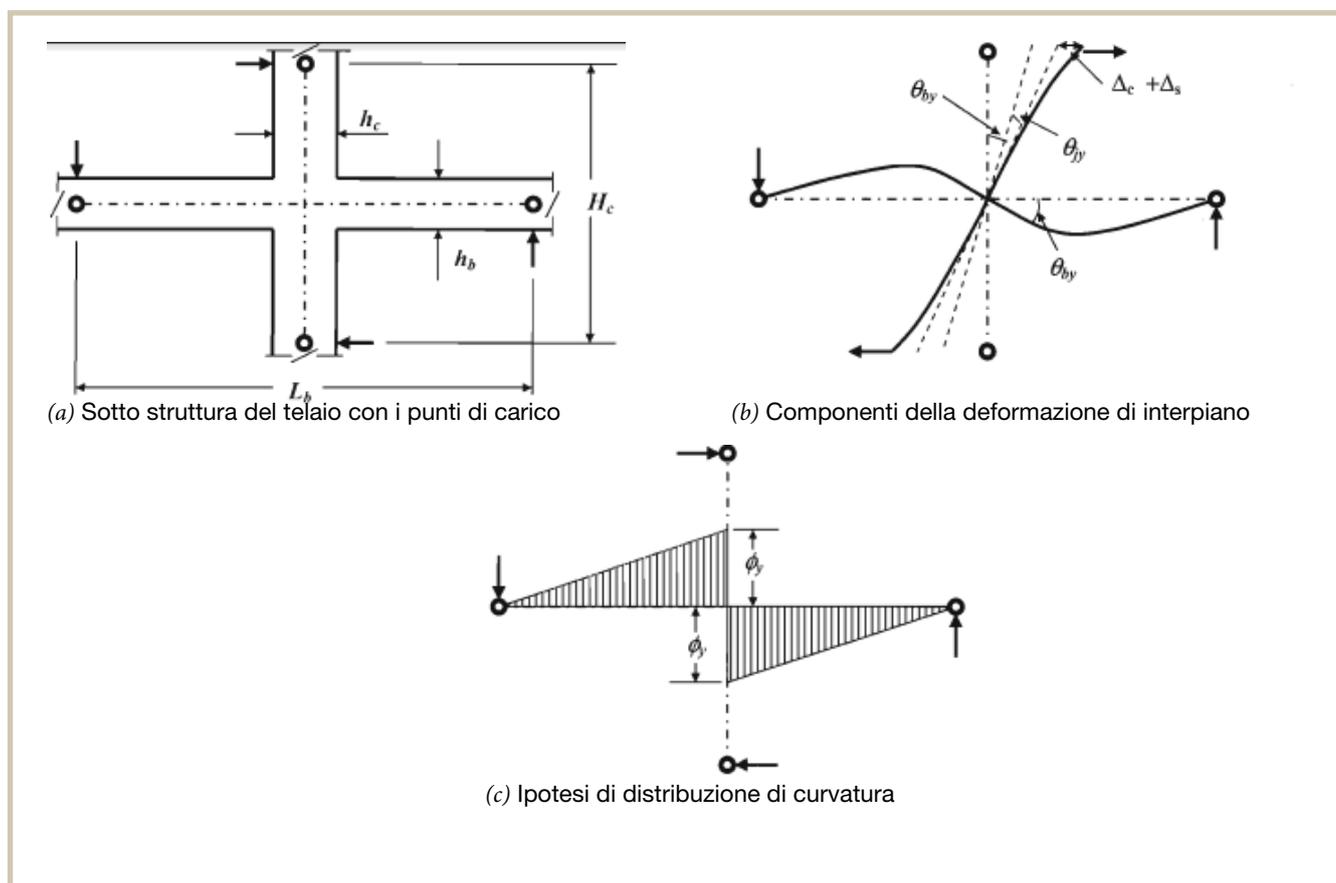


Figura 4.9: Deformazione elastica e componente della deformazione di interpiano del sotto-sistema trave-colonna (dopo Priestley et al., [2007])

Ricordando le equazioni per calcolare la **capacità totale di deformazione di interpiano**:

$$\theta_{tot} = \theta_y + \theta_p$$

La capacità di deformazione di interpiano è la **somma della deformazione di snervamento e plastica**. La rotazione plastica che si manifesta nella cerniera plastica di lunghezza equivalente L_p è data dalla seguente espressione:

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y)L_p$$

Nella letteratura, sono disponibili molte equazioni per stimare la lunghezza della cerniera plastica. Si è adottato la seguente, suggerita da Paulay & Priestley [1992]:

$$L_p = 0.08L + 0.022d_b f_y \geq 2 \cdot 0.022d_b f_y$$

- L : è la luce di taglio della trave (metà luce di carico L_b), in mm
- d_b : è il diametro della barra longitudinale, in mm
- f_y : è la tensione di snervamento dell'acciaio, in MPa

Pertanto, la capacità totale di deformazione di interpiano del telaio è valutata con:

$$\theta_{tot} = \theta_y + \theta_p = 0.29 \phi_y L_b + (\phi_u - \phi_y)L_p$$

Applicando le formule di cui sopra, sono stati valutati sia le deformazioni di interpiano al livello di snervamento che plastiche e totali.

Deformazione di interpiano %						
	p.g.a. = 0,3g		p.g.a. = 0,1g		p.g.a. 0,05g	
	NW	LW	NW	LW	NW	LW
θ_y	1,05	1,25	1,04	0,95	1,04	1,03
θ_p	5,84	4,69	5,27	5,27	5,27	5,24
θ_{tot}	6,89	5,94	6,31	6,22	6,31	6,27

Tabella 4.19: Stima della capacità di deformazione di interpiano per telaio in calcestruzzo normale NW e leggero LW

È pertanto possibile effettuare un confronto fra la capacità di deformazione di interpiano mostrata nella tabella 4.19, con le deformazioni di interpiano richieste dal sisma (Figura 4.10) derivata a seguito dell'analisi elastica illustrata nel paragrafo 4.6. In accordo all'analisi elastica la maggiore deformazione di interpiano sono da prevedersi al secondo piano del telaio. **Il calcestruzzo leggero evidenzia un valore di deformazione maggiore a causa del minore modulo elastico e conseguentemente della minore rigidità del telaio, tuttavia si evidenzia che tale sistema mobilita un taglio di minore intensità rispetto al caso del calcestruzzo normale, come già anticipato in precedenza. In ogni caso in tutti i casi studiati la deformazione di interpiano mobilitata dal sisma è risultata sempre inferiore rispetto alle capacità di deformazione del telaio. In aggiunta la deformazione di interpiano mobilitata dal sisma risulta anche minore della capacità di deformazione di snervamento dei telai in progettati per ogni livello di sismicità sia essi in calcestruzzo leggero che normale. Per il telaio in calcestruzzo normale il progetto delle armature nello scenario di massima sismicità il secondo interpiano evidenzia una deformazione lievemente superiore a quella di snervamento.**

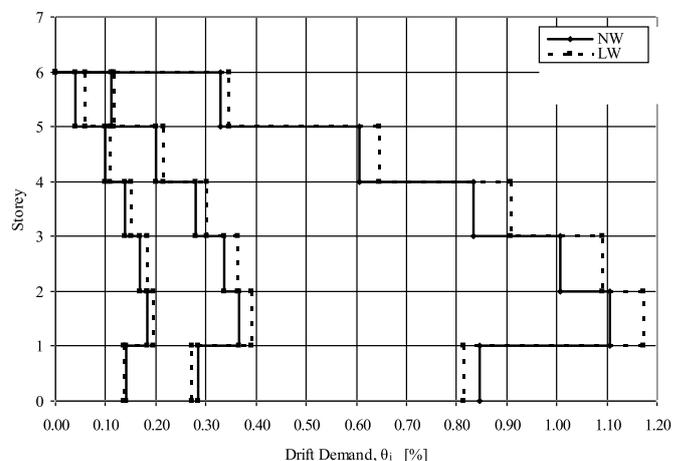


Figura 4.10: Deformazione di interpiano mobilitata per diversi livelli di sisma e per telai in calcestruzzo leggero e normale

4.10 CURVATURA MOBILIZZATA

Un modo efficace per valutare il comportamento sismico dei due sistemi è di comparare la curvatura mobilizzata degli elementi primari (travi) di ciascun tipo di telaio. La procedura seguita per la determinazione della curvatura mobilizzata è simile a quella seguita in precedenza per valutare la capacità di deformazione di interpiano ma con una piccola modifica. La sostituzione di ϕ_u con ϕ_E e θ_{tot} con θ_{dem} . Quindi la formula usata cambia in questa forma:

$$\theta_{dem} = 0.29\phi_y L_b + (\phi_E - \phi_y)L_p$$

Con l'unica incognita relative a ϕ_E (curvature della trave sotto l'azione sismica). Se la deformazione di interpiano è inferiore della deformazione di snervamento, la curvatura mobilizzata dal sisma è valutata impiegando la similitudine dei triangoli. Come già menzionato in precedenza, **le maggiori deformazioni di interpiano sono da aspettarsi nel secondo piano dell'edificio per cui i valori impiegati per la valutazione delle deformazioni di interpiano sono state calcolate con modello elastico lineare**. Quindi la curvatura delle travi sotto i carichi verticali (ϕ_G) per le travi del secondo piano sono stimate con:

$$\phi_G = \frac{M_G}{E \cdot I_{cr}}$$

dove M_G è il momento Massimo all'estremità delle travi del secondo piano quando soggette ai carichi gravitativi (combinazione di carico G+0.3Q) e I_{cr} è l'inerzia flessionale fessurata della trave presa come metà di quella intera (non fessurata). Pertanto, la curvatura mobilizzata può essere valutata come:

$$\phi_{mob} = \phi_E + \phi_G$$

La tabella 4.20 da I valori della curvature mobilizzata per le travi del secondo piano, mentre la figura 4.11 evidenzia in forma grafica la curvatura mobilizzata per ciascun telaio soggetto alla massima sismicità considerata di 0.3g.

Curvatura mobilizzata, ϕ_{mob} (rad/km)						
	0,3g		0,1g		0,05g	
	NW	LW	NW	LW	NW	LW
θ_y	6,578	7,832	6,514	5,954	6,503	6,447
θ_p	6,579	7,360	2,300	2,445	1,147	1,223
θ_{tot}	0,521	0,808	0,521	0,808	0,521	0,808
θ_{mob}	7,100	8,168	2,821	3,251	1,668	2,031
	snervata	snervata	non snervata	non snervata	non snervata	non snervata

Tabella 4.20: Curvatura mobilizzata nelle travi del secondo piano dei telai in calcestruzzo normale NW e leggero LW

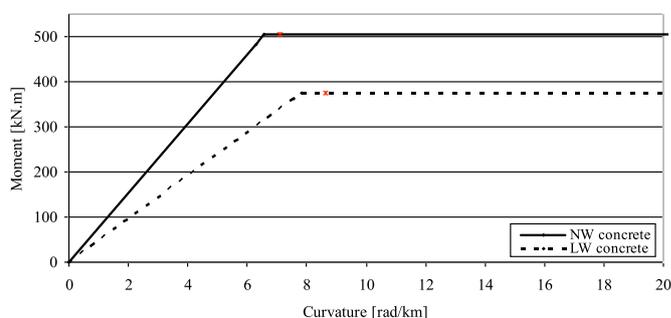


Figura 4.11: Curvatura mobilizzata nelle travi del secondo piano dei telai in calcestruzzo normale NW e leggero LW

Come si può vedere nella tabella sopra riportata, i telai in calcestruzzo normale e leggero evidenziano un comportamento molto simile. La curvatura mobilizzata ad ogni livello di intensità sismica è molto vicino alla curvatura di snervamento dei telai, quindi si può affermare che entrambe i telai anno appena attinto alla condizione di snervamento. Come conseguenza, il danno che ci si può aspettare nelle due tipologie di telaio è presumibile molto basso (quasi senza danno).

4.11 STIMA PRELIMINARE DELLE DIMENSIONI DELLA FONDAZIONE

Per una stima preliminare delle dimensioni delle fondazioni a plinto sotto i pilastri si è considerato con la seguente procedura: l'eccentricità della fondazione (e) è calcolata come: $e = M/N$, dove M è il massimo momento generato dal sisma e N è la minima azione assiale alla base della colonna. Assumendo un plinto quadrato di spessore costante pari a 1m la dimensione in pianta del lato (B) è progettata come: $e = B/3$. I risultati dell'analisi sono riportati nella seguente tabella 4.21. Come si può osservare, il calcestruzzo leggero contribuisce alla riduzione della dimensione del plinto di fondazione del telaio costruito nelle zone ad alta sismicità rispetto all'edificio in calcestruzzo normale, fino al 11.5% per il caso esaminato in questo studio, mentre per zone a moderata e bassa sismicità la differenza non è rilevante.

Livello di sismicità	Calcestruzzo NW				Calcestruzzo LW				%
	Momento (kN.m)	Azione assiale (kN)	eccentricità $e = M/N$ (m)	B (m)	Momento (kN.m)	Azione assiale (kN)	eccentricità $e = M/N$ (m)	B (m)	
Alta (0,3g)	241,4	297,5	0,81	2,43	203,5	283,3	0,72	2,15	11,5
Moderata (0,1g)	69,9	594,9	0,12	0,35	57,8	505,3	0,11	0,34	2,6
Bassa (0,05g)	58,6	817,8	0,07	0,21	51,36	671,7	0,08	0,23	-6,7

Tabella 4.21: Stima preliminare della dimensione di plinto

4.12 ANALISI DINAMICHE NON LINEARI

4.12.1 Descrizione

In questa sezione verrà studiata in maggiore dettaglio la probabile risposta sismica delle strutture in calcestruzzo con inerti leggeri. A tal fine, i telai progettati nel capitolo precedente sono stati sottoposti ad analisi dinamiche non lineari. Ogni struttura, modellata in ambito non lineare, è stata sottoposta a dieci differenti accelerogrammi registrati ed ogni accelerogramma è stato scalato in modo tale che il relativo spettro di risposta abbia caratteristiche simili allo spettro di progetto contenuto nell'EC8, che è stato adottato nella fase di progettazione dei telai. La modellazione e le analisi sono state condotte col programma Ruaumoko [Carr, 2004].

4.12.2 Approccio adottato nella modellazione

Tipo di analisi

Nelle analisi dinamiche non lineari è stata considerata solo la componente sismica orizzontale che è stata applicata dopo l'applicazione alle strutture dei carichi gravitazionali. In particolare, l'input sismico è stato applicato alle fondazioni dei telai e gli spostamenti misurati sulla struttura sono pertanto gli spostamenti relativi dei punti della struttura rispetto alle fondazioni.

Effetti geometrici

Le analisi sono state condotte in regime di grandi spostamenti, per cui le coordinate dei nodi sono state aggiornate ad ogni passo di calcolo, così come le matrici di trasformazione degli elementi e le rigidità geometriche che sono aggiornate secondo le forze assiali calcolate ad ogni passo nell'elemento.

Modellazione delle masse

Nella modellazione delle masse si è fatto ricorso al criterio delle masse concentrate, che fornisce una matrice delle masse diagonal, senza termini di accoppiamento con i gradi di libertà rotazionali.

Smorzamento elastico

Per la modellazione dello smorzamento si è adottato l'approccio elastico alla Rayleigh, che fa ricorso alla matrice di rigidezza tangente calcolata ad ogni passo per comporre la matrice di smorzamento secante al passo stesso (Ruau-moko ICTYPE = 6). La matrice di smorzamento ha così la seguente forma: $C] = \alpha[M] + \beta[K]$.

Rigidezza elastica

Per travi e colonne si è assunto il seguente momento di inerzia in fase fessurata:

$$I_{cr} = \frac{M_n}{\phi_y \cdot E_c}$$

Secondo le indicazioni di Priestley et al., [2007].

Comportamento isteretico

Il comportamento isteretico ciclico delle sezioni delle travi e delle colonne è stato modellato attraverso il modello di Takeda modificato (figura 4.12); in tale modello il degrado di rigidezza allo scarico è regolato attraverso il parametro a, a cui sono stati assegnati valori 0.3 e 0.5 alle sezioni delle travi e delle colonne, rispettivamente, mentre al parametro b, che regola la rigidezza al ricarico, sono stati assegnati i valori 0.6 e 0.0 alle sezioni delle travi e delle colonne, rispettivamente.

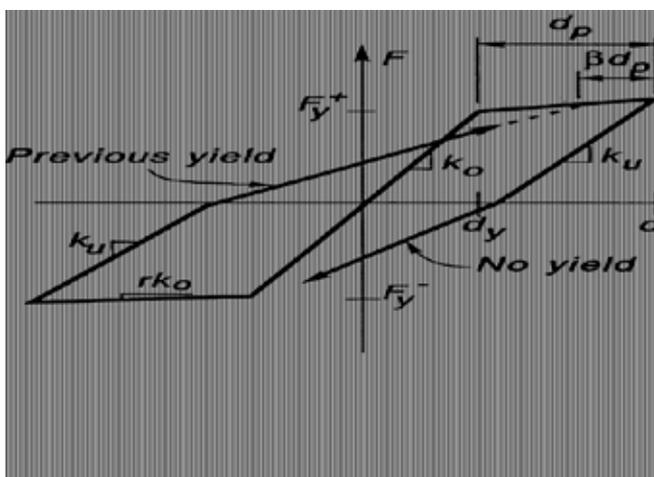


Figura 4.12: Modello di Takeda modificato (dopo Carr, 2004)

4.12.3 Accelerogrammi

Le analisi dinamiche non lineari sono state condotte applicando dieci diversi accelerogrammi (tabella 4.22) scalati per ottenere spettri compatibili con lo spettro di progetto dell'EC8 relativi ad un livello di rischio del 10% di probabilità di superamento in 50 anni, con terreno di categoria C. Gli accelerogrammi spettro-compatibili sono stati selezionati dal progetto DiSTEEL [Maley et al., 2012]. Le figure 4.13 e 4.14 mostrano il confronto tra gli spettri medi delle accelerazioni e degli spostamenti (in linea rossa sottile) degli input considerati e lo spettro di progetto Type 1 dell'EC8 (linea nera sottile).

#	Nome del sisma	Stazione	Fattore di scala (per p.g.a. = 0,3g)	Magnitudo
LC1	Chi-Chi, Taiwan	CHY082	3,0	7,62
LC2	Kocaeli	KOERI Botas	5,2	7,51
LC3	Landers	CDMG 14368 Downey - Co Maint Bldg	3,4	7,28
LC4	Hector	Mecca - CVWD Yard	2,2	7,13
LC5	St Elias, Alaska	USGS 2728 Yakutat	2,2	7,54
LC6	Loma Prieta*	USGS 1028 Hollister City Hall	1,3	6,93
LC7	Northridge-01	Neenach - Sacatara Ck	4,4	6,69
LC8	Superstition Hills-02	Westmorland Fire Sta	1,4	6,54
LC9	Imperial Valley-06	El Centro Array #1	3,8	6,53
LC10	Chi-Chi, Taiwan-03*	TCU061	5,1	6,2

Tabella 4.22: Accelerogrammi usati nelle analisi dinamiche non lineari

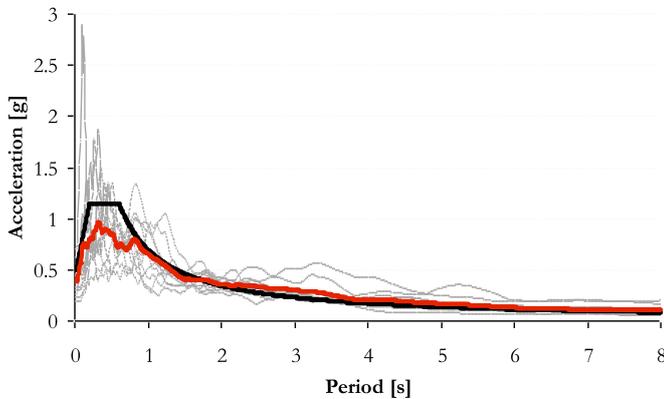


Figura 4.13: Spettro di accelerazione medio degli accelerogrammi registrati e spettro di progetto dell'EC8

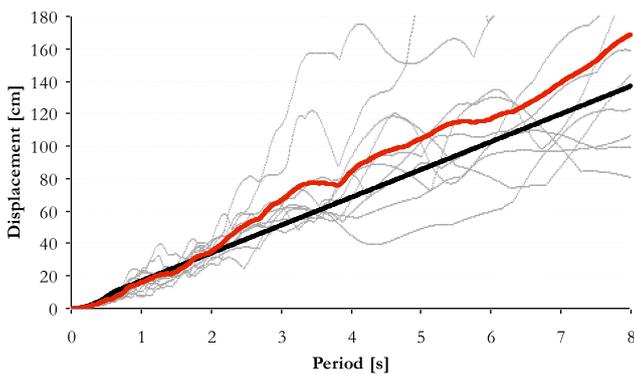


Figura 4.14: Spettro di spostamento medio degli accelerogrammi registrati e spettro di progetto dell'EC8

ANALISI DINAMICA NON LINEARE

Nell'analisi dinamica non lineare la risposta della struttura è calcolata integrando direttamente l'equazione non lineare del moto del sistema passo a passo utilizzando un modello tridimensionale della struttura ai cui vincoli di base sono applicati direttamente gli accelerogrammi nelle tre direzioni rilevanti in cui può scomporsi l'input sismico (due orizzontali ortogonali e una verticale). Gli accelerogrammi rappresentano vere e proprie registrazioni storiche di eventi sismici avvenuti in passato. Perciò, a differenza delle tradizionali tecniche di analisi strutturale sismica, qui l'input è estremamente

realistico, in quanto non è modellato attraverso forze statiche equivalenti al sisma, ma è rappresentato da reali registrazioni storiche del moto del terreno nel tempo. **L'analisi dinamica non lineare è certamente il tipo di analisi più completo a disposizione, permettendo di conoscere i parametri della risposta strutturale, cioè sollecitazioni e deformazioni nelle membrature, nella loro evoluzione temporale.** D'altra parte, è anche la tecnica più complessa e la sua applicazione richiede di conoscenze specifiche e attenzione. Un primo aspetto critico è rappresentato dalla necessità di poter disporre di un modello in grado di descrivere il comportamento post elastico dei cicli di carico e scarico degli elementi strutturali e la conseguente dissipazione di energia. Inoltre, è necessario individuare gli accelerogrammi adatti a fungere da input perché devono essere rappresentativi degli eventi attesi nella zona in cui è collocata la costruzione. L'esecuzione di un'analisi dinamica non lineare prevede diversi aspetti, tutti fondamentali per ottenere risultati attendibili. Oltre alla definizione del modello geometrico tridimensionale della struttura, che comprende ovviamente la modellazione delle masse e delle rigidità degli elementi, **è necessario definire il legame costitutivo non lineare dei materiali, cioè una rappresentazione di come i questi si comportano durante i cicli di carico e scarico indotti dal sisma, durante i quali subiranno deformazioni plastiche anche rilevanti, grazie alle quali avviene la dissipazione di parte dell'energia sismica che investe la struttura.** Durante l'analisi i parametri di risposta, sollecitazioni e deformazioni, vengono calcolati per ogni passo di calcolo (cioè in ogni "istante" in cui è stato discretizzato l'intervallo temporale di durata del sisma/accelerogramma). Perciò è possibile conoscere la storia di tali quantità, la loro entità in ogni istante, dall'inizio alla fine del sisma. Ovviamente, ai fini della progettazione interessano i valori massimi che sono quindi i valori usati per le verifiche strutturali.

4.12.4 Risultati delle analisi

Nelle seguenti figure sono presentati i risultati delle analisi dinamiche non lineari.

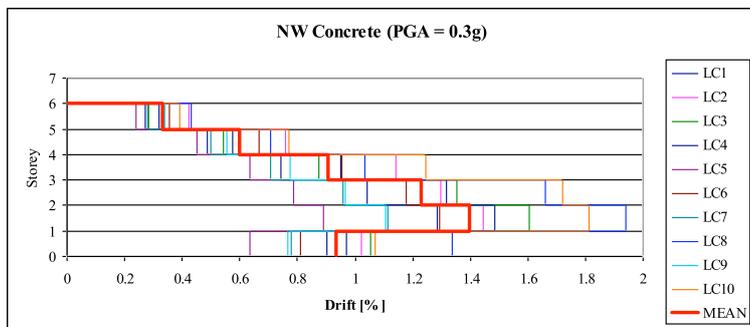


Figura 4.15: Involuppo degli spostamenti di interpiano del telaio in calcestruzzo NW progettato per un elevato input sismico

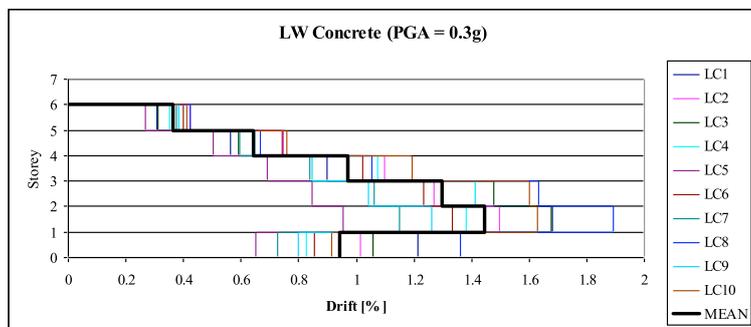


Figura 4.16: Involuppo degli spostamenti di interpiano del telaio in calcestruzzo LW progettato per un elevato input sismico

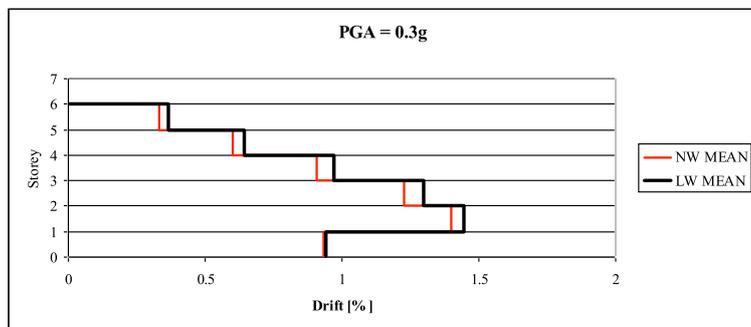


Figura 4.17: Involuppi degli spostamenti di interpiano dei telai in calcestruzzo NW e LW progettati per un elevato input sismico (valori medi)

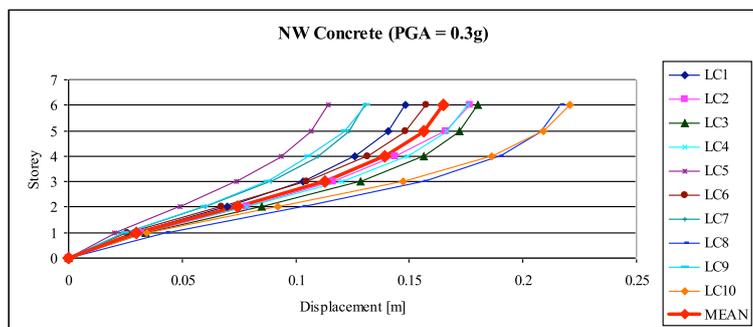


Figura 4.18: Involuppo degli spostamenti del telaio in calcestruzzo NW progettato per un elevato input sismico

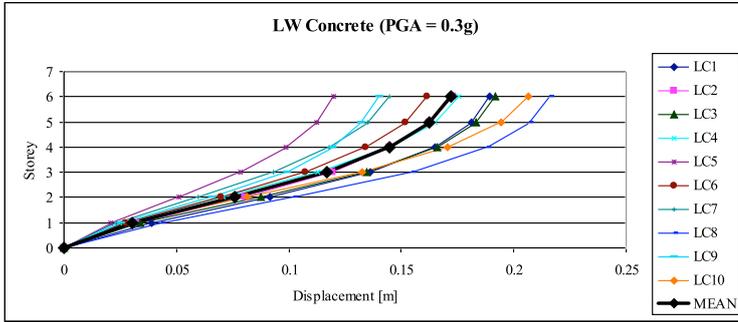


Figura 4.19: Involuppo degli spostamenti del telaio in calcestruzzo LW progettato per un elevato input sismico

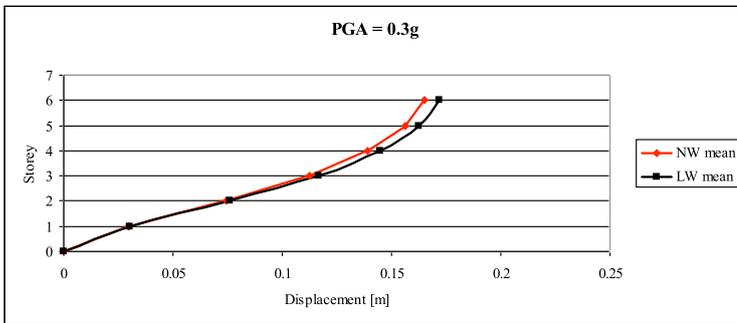


Figura 4.20: Involuppi degli spostamenti dei telai in calcestruzzo NW e LW progettati per un elevato input sismico (valori medi)

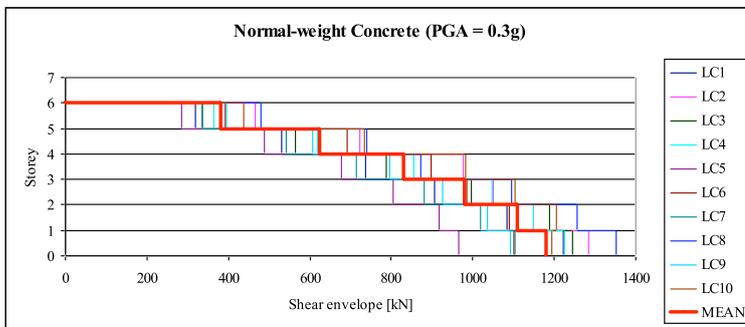


Figura 4.21: Involuppo dei tagli di piano del telaio in calcestruzzo NW progettato per un elevato input sismico

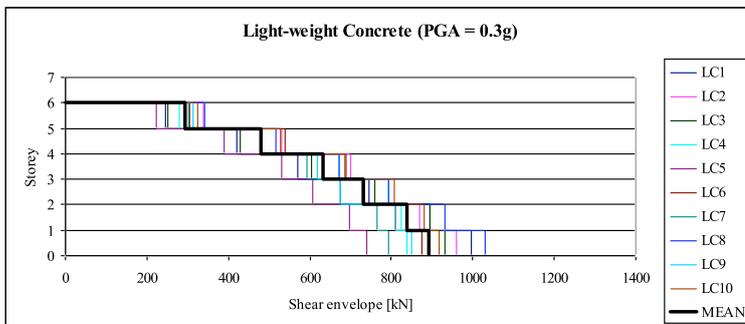


Figura 4.22: Involuppo dei tagli di piano del telaio in calcestruzzo LW progettato per un elevato input sismico

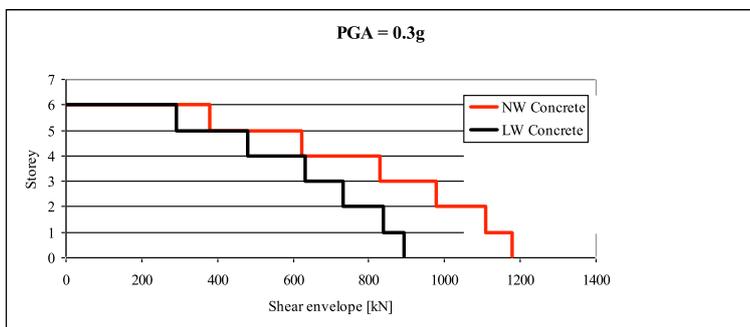


Figura 4.23: Involuppi dei tagli di piano dei telai in calcestruzzo NW e LW progettati per un elevato input sismico (valori medi)

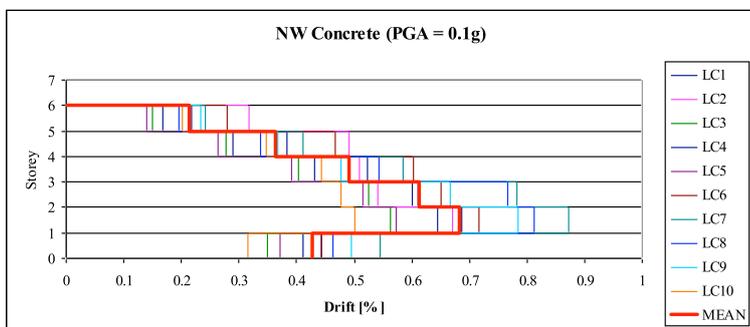


Figura 4.24: Involuppo degli spostamenti di interpiano del telaio in calcestruzzo NW progettato per un moderato input sismico

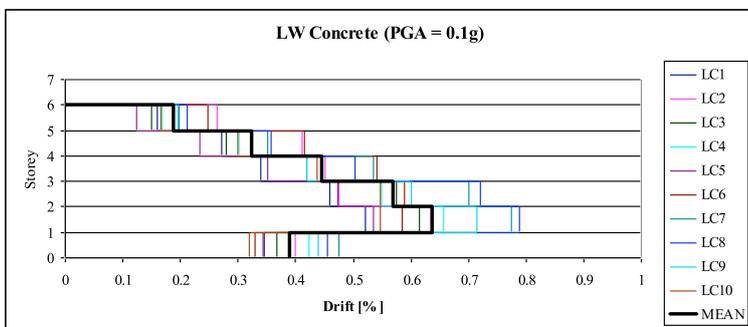


Figura 4.25: Involuppo degli spostamenti di interpiano del telaio in calcestruzzo LW progettato per un moderato input sismico

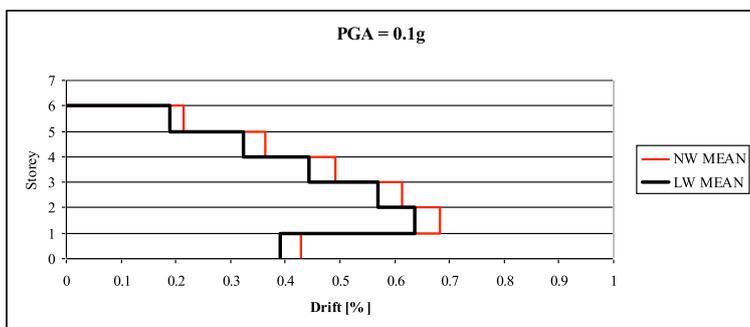


Figura 4.26: Involuppi degli spostamenti di interpiano dei telai in calcestruzzo NW e LW progettati per un moderato input sismico (valori medi)

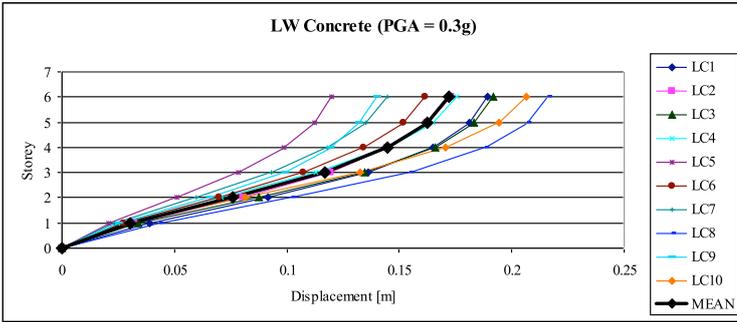


Figura 4.27: Inviluppo degli spostamenti del telaio in calcestruzzo NW progettato per un moderato input sismico

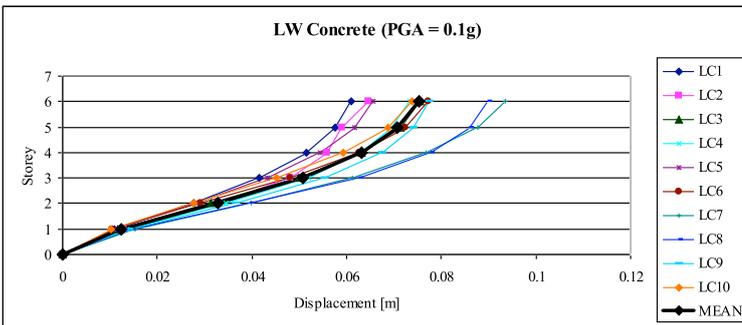


Figura 4.28: Inviluppo degli spostamenti del telaio in calcestruzzo LW progettato per un moderato input sismico

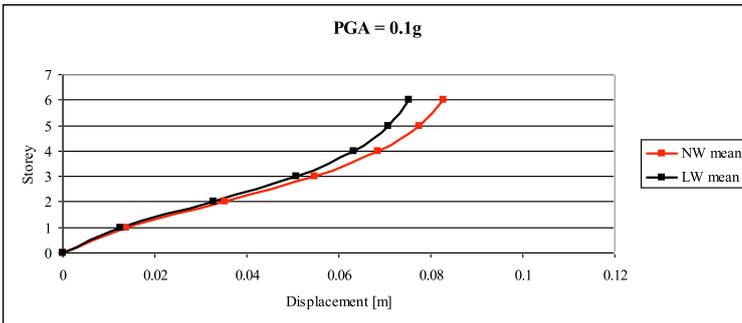


Figura 4.29: Inviluppi degli spostamenti dei telai in calcestruzzo NW e LW progettati per un moderato input sismico (valori medi)

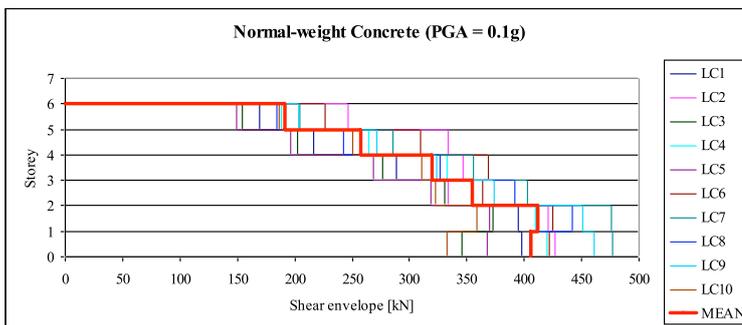


Figura 4.30: Inviluppo dei tagli di piano del telaio in calcestruzzo NW progettato per un moderato input sismico

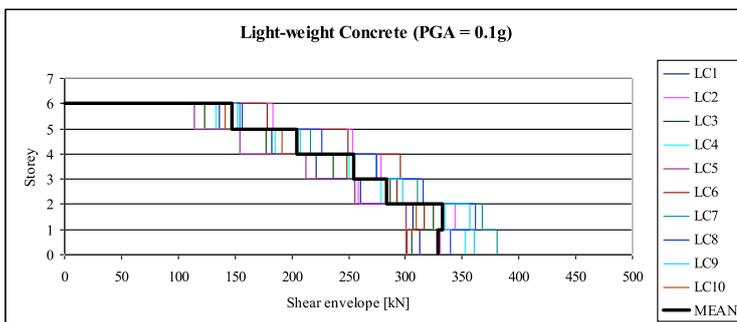


Figura 4.31: Inviluppo dei tagli di piano del telaio in calcestruzzo LW progettato per un moderato input sismico

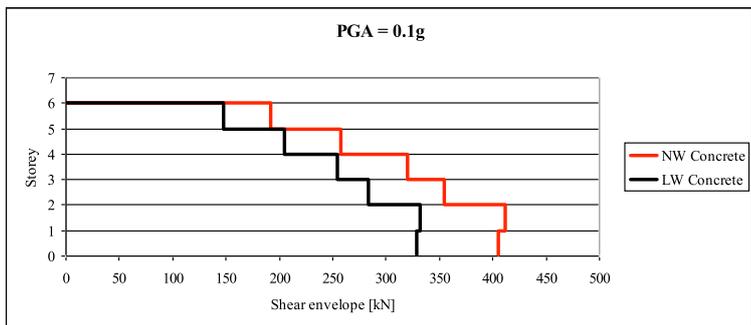


Figura 4.32: Involuppi dei tagli di piano dei telai in calcestruzzo NW e LW progettati per un moderato input sismico (valori medi)

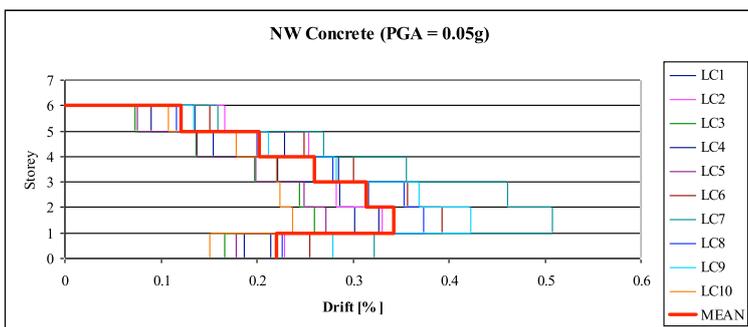


Figura 4.33: Involuppo degli spostamenti di interpiano del telaio in calcestruzzo NW progettato per un input sismico di ridotta intensità

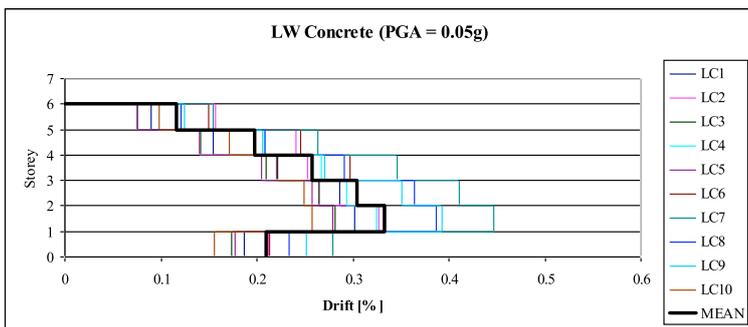


Figura 4.34: Involuppo degli spostamenti di interpiano del telaio in calcestruzzo LW progettato per un input sismico di ridotta intensità

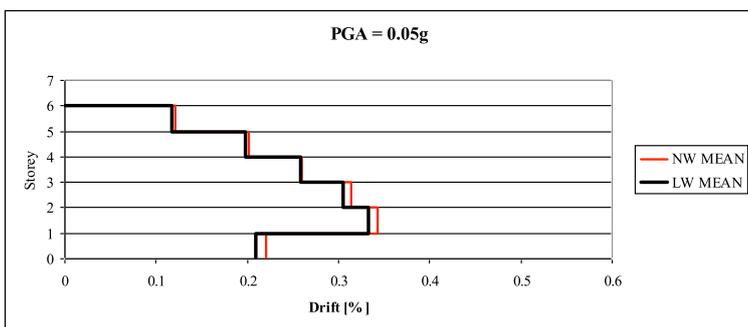


Figura 4.35: Involuppi degli spostamenti di interpiano dei telai in calcestruzzo NW e LW progettati per un input sismico di ridotta intensità (valori medi)

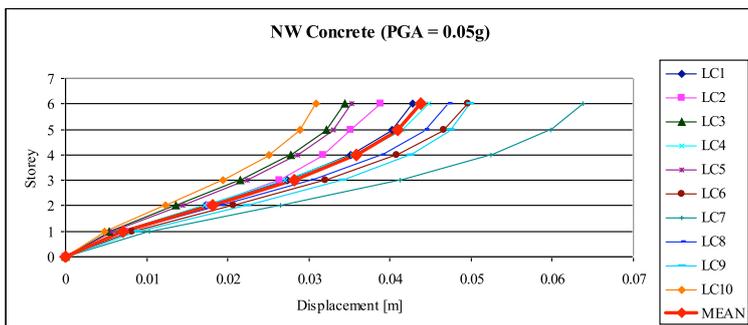


Figura 4.36: Involuppo degli spostamenti del telaio in calcestruzzo NW progettato per un input sismico di ridotta intensità

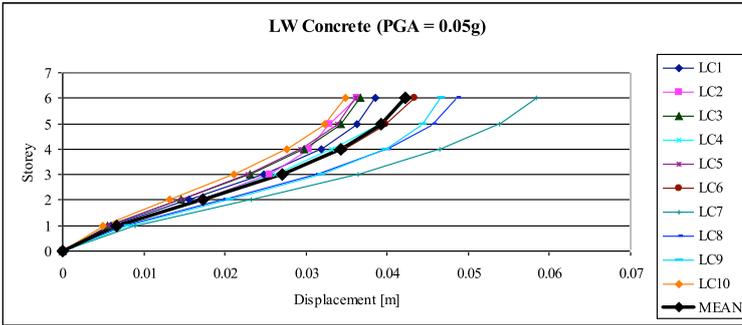


Figura 4.37: Involuppo degli spostamenti del telaio in calcestruzzo LW progettato per un input sismico di ridotta intensità

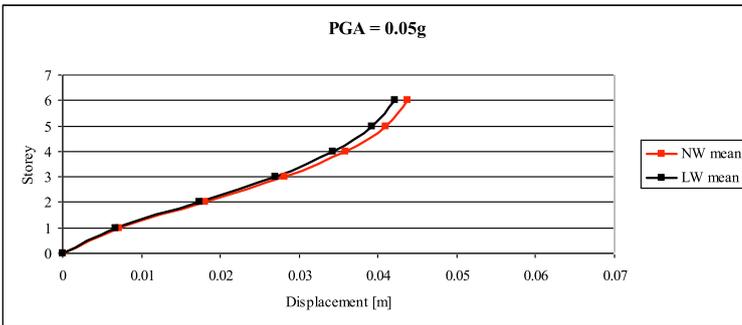


Figura 4.38: Involuppi degli spostamenti dei telai in calcestruzzo NW e LW progettati per un input sismico di ridotta intensità (valori medi)

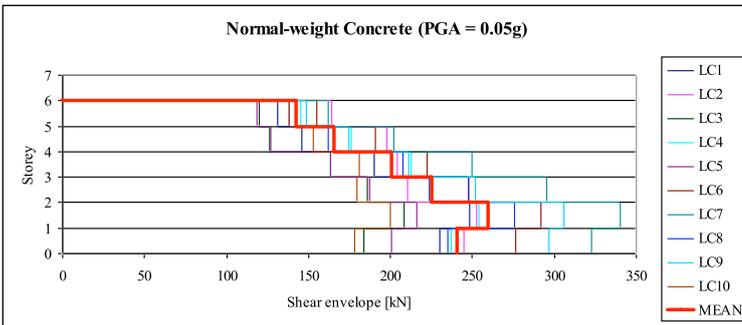


Figura 4.39: Involuppo dei tagli di piano del telaio in calcestruzzo NW progettato per un input sismico di ridotta intensità

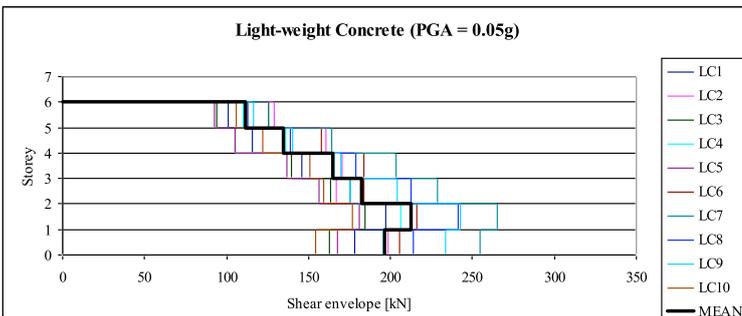


Figura 4.40: Involuppo dei tagli di piano del telaio in calcestruzzo LW progettato per un moderato input sismico

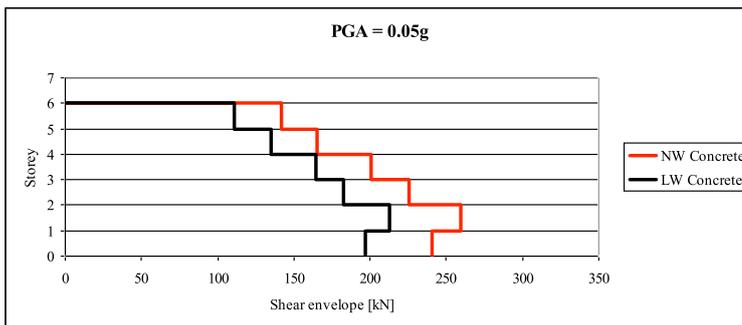


Figura 4.41: Involuppi dei tagli di piano dei telai in calcestruzzo NW e LW progettati per un input sismico di ridotta intensità (valori medi)

4.12.5 Discussione dei risultati

In questa sezione verranno discussi i risultati ottenuti dalle analisi dinamiche non lineari. I parametri di risposta presi in considerazione sono quattro: scorrimenti di piano, profilo degli spostamenti, inviluppo dei tagli do piano e curvature mobilitate.

Scorrimenti di piano

Per quanto concerne i test con elevate intensità sismica (PGA = 0.3g), le strutture realizzate in calcestruzzo con inerti leggeri evidenziano scorrimenti di piano maggiori a quelli rilevati nei telai in calcestruzzo normale. Ovviamente, un simile comportamento era stato previsto considerando la minore rigidità del calcestruzzo alleggerito, che conduce ad un periodo di vibrazione maggiore. Sorprendentemente, accade invece il contrario durante sismi di bassa o moderata intensità (PGA = 0.05 e 0.1g). Tale comportamento è stato inizialmente previsto supponendo un maggiore periodo di vibrazione nei telai in calcestruzzo alleggerito (struttura meno rigida) di quello relativo alle strutture in calcestruzzo normale. Questo trend non si è rivelato tuttavia valido per tutte le strutture, come si è potuto constatare esaminando il periodo di vibrazione di tutte le strutture calcolato con Ruaumoko (tabella 4.23).

La spiegazione del fenomeno è data in quanto segue. Richiamando l'equazione fondamentale della dinamica delle strutture per il periodo di vibrazione si ha:

$$T = \sqrt{\frac{m}{k}}$$

dove m è la massa e k è la rigidità del sistema. È noto che sia la massa che il modulo di rigidità del calcestruzzo alleggerito sono minori di quelli del calcestruzzo normale ($m_{LW} < m_{NW}$) e ($E_{LW} < E_{NW}$). Inoltre, la rigidità del sistema è proporzionale al prodotto $E_c \cdot I$.

Il programma necessita del momento di inerzia in fase fessurata per definire gli elementi strutturali del modello (I_{cr}), che può essere dedotto da un'analisi momento-curvatura della sezione attraverso:

$$I_{cr} = \frac{M_n}{\phi_y \cdot E_c}$$

Nonostante la geometria delle sezioni sia la stessa per tutti i telai, il momento di inerzia in fase fessurata varia da telaio a telaio perché dipende dalla quantità di armatura longitudinale e dalle proprietà del calcestruzzo, come spiegato da Priestley et al. [2007]. In tabella 4.24 sono mostrati i valori dei momenti di inerzia in fase fessurata adottati nelle analisi non lineari. Come si nota, i valori relativi alle sezioni in calcestruzzo alleggerito sono significativamente maggiori. **Nel caso della progettazione condotta per intensità sismiche moderate (0.1g) la differenza nei valori delle rigidità fessurate arriva al 38.5%, mentre nel progetto per elevata sismicità si è giunti fino al 15.4%.**

Periodo di vibrazione fondamentale (sec)				
Intensità sismica di progetto	Calcolato con Ruaumoko (rigid. fess. dall'analisi momento curvatura)		Calcolato in fase di progetto (rigid. fess.=50% rigid. non fess.)	
	NW	LW	NW	LW
0,3g	1,236	1,314	0,877	0,915
0,1g	1,641	1,553	0,877	0,915
0,05g	1,675	1,63	0,877	0,915

Tabella 4.23: Periodo del modo fondamentale di vibrazione per i sistemi NW and LW

Momento di inerzia fessurato I_{cr} (m ⁴)				
Elemento	Input sismico	LW	NW	Differenza %
Travi	0,3g	0,002323	0,002747	15,4
	0,1g	0,001127	0,001833	38,5
	0,05g	0,001058	0,001584	33,2

Tabella 4.24: Momento di inerzia in fase fessurata di vari elementi strutturali

Poichè la rigidezza fessurata del calcestruzzo alleggerito notevolmente elevate per intensità sismiche di progetto basse e moderate, sembra che tale materiale contribuisca significativamente all'incremento di rigidezza del telaio che a sua volta abbassa il periodo di vibrazione fondamentale. A bassi valori del periodo sono associate basse domande in termini di spostamenti spettrali, pertanto è giustificato il minore profilo dei scorrimenti di piano che i sistemi in calcestruzzo alleggerito esibiscono.

Confrontando invece i picchi medi degli scorrimenti di piano di ogni telaio ottenuti dalle analisi dinamiche non lineari ((NLTHAs) con quelli considerati in fase di progetto e calcolati dopo l'analisi elastica (figura 4.42), si nota come l'analisi elastica sottostima essenzialmente gli scorrimenti a causa dell'inesatta valutazione delle rigidzze fessurate attualmente considerate dei codici normativi. Comunque, per il calcestruzzo normale e alleggerito, tale sottostima è proporzionale.

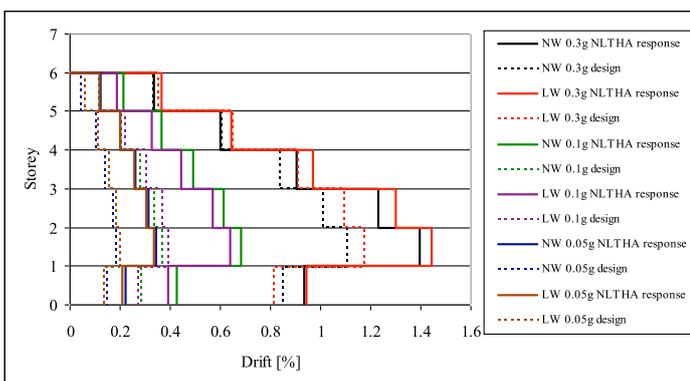


Figura 4.42: Scorrimenti di piano dei telai in calcestruzzo NW e LW

Profilo degli spostamenti

I commenti che si possono fare nei riguardi degli spostamenti massimi di ogni piano dei vari telai sono simili a quelli appena visti per gli scorrimenti. Considerando sismi di elevata intensità (PGA= 0.3g) i telai in calcestruzzo alleggerito mostrano spostamenti superiori di quelli nei telai in calcestruzzo ordinario. Al contrario, per sismi di bassa e moderata intensità, sono le strutture in calcestruzzo tradizionale a subire i maggiori spostamenti. La spiegazione di tale fenomeno è la medesima data per gli scorrimenti al paragrafo 5.5.1.

Involuppi dei tagli di piano

Per quanto concerne le differenze tra le massime forze di taglio trasmesse alle colonne di ogni telaio, i tagli massimi tra la soluzione in calcestruzzo alleggerito e normale variano dal 20% al 24%, confermando che le resistenze adottate per eseguire le analisi dinamiche non lineari rispettano quelle calcolate con le analisi elastiche. Inoltre i tagli di piano nei telai in calcestruzzo alleggerito sono minori del 22.6% rispetto a quelli dei telai in conglomerato tradizionale.

Curvature registrate

In tabella 4.25 sono riportati i valori delle curvature registrate nel secondo piano dei telai in esame durante le analisi dinamiche non lineari, confrontati con i valori delle curvature calcolati nel paragrafo 4.10. Si può osservare come le curvature desunte dalle analisi dinamiche non lineari, in cui la valutazione delle rigidezze fessurate è appropriata derivando da un’analisi momento-curvatura delle sezioni, sono superiori a quelle ottenute dalla domanda in termini di scorrimenti, in cui le rigidezze fessurate sono state calcolate con l’approccio dell’EC8. Un simile risultato è presumibilmente dovuto alla sottostima degli scorrimenti di piano a causa dei limiti insiti nella metodologia di progetto indicata dalla norma e dall’influenza dei modi superiori di vibrazione che non è stata presa in considerazione durante

la progettazione delle strutture ai fini della valutazione degli scorrimenti richiesti. Inoltre, si ravvisa una possibile inesattezza nel calcolo degli scorrimenti raggiunti alla soglia di plasticizzazione $0.29 \cdot \phi_y \cdot L_b$

Comunque, i risultati delle prove dinamiche non lineari evidenziano che le strutture in calcestruzzo leggero ben rispondono alle azioni sismiche di diversa intensità ed in maniera simile alle strutture in calcestruzzo normale.

Curvature rilevate ϕ_{mob} (rad/km)				
Intensità sismica di progetto	Telai NW		Telai LW	
	Dopo NLTHA	Valutato secondo la domanda di scorrimento di progetto	Dopo NLTHA	Valutato secondo la domanda di scorrimento di progetto
0,3g	19,15	7,10	21,62	8,168
0,1g	10,67	2,82	10,42	3,21
0,05g	5,54	1,67	5,63	2,03

Tabella 4.25: Curvature indotte nel 2° piano dei telai in calcestruzzo NW e LW

4.13 CONCLUSIONI

4.13.1 Progetto struttura in calcestruzzo armato

Considerando il progetto sismico di un telaio in calcestruzzo armato realizzato in calcestruzzo normale o leggero, con la medesima geometria, stessa geometria delle sezioni e valutando il quantitativo minimo di armature negli elementi in accordo alla richiesta calcolata in funzione delle azioni sollecitanti o dei minimi imposti dalla normativa si può concludere:

- 1. In termini di resistenza, in condizioni di alta sismicità, il telaio in calcestruzzo leggero richiede un quantitativo 27% inferiore di armatura rispetto al telaio equivalente progettato in calcestruzzo normale**, in accordo con i risultati già ritrovati negli anni settanta da Paramzin and Gorovits [1977]. **La ragione di questo è dovuto alla apprezzabile differenza nelle masse d'inerzia dei due telai, che è mobilizzata nello scenario sismico**, includendo differenti effetti delle azioni per i due sistemi. **Riguardo la sismicità moderata e bassa, una modesta differenza (7%) fra le due tipologie di telaio sussiste con ancora il telaio in calcestruzzo leggero evidenziare una minore armatura.** La minore differenza può essere spiegata dalla maggiore importanza dei carichi statici rispetto ai carichi sismici nel caso di sismicità bassa, ciò implica che la differenza di peso proprio delle travi e della soletta è meno importante per il progetto.
- 2. Per quanto riguarda la domanda di deformazione di interpiano dovuta all'azione sismica di progetto, si può anticipare che il sistema in calcestruzzo leggero sviluppa valori di deformazione di interpiano maggiori a causa del minore valore del modulo elastico e conseguentemente della rigidità che possiede il del telaio, tuttavia le azioni di taglio applicate al sistema sono in questo caso inferiori, come accennato precedentemente. Comunque in tutte le verifiche intraprese la domanda di deformazione di interpiano è considerevolmente inferiore alla capacità di deformazione di interpiano dei telai, sia in calcestruzzo normale che leggero.**
- 3. Dal progetto dei telai con le azioni sismiche si evidenzia che la curvature mobilitata nelle travi critiche è pressoché uguale per il telaio in calcestruzzo normale e leggero.**
- 4. L'adozione del calcestruzzo leggero contribuisce allo sviluppo di un livello minore di sollecitazioni interne agli elementi strutturali e pertanto riducono di conseguenza il livello di sovreresistenza degli elementi che si plasticizzano.** La sovreresistenza di una sezione prende in conto tutti i possibili fattori che potrebbero contribuire alla resistenza ecceda il valore nominale o ideale. Questo include la resistenza dell'acciaio maggiore di quella specificata come resistenza di snervamento, resistenze addizionali introdotte dall'acciaio per effetto dell'incrudimento e grandi deformazioni, la resistenza del calcestruzzo ad una determinata età della struttura maggiore di quella specificata, non presa in conto dell'incremento di resistenza del calcestruzzo dovuta al confinamento e gradiente di deformazione [Paulay and Priestley, 1992]. Questa è una importante proprietà che andrebbe presa in conto, perché gli elementi fragili dovrebbero possedere una resistenza in eccesso oltre alla minima richiesta dalla resistenza degli elementi duttili (in accordo con il principio della gerarchia delle resistenze / evitare rotture a taglio). **Poiché la sovreresistenza è proporzionale all'effetto delle azioni, minore è l'effetto delle azioni (caso del calcestruzzo leggero), minore sarà la quantità di sovreresistenza che si svilupperà nella struttura.**

5. Il calcestruzzo leggero può contribuire alla riduzione delle dimensioni dei plinti in fondazione per strutture costruite in zona ad alta sismicità, fino a 11.5% per l'edificio presentato in questo studio, mentre questo contributo non è stato evidente nei confronti di zone sismiche moderate o basse.

4.13.2 Comportamento dinamico non-lineare

Le conclusioni riguardanti il **comportamento dinamico non-lineare dei telai** in calcestruzzo normale e leggero, messi in luce dopo le analisi dinamiche non-lineari, sono presentate in questo paragrafo.

- 1.** Considerando intensità elevate della sismicità si evidenzia che il telaio in calcestruzzo leggero mostra maggiori deformazioni di interpiano rispetto all'analogo telaio in calcestruzzo normale. Ovviamente questo tipo di risposta era da aspettarsi, a causa della minore rigidezza propria del calcestruzzo leggero. Poiché la rigidezza è inferiore, il periodo di vibrazione diventa maggiore e questo comportamento è ben giustificabile. D'altro canto per **zone sismiche moderate o basse (PGA=0.1 e 0.05g), sorprendentemente il telaio in calcestruzzo normale evidenzia valori di deformazione di interpiano maggiori.** Questo comportamento risulta inaspettato, a prima vista, perché il periodo di vibrazione del telaio in calcestruzzo leggero, stimato nella fase di progetto, è supposto di essere più lungo (minore rigidezza) rispetto al corrispondente periodo del telaio in calcestruzzo normale. Tuttavia, come è stato possibile osservando il periodo fondamentale di vibrazione di ciascun sistema calcolato con il software Ruaumoko, i periodo di vibrazione valutati in accordo con l'approccio Eurocodice 8 non sarebbero accurati. Infatti l'inerzia flessionale fessurata del calcestruzzo leggero, calcolata secondo le raccomandazioni di Priestley et al. [2007], è molto elevata per progetto in zone di sismicità moderata o bassa, ciò sembrerebbe contribuire in modo significativo all'incremento di rigidezza del telaio per cui di conseguenza si manifesta un minore periodo di vibrazione. **Con questo concetto è possibile giustificare come i telai in calcestruzzo leggero esibiscano una deformazione di interpiano più ridotta.**
- 2.** Dal confronto dell'involuppo dei valori medi di deformazione di interpiano di ciascun telaio ottenuto dall'analisi dinamica lineare con riferimento alla stima di deformazione di interpiano calcolata durante la fase di progetto e calcolata a valle di ciascuna analisi, si può evidenziare come l'analisi elastica essenzialmente sottostimi la valutazione dello spostamento di interpiano. Risultati simili sono stati ottenuti con lo spostamento di picco di piano. La variazione in questa sottostima è proporzionale per il calcestruzzo normale e leggero ed è attribuita alla approssimazione dei metodi normativi correnti.
- 3.** Per quanto riguarda le differenze in termini di azioni di taglio massimo trasmesse nelle colonne ad ogni piano del telaio, il massimo taglio varia fra calcestruzzo leggero e normale da 20% a 24%, confermando che la resistenza progettata impiegando l'analisi non-lineare coincide con la resistenza di progetto ottenuta dall'analisi lineare, che **altrettanto dimostra che le azioni di taglio nel telaio in calcestruzzo leggero sono il 22.6% inferiori che quelle del telaio in calcestruzzo normale.**

5 Progetto sismico di consolidamento di un edificio esistente in muratura

5.1 INTRODUZIONE

In questo capitolo verrà studiato l'impiego del calcestruzzo leggero nella progettazione strutturale quale strategia per la riparazione/consolidamento/ristrutturazione degli edifici esistenti. A questo fine, è stato considerato un edificio in muratura ai cui solai in legno è stata applicata una soletta in calcestruzzo normale e leggero dello spessore di 8 cm per realizzare la condizione di diaframma rigido.

Come dimostrato dalle ricognizioni e dai rilevamenti dei danni post-sisma effettuati nelle aree con grande diffusione di edifici in muratura (Magenes et al. 2009), una delle principali fonti di vulnerabilità per queste strutture è associata ai meccanismi di collasso locale durante la risposta fuori dal piano dei maschi murari (figura 5.1). L'intera risposta sismica dell'edificio può essere governata da tali meccanismi di collasso qualora la connessione tra pareti disposte ortogonalmente o tra pareti e solaio sia inadeguata. Questi aspetti si riscontrano frequentemente negli edifici esistenti in muratura con solai in legno o privi di catene o cordoli perimetrali. **Solamente adeguando le connessioni tra gli elementi si possono evitare i meccanismi di collasso locali e rendere la risposta globale dell'edificio dipendente solo dal comportamento nel piano dei maschi murari (figura 5.1b).**

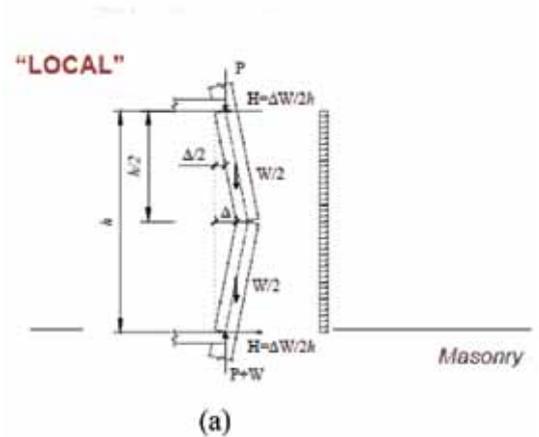


Figura 5.1: Esempio di meccanismo locale di collasso (modo 1) (a) e meccanismo di risposta globale (b) (dopo Magenes & Penna, 2009)

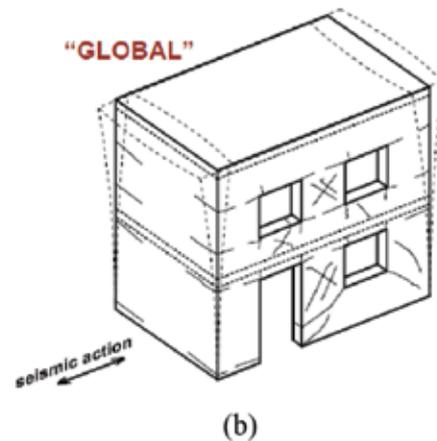


Figura 5.1: Esempio di meccanismo locale di collasso (modo 1) (a) e meccanismo di risposta globale (b) (dopo Magenes & Penna, 2009)

5.2 RISPOSTA DI UNA CELLA ELEMEN- TARE AI CARICHI ORIZZONTALI: IL RUO- LO DEI DIAFRAMMI

Come mostrato in figura 5.2 i **diaframmi contribuiscono a vincolare la deformazione fuori piano dei muri prevenendone il collasso, mantenendo la configurazione scatolare. La rigidità dei diaframmi influenza la distribuzione delle forze orizzontali tra i diversi pannelli murari.** Per poter rappresentare un vincolo efficace, i **diaframmi devono essere in grado di trasmettere forze e tensioni di trazione e devono inoltre essere adeguatamente collegati ai muri.**

Secondo EC8-Parte 3 “**I solai lignei possono essere rinforzati e irrigiditi nei confronti delle distorsioni nel proprio piano sovrapponendo una soletta in calcestruzzo armato con una rete in acciaio elettrosaldato. La soletta deve essere connessa a taglio al solaio in legno e collegata alle pareti**”.

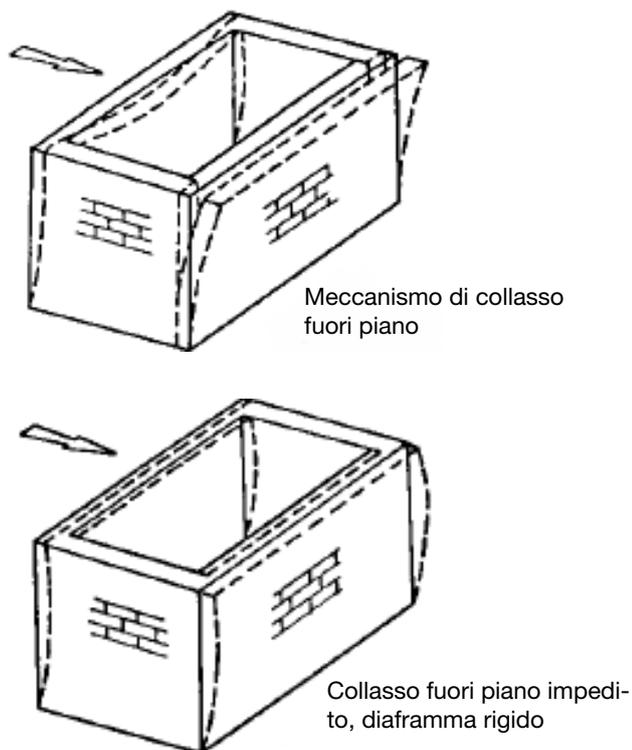


Figura 5.2: Funzione dei diaframmi (dopo Magenes & Penna, 2009)

5.2.1 Connessioni a taglio tra soletta in calcestruzzo e solaio in legno

Alcuni esempi di soluzioni per le connessioni a taglio tra soletta e solaio in legno sono mostrate in figura 5.3.

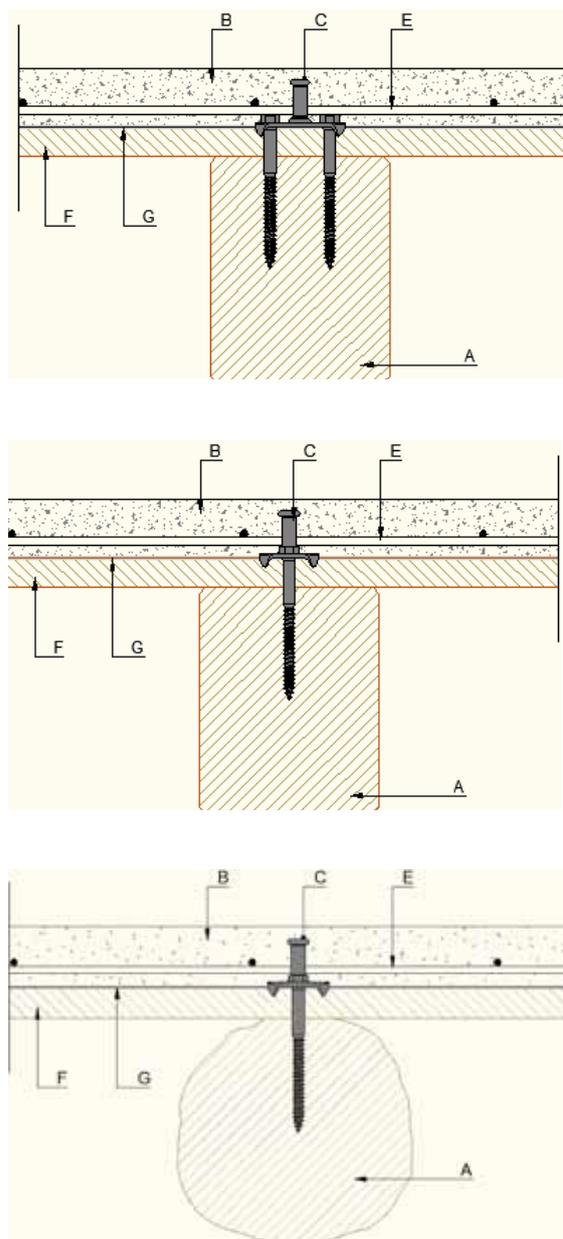


Figura 5.3: Connessione a taglio tra soletta in calcestruzzo e solaio ligneo.

5.2.2 Connessioni muri-soletta

Alcuni esempi di soluzioni tra soletta e pareti:

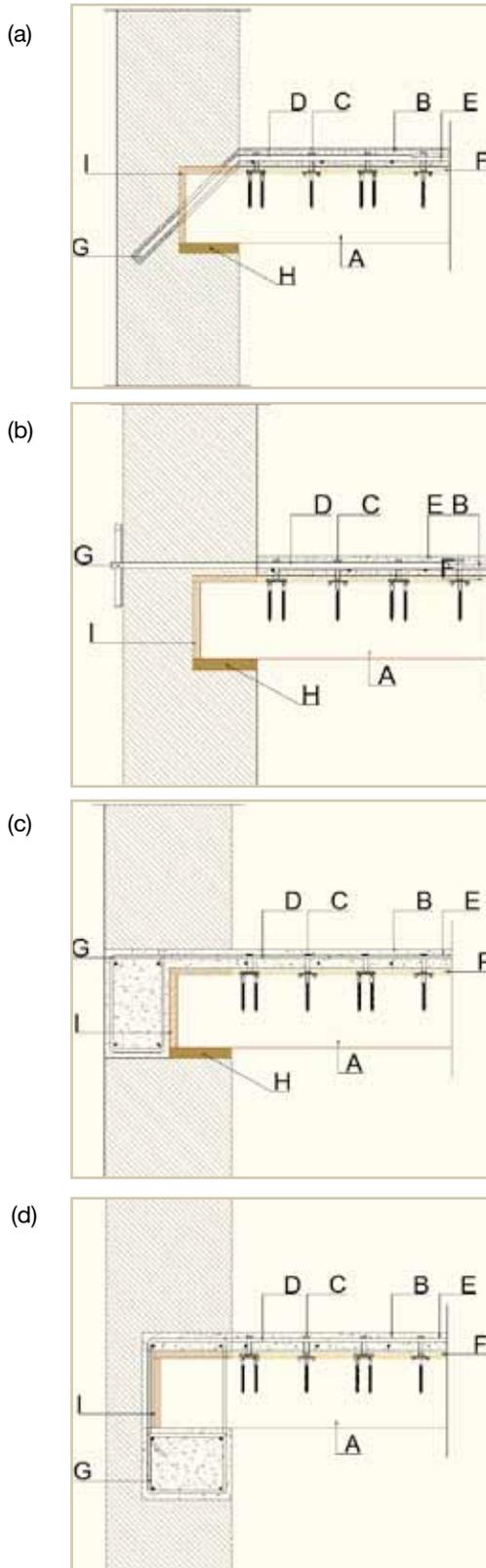


Figura 5.4: Connessione soletta-pareti (TECNARIA)

5.3 VALUTAZIONE SISMICA

Seguendo le indicazioni degli Eurocodici, ai fini del presente studio si è condotta la valutazione sismica di un **edificio esistente multipiano in muratura in cui i solai, originariamente in legno, sono stati adeguati con l'applicazione di una soletta in calcestruzzo sia leggero che non**. Analogamente ai telai in cemento armato l'edificio è stato così studiato per **tre diversi livelli di intensità sismica: alta (PGA = 0.3g), moderata (PGA = 0.1g) e bassa (PGA = 0.05g)** che possono essere riconosciuti nella mappa di pericolosità sismica italiana, riportata per comodità in figura 5.5.

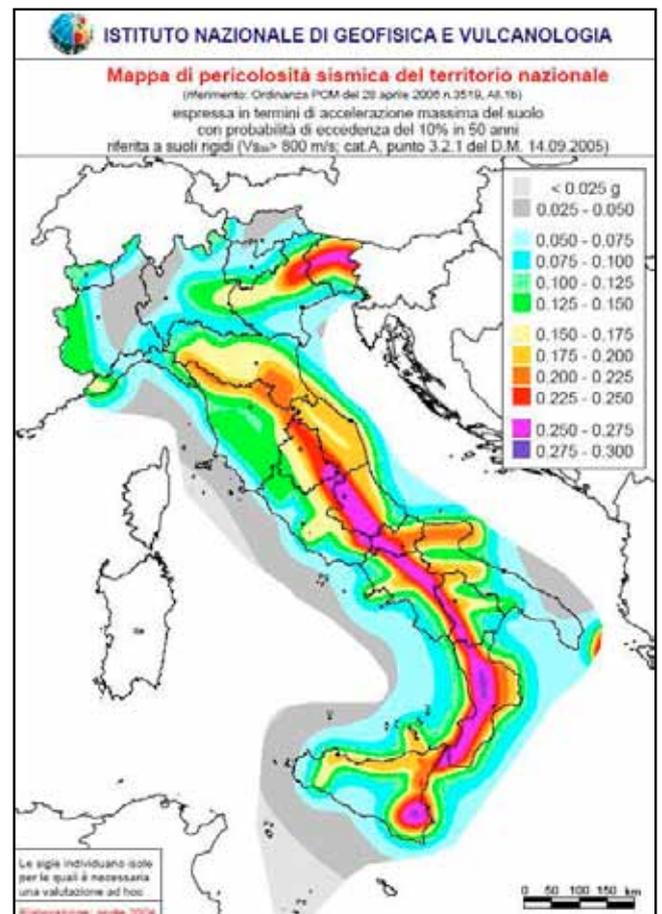


Figura 5.5: Mappa di pericolosità sismica del territorio italiano (INGV).

La configurazione geometrica dell'edificio è comunemente riscontrabile nel territorio italiano, con pianta rettangolare di lunghezza 39.36 m e larghezza 13.06 m (figura 5.6). L'edificio si sviluppa su tre piani, ciascuno di altezza 3.30 m, mentre lo spessore delle pareti esterne ed interne è 0.48 m e 0.40 m, rispettivamente. Il peso del solaio è assunto essere sostenuto completamente solo dalle pareti longitudinali (direzione x), perciò i muri laterali in direzione trasversale (direzione y) sono cimentati dal solo peso proprio.

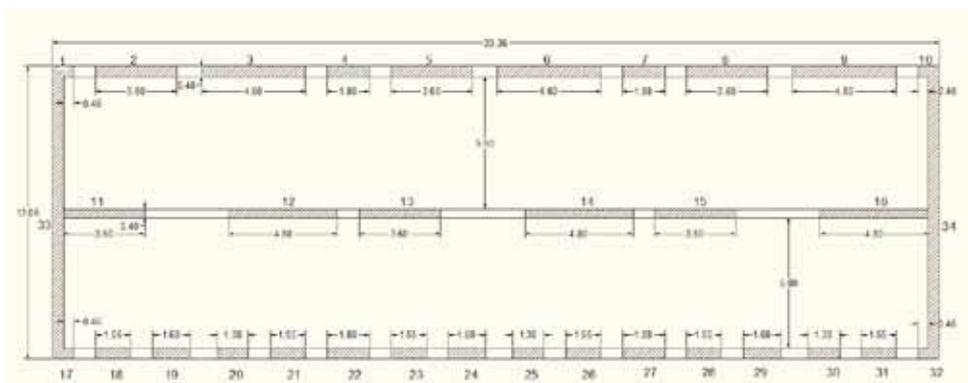


Figura 5.6: Pianta dell'edificio in muratura analizzato

Le proprietà dei calcestruzzi normale e leggero adottati nell'analisi sono riportate in tabella 5.1.

Calcestruzzo	Nome	Massa (kg/m ³)	R _{ck} (N/mm ²)	Resist. media a trazione (N/mm ²)	Modulo elastico (N/mm ²)
Leggero	Leca CLS 1400	1400	25	2,8	15000
Normale	C20/25	2400	25	2,2	30000

Tabella 5.1: Proprietà del calcestruzzo normale e leggero

Caratteristiche della muratura:

Muratura in mattoni pieni malta di calce

$$f_{mc} = 4 \text{ MPa (resistenza a compressione della muratura)}$$

$$f_{tu} = 0.35 \text{ MPa (resistenza a trazione della muratura)}$$

$$E = 1500 \text{ MPa} , G = E / 3 = 500 \text{ MPa}$$

5.3.1 Verifiche di resistenza sismica dell'edificio

Come si vedrà in seguito, le verifiche di resistenza al sisma degli edifici in muratura possono essere eseguite secondo differenti tipi di analisi:

- Statica lineare
- Dinamica lineare (analisi modale)
- Statica non lineare
- Dinamica non lineare

Nella maggior parte dei casi per le strutture in muratura non vi è necessità di sofisticate analisi dinamiche per le verifiche di resistenza sismica. Un'analisi statica equivalente (lineare o non lineare) è spesso sufficiente. In questo studio l'attenzione è stata posta sulle analisi statiche.

5.3.2 Schema delle verifiche di sicurezza/prestazioni per mezzo di analisi statiche

La procedura per l'analisi lineare e le verifiche di resistenza in condizioni sismiche consiste in un insieme di passi (figura 5.7) che in genere sono comuni a tutti i codici di progettazione e/o valutazione dell'esistente e che sono descritti di seguito.

- Il peso dell'edificio, concentrato al livello dei piani, è valutato considerando una adeguata combinazione dei carichi gravitazionali.
- Per mezzo di appropriati modelli matematici si valuta la rigidità dei singoli muri ad ogni piano.
- Si determina l'ordinata spettrale di progetto $S_d(T)$ in funzione del periodo proprio di vibrazione calcolato.
- Dall'ordinata spettrale di progetto $S_d(T)$ normalizzata rispetto all'accelerazione di gravità g si determina il taglio totale alla base di progetto.

- Il taglio totale alla base viene ripartito fra i diversi piani dell'edificio secondo una distribuzione triangolare che assume dominante il primo modo di vibrare:

$$F_i = F_{b,d} \frac{W_i S_i}{W_j S_j}$$

- I tagli di piano così determinati sono ripartiti tra le pareti secondo le ipotesi del modello strutturale adottato e si calcolano le sollecitazioni di progetto combinando le azioni sismiche con le altre azioni (carichi permanenti, accidentali, ecc.).
- Infine, nell'ambito del tradizionale approccio alle forze, si calcola la resistenza delle sezioni dei muri e la si confronta con le azioni agenti.

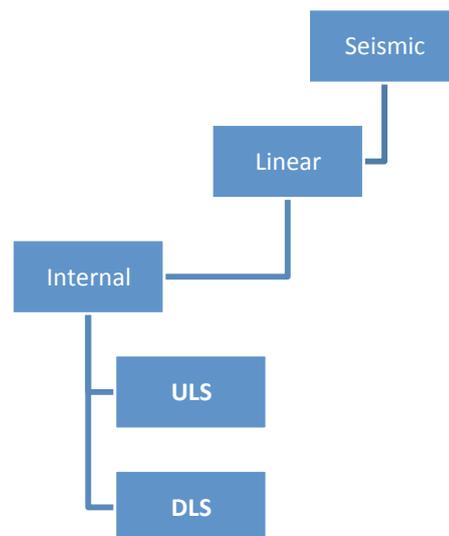


Figura 5.7: Schema delle verifiche di sicurezza / performance tramite analisi statiche

La sicurezza nei confronti dello Stato Limite Ultimo non è raggiunta se si supera la resistenza anche di solo elemento strutturale. Nel lavoro in esame la valutazione sismica è stata condotta secondo l'EC8 (EN 1998-3:2005) adottando nelle analisi il "q-factor approach". In tale approccio lo spettro di progetto per l'analisi lineare è quello previsto nella norma EN1998-1:2004, clause 3.2.2.5.

5.3.3 Il fattore di struttura “q”: significato e implicazioni nelle procedure di verifica della sicurezza

Il **fattore di struttura q** (figura 5.8), che è il coefficiente attraverso il quale viene ridotta l’ordinata spettrale elastica per le verifiche di sicurezza agli SLU, è un’**approssimazione del rapporto tra l’azione sismica applicata alla struttura nel caso questa risponda in campo indefinitamente elastico e la minima azione sismica che può essere assunta nel progetto della struttura stessa.**

$$q = \frac{F_{el,max}}{F_{el}} = \frac{F_{el,max}}{F_y} \cdot \frac{F_y}{F_{el}} = q_0 \cdot \frac{F_y}{F_{el}} = q_0 \cdot OSR$$

dove:

$F_{el,max}$: forza sismica applicata alla struttura in caso di risposta indefinitamente elastica

F_{el} : minimo valore della forza sismica che può adottarsi nel progetto

OSR : rapporto di sovrarresistenza

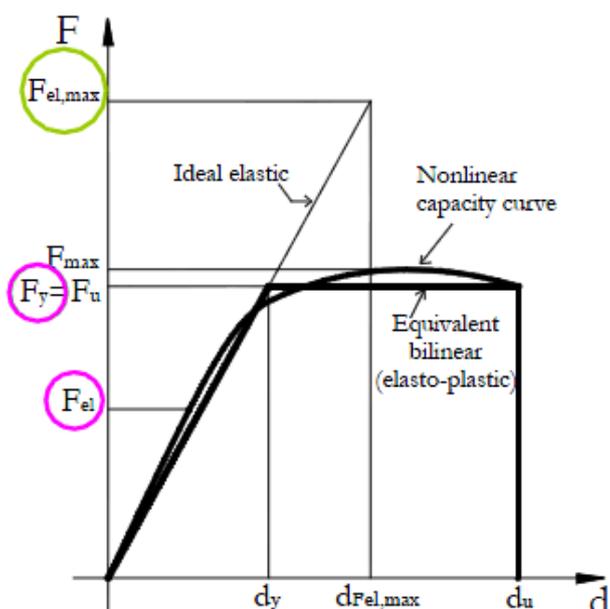


Figura 5.8: Significato dell’approccio con fattore di struttura

FATTORE DI STRUTTURA O COEFFICIENTE DI COMPORTAMENTO Q

Il **fattore di struttura q** o **coefficiente di comportamento** è un parametro che consente di tenere conto dei **benefici della non linearità della risposta sismica strutturale in maniera semplificata**, pur restando nell’ambito dell’analisi di tipo elastico-lineare. Infatti, il ricorso a sofisticate analisi strutturali non lineari mal si presta alla pratica progettuale quotidiana, data la loro difficoltà e il loro elevato onere in termini di calcolo e trattamento dei risultati. **Il fattore q è un parametro di natura essenzialmente statistica che descrive sinteticamente le capacità dissipative della struttura**, legate alle caratteristiche del comportamento isteretico dei materiali impiegati e alla tipologia strutturale.

Riconoscendo, attraverso q, **proprietà dissipative alla struttura**, cioè ammettendo che **la struttura sia in grado di dissipare parte dell’energia sismica in ingresso mediante un idoneo comportamento dei materiali e delle sezioni** (comportamento duttile), è consentito dalle norme **ridurre**, proporzionalmente a q, **l’entità delle azioni sismiche di progetto da applicare alla struttura stessa**; si ottengono così apprezzabili vantaggi venendo ridotte le sollecitazioni e di conseguenza le sezioni degli elementi strutturali.

5.3.4 Valutazione del fattore di struttura

Come previsto dalle NTC2008, un valore di OSR pari a 1.5 può considerarsi adeguato nell'analisi elastica, perciò il fattore di struttura q per edifici in muratura, valutato come $q = q_0 \cdot OSR$, può essere calcolato assumendo $q_0 = 1.5 - 2.0$, comportando $q = 2.25 \div 3.0$. Per le finalità proposte in questo lavoro si sono assunti $q_0 = 2.0$ e $OSR = 1.5$, perciò $q = q_0 \cdot OSR = 2.0 \cdot 1.5 = 3.0$.

5.4 TAGLIO SISMICO ALLA BASE

5.4.1 Calcolo del periodo fondamentale di vibrazione (T_1)

Il periodo fondamentale di vibrazione è stato calcolato secondo la seguente relazione, riportata in EN 1998-Part1:

$$T_1 = C_t H^{3/4} \text{ dove } H = 9.90m \text{ e}$$

$$C_t \text{ può assumersi come } C_t = \frac{0.075}{\sqrt{A_c}}, \text{ dove:}$$

$$A_c = \sum [A_i (0.2 + (l_{wi}/H)^2)] \text{ e}$$

- A_c è l'area efficace totale del muro al primo piano dell'edificio, in m^2
- A_i è l'area efficace della sezione trasversale del muro i -esimo nella direzione considerata al primo piano dell'edificio, in m^2
- l_{wi} è la lunghezza del muro i -esimo al primo piano in direzione parallela alla forza applicata, in m , con la limitazione $l_{wi}/H \leq 0.9$

In tabella 5.2 compaiono i valori dei periodi fondamentali di vibrazione nelle due direzioni ortogonali di applicazione del carico. Si noti che non vi sono differenze tra i periodi degli edifici adeguati con calcestruzzo normale e quelli adeguati col calcestruzzo leggero in quanto la

relazione utilizzata per il calcolo è unicamente funzione dell'altezza dell'edificio e della configurazione delle pareti.

	Direzione X	Direzione Y
A_c (m^2)	7,28	2,326
C_t	0,0278	0,0152
T_1 (sec)	0,155	0,085

Tabella 5.2: Periodi fondamentali di vibrazione

5.4.2 Taglio sismico alla base

Per il calcolo del taglio totale alla base si è adottata la seguente formula:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

dove $S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di progetto secondo EN 1998-1:2004 (figura 5.8) relative al periodo T_1 , con $q = 3.0$; i valori dei parametri spettrali sono riportati in tabella 5.3.

Categoria di suolo	S	$T_B^{(s)}$	$T_C^{(s)}$	$T_D^{(s)}$
A	1,0	0,15	0,4	2,0

Tabella 5.3: Parametri spettrali

m rappresenta la massa totale dell'edificio da sopra la quota di fondazione, calcolata secondo la combinazione sismica $G+0.3Q$ ed il cui valore è uguale a 1293.9 tonnellate nel caso di edificio con calcestruzzo normale (NW) e 1170.9 tonnellate nel caso dell'edificio con calcestruzzo leggero (LW). La tabella 5.4 evidenzia la distribuzione delle masse dei diversi piani e le differenze percentuali tra tali masse per gli edifici NW ed LW. λ è il fattore di correzione, assunto uguale a 0.85. Si noti che non si riscontrano sensibili differenze tra le masse relative agli edifici con calcestruzzo normale e leggero, in quanto la maggior parte della massa degli edifici è associata al peso proprio dei setti murari.

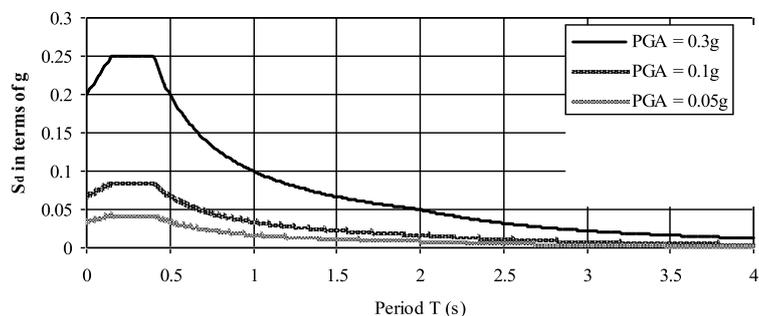


Figura 5.9: Spettro di progetto assunto per le analisi

Massa sismica di ogni piano			
Piano	Tipo di calcestruzzo		Differenza %
	NW	LW	
	tonnellate	tonnellate	
3	310,3	269,3	13,2
2	491,8	450,8	8,3
1	491,8	450,3	8,3
Totale	1293,9	1170,9	9,5

Tabella 5.4: Masse sismiche degli edifici

Direzione	T ₁ (sec)	a _g	cls normale		cls leggero		Differenza %
			S _d (T ₁)	F _b (kN)	S _d (T ₁)	F _b (kN)	
Longitudinale	0,155	0,3g	0,3g	3236,6	0,3g	2929,1	95
		0,1g	0,1g	1078,9	0,1g	976,4	
		0,05g	0,05g	539,4	0,05g	488,2	
Trasversale	0,085	0,3g	0,272g	2934,5	0,272g	2655,7	95
		0,1g	0,091g	978,2	0,091g	885,2	
		0,05g	0,045g	489,1	0,045g	442,6	

Tabella 5.5: Taglio alla base totale negli edifici per le diverse intensità sismiche

5.4.3 Distribuzione lungo l'altezza delle forze sismiche orizzontali

Il taglio alla base è stato distribuito lungo l'altezza dell'edificio secondo un legge che assume dominante il primo modo di vibrazione della struttura:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$

- F_i è la forza orizzontale agente sull'i-esimo piano
- F_b è il taglio sismico totale alla base
- m_i, m_j sono le masse di piano calcolate secondo la combinazione di carico sismica G+0,3Q • z_i, z_j sono le quote a cui sono poste le masse m_i, m_j rispetto al livello di applicazione dell'azione sismica.

Piano	$\alpha g=0,3g$			$\alpha g=0,1g$			$\alpha g=0,05g$		
	NW	LW	%	NW	LW	%	NW	LW	%
	F_i (kN)	F_i (kN)		F_i (kN)	F_i (kN)		F_i (kN)	F_i (kN)	
3	1252,0	1095,4	12,5	417,3	365,1	12,5	208,7	182,6	12,5
2	1323,1	1222,5	7,6	441,0	407,5	7,6	220,5	203,8	7,6
1	661,5	611,3	7,6	220,5	203,8	7,6	110,3	101,9	7,6
totale	3236,6	2929,1	9,5	1078,9	976,4	9,5	539,4	488,2	9,5

Tabella 5.6: Distribuzione delle forze sismiche di piano lungo l'altezza

5.4.4 Calcolo della ripartizione dei tagli di piano sui setti murari

Le forze di piano F_i appena calcolate sono state ripartite tra gli elementi sismo resistenti verticali assumendo un comportamento rigido di piano. Nel calcolo delle rigidezze elastiche e del centro di rigidezza l'altezza della mensola equivalente è stata ottenuta dalla formula:

$$h_{eq} = \frac{\sum F_i \cdot z_i}{\sum F_i}$$

mentre La rigidezza nel piano è stata così calcolata:

$$K = \frac{1}{2} \left(\frac{h_{eq}^3}{3EI} + 1.2 \frac{h_{eq}}{GA} \right)^{-1}$$

Si noti che la valutazione sismica degli edifici è stata condotta assumendo la rigidezza fessurata delle pareti, assunta pari al 50% della rigidezza della sezione pienamente reagente.

Se la disposizione in pianta delle pareti è asimmetrica nasceranno sulla struttura coppie torsionali attorno al centro di rotazione in aggiunta alle azioni associate alle componenti traslazionali di spostamento. In questa eventualità il calcolo si conduce come segue:

- Determinazione della posizione del centro di rotazione assumendo i momenti delle rigidezze delle pareti K secondo assi convenienti:

$$x_R = \frac{\sum K_{yi} \cdot x_i}{\sum K_{yi}} \quad \text{e} \quad y_R = \frac{\sum K_{xi} \cdot y_i}{\sum K_{xi}}$$

dove K_x e K_y sono le rigidezze fessurate delle pareti orientate in direzione x e y, rispettivamente.

- Calcolo del momento torsionale M_{tot} del gruppo di pareti:

$$M_{tot} = F_{tot,y} \cdot (x_c - x_R) - F_{tot,x} \cdot (y_c - y_R) = F_{tot,y} \cdot e_{F,x} - F_{tot,x} \cdot e_{F,y}$$

- Calcolo della forza di taglio V_i in ogni parete come somma della componente traslazionale e torsionale:

$$V_{ix} = \frac{K_{xi}}{K_{x,tot}} \cdot V_{tot,x} - \frac{K_{xi} \cdot (y_i - y_R)}{J_{p,tot}} \cdot M_{tot} \quad \text{e} \quad V_{iy} = \frac{K_{yi}}{K_{y,tot}} \cdot V_{tot,y} - \frac{K_{yi} \cdot (x_i - x_R)}{J_{p,tot}} \cdot M_{tot}$$

$$\text{in cui } J_{p,tot} = \sum K_{xi} (y_i - y_R)^2 + \sum K_{yi} (x_i - x_R)^2$$

5.5 RESISTENZA A TAGLIO DELLE PARETI IN MURATURA

Un aspetto essenziale per la valutazione globale di un edificio è la scelta di un adeguato criterio di valutazione della resistenza di un elemento strutturale. Negli Eurocodici 6 e 8, così come nelle NTC08, sono indicati i criteri relativi a pareti e travi. Criteri di resistenza per il comportamento delle pareti nel piano sono proposti in EN 1996 e nell'Annesso C di EN 1998-3. Entrambi includono un criterio di resistenza secondo la formulazione "Column type" per la valutazione della resistenza a taglio:

$$V_R = f_v \cdot t \cdot l_c$$

t : è lo spessore della parete

l_c : è l'altezza della zona compressa della sezione e $f_v = f_{v0} + 0.4 \cdot \sigma_d \leq f_{v,lim}$ la resistenza a taglio, dove: f_{v0} è la resistenza a taglio iniziale in assenza di carichi verticali, σ_d è la tensione di compressione lungo l_c e $f_{v,lim}$ è il valore limite per f_v , correlata al collasso delle unità.

Come evidenziato da Magenes e Penna (2009), la definizione di $f_{v,lim}$ nell'Annesso C di EN 1998-3 è apparentemente coerente con EN 1996, ma in realtà quest'ultimo pone $f_{v,lim} = 0.065 f_b$, dove f_b è la resistenza a compressione dell'unità, mentre il primo pone $f_{v,lim} = 0.065 f_m$, dove f_m è la resistenza a compressione della muratura. Le ragioni di ciò non sono chiare ed i risultati conducono ad una evidente sottostima della resistenza a taglio negli edifici esistenti.

Un criterio di verifica della capacità degli elementi murari soggetti a sforzo normale e flessione nel piano è riportata nella sezione C.4.2.1.(3) di EN 1998-3, differente dalla procedura suggerita in EN 1996. L'approccio presentato in EN 1998-3 appare più appropriato per la valutazione sismica ed è basato sulla valutazione della resistenza flessionale ultima di una sezione di parete soggetta a forze nel piano. Questo approccio è lo stesso seguito dalle norme italiane.

Nelle NTC08 è prevista la possibilità di applicare una formulazione alternativa per la determinazione della resistenza al taglio delle murature esistenti. Tale criterio è stato introdotto nelle norme italiane da almeno tre decenni e si basa sulla fessurazione diagonale tipicamente osservabile sia su murature a corsi regolari che irregolari; buona parte della letteratura scientifica italiana fa uso di questo criterio per interpretare i risultati sperimentali.

Per la verifica della resistenza a taglio di ogni muro sono stati considerati quattro meccanismi possibili di collasso, in accordo con NTC08. La capacità a taglio di ogni parete è definita come il valore minimo fra quelli forniti dai quattro meccanismi descritti nel seguito.

5.5.1 Resistenza ultima a flessione

$$M_u = \frac{\sigma_0 \cdot l^2 \cdot t}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{\kappa \cdot f_{mc}} \right)$$

- **l**: è la lunghezza della sezione
- **t**: è lo spessore della sezione
- σ_0 : è la tensione di compressione media nella sezione
- $f_{mc} = 4$ MPa (resistenza a compressione della muratura)
- $\kappa = 0.85$
- $M_u = V_u \cdot h$

5.5.2 Resistenza a rotazione (ribaltamento)

$$V_{O/T} = \frac{(N + P) \cdot \frac{l}{2}}{h}$$

- **l**: è la lunghezza della sezione
- **h**: è l'altezza della sezione
- **N**: è l'azione assiale in testa al muro
- **P**: è il peso del muro

5.5.3 Resistenza ultima a taglio (Criterio della massima trazione)

$$V_u = \frac{f_{tu} \cdot l \cdot t}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{tu}}}$$

- **b** varia con la snellezza h/l della parete. Un criterio semplice per valutare (Benedetti & Tomazevic, 1984) è: $b=1.5$ se $h/l \geq 1.5$ (pareti snelle), $b=1.0$ se $h/l \leq 1.0$ e $b = h/l$ se $1 < b < 1.5$
- σ_0 : tensione di compressione nella sezione valutata a metà della sua altezza
- $f_{tu} = 0.35$ MPa (resistenza a trazione della muratura)

5.5.4 Resistenza ultima a taglio (Scorrimiento)

$$V_u = l \cdot t \left(\frac{1.5 \cdot c + \mu \cdot \sigma_0}{1 + 3 \frac{c \cdot \alpha_v}{\sigma_0}} \right) \quad \text{con} \quad \alpha_v = \frac{h}{2 \cdot l}$$

valido solo se $V_u < \frac{N}{2 \cdot \alpha_v}$

- **l**: è la lunghezza della sezione
- **t**: è lo spessore della sezione
- **h**: è l'altezza della sezione
- σ_0 : tensione di compressione media sulla sezione
- $\mu = 0.4$
- $c = 0.076$

5.6 VERIFICA DI RESISTENZA DELLE PARETI IN MURATURA

Una volta calcolata la resistenza a taglio delle sezioni delle pareti è stata confrontata con le sollecitazioni di progetto. Le tabelle 5.7 e 5.8 propongono i risultati delle analisi condotte per ogni livello di intensità sismica considerata (alta, moderata e bassa) per entrambe le soluzioni di intervento. Inoltre, per ogni caso è stato calcolato il fattore di sicurezza (rapporto tra resistenza a taglio e taglio sollecitante) per apprezzare i benefici nell'uso dei calcestruzzi normale e leggero.

	Direzione X				Direzione Y			
	N°parete		%	FS	N°parete		%	FS
0,3g	0	su 32	28,13	0,79	2	su 2	100,00	0,16
0,1g	0	su 32	0,00	2,34	2	su 2	100,00	0,47
0,05g	0	su 32	0,00	4,71	2	su 2	100,00	0,94

Tabella 5.7: Pareti collassate nel caso di calcestruzzo NW

	Direzione X				Direzione Y			
	N°parete		%	FS	N°parete		%	FS
0,3g	0	su 32	28,13	0,76	2	su 2	100,00	0,17
0,1g	0	su 32	0,00	2,28	2	su 2	100,00	0,52
0,05g	0	su 32	0,00	4,56	2	su 2	0	1,04

Tabella 5.8: Pareti collassate nel caso di calcestruzzo LW

Dall'esame delle pareti collassate in direzione longitudinale (direzione x) si osserva che i risultati (in termini di quantità di pareti collassate) sono molto simili per entrambe le soluzioni di intervento relativamente a tutti i livelli di intensità sismica. In particolare, le strutture con soletta in calcestruzzo leggero presentano coefficienti di sicurezza leggermente inferiori; ciò si verifica per via della dipendenza della capacità a taglio delle sezioni dall'entità delle tensioni di compressione nella sezione stessa, cioè dalla distribuzione dei pesi di piano sulle pareti. Infatti, nel caso della soluzione con calcestruzzo di peso normale poiché il peso specifico del calcestruzzo è maggiore ai muri vengono trasferite maggiori tensioni di compressione, risultando una superiore capacità a taglio delle pareti e quindi fattori di sicurezza leggermente superiori.

I risultati delle analisi operate in direzione trasversale (direzione y) rimarcano i benefici effetti nell'uso del calcestruzzo leggero per interventi di recupero di edifici in muratura esistenti con solai in legno. Poiché la capacità a taglio nei muri in direzione y è costante, in quanto influenzata dal solo peso proprio dei muri stessi, essendo la percentuale di carico trasmessa dai solai estremamente bassa, l'unico parametro che influenza il fattore di sicurezza è l'entità dei tagli sollecitanti.

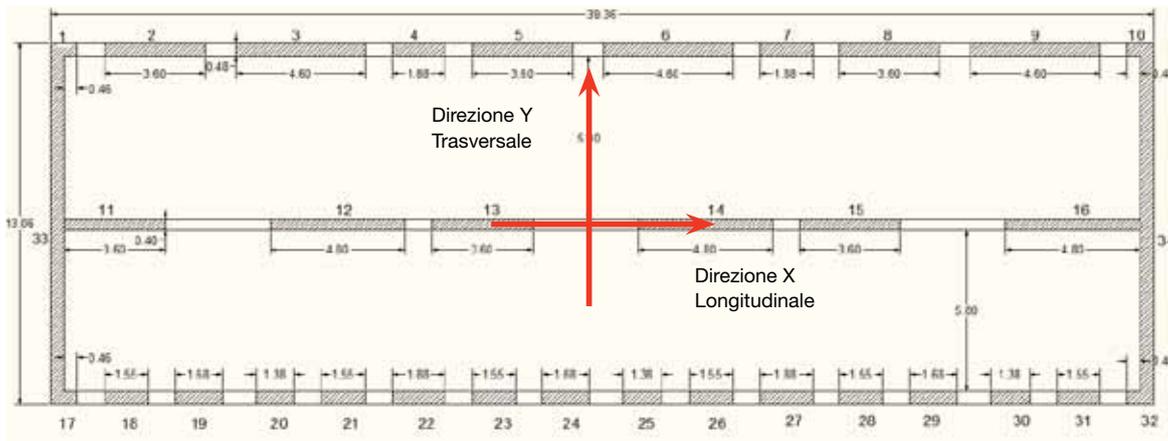


Tabella 5.10: Pianta dell'edificio in muratura analizzato con in evidenza gli assi longitudinali X e trasversali Y

Come spiegato in precedenza, l'uso di calcestruzzo leggero comporta forze sismiche di minore intensità sulla struttura (cioè minore domanda in termini di sollecitazioni taglianti) perciò il valore del fattore di sicurezza sarà maggiore. Per moderate e alte intensità sismiche (0.1g e 0.3g) le pareti trasversali collassano, non potendo sostenere i relativi tagli sismici; i muri della struttura con calcestruzzo leggero hanno fattori di sicurezza leggermente superiori a quelli della struttura in calcestruzzo normale, ma pur sempre inferiori all'unità.

Comunque in casi di bassa sismicità (0.05g) la rottura delle due pareti può essere evitata sostituendo al calcestruzzo normale quello leggero.

5.7 CONCLUSIONI

Per quanto riguarda la **valutazione sismica dell'edificio esistente in muratura consolidato con il getto di calcestruzzo, normale o leggero**, all'estradosso di un esistente solaio in legno, lo studio parametrico intrapreso, condotto con tre livelli di pericolosità sismica (alto, moderato e basso) **conduce ai seguenti risultati:**

- 1. L'impiego di calcestruzzo leggero come consolidamento dei solai esistenti in legno può ridurre le forze di taglio sismiche fino al 9.5%** (in questo caso). Questo è dovuto alla **minore incidenza del peso dell'edificio che ha rispetto alla corrispondente massa di calcestruzzo normale**. La riduzione è relativamente bassa poiché è limitata dal significativo contributo ai pesi propri delle pareti murarie.
- 2. Esaminando le pareti portanti i carichi verticali dei solai, ovvero interessati dall'orditura del solaio (muri longitudinali, dir X in questo studio), si è osservato che il risultato in termini di coefficienti di sicurezza sono molto simili fra impiego di calcestruzzo normale o leggero e per ogni livello di intensità sismica. Tuttavia il calcestruzzo leggero evidenzia un coefficiente di sicurezza leggermente inferiore in termini di verifica a taglio a confronto con la soluzione in calcestruzzo normale, tale differenza è comunque del tutto trascurabile ai fini della valutazione della sicurezza strutturale. Questo è giustificabile dal fatto che la valutazione della capacità a taglio di una parete muraria è influenzata dallo sforzo assiale di compressione (es. distribuzione dei carichi dei piani ai muri). Poiché il peso specifico del calcestruzzo normale è maggiore lo sforzo di compressione alle pareti sarà maggiore. Questo risulta in una maggiore resistenza delle pareti portanti il solaio e leggermente maggiore resistenza a taglio rispetto al rapporto con il taglio sollecitante.**
- 3. Il risultato delle pareti esterne, che non sono caricate direttamente dai solai (pareti trasversali, direzione y in questo studio), evidenziano l'efficiente impiego del calcestruzzo leggero come materiale di consolidamento dei solai di edifici esistenti originariamente con solai in legno.** Essendo la capacità a taglio delle pareti costante, poiché sono affette unicamente dal peso proprio (il carico dai solai non sono trasmessi alle pareti), l'unica variabile nel calcolo dei coefficienti di sicurezza è la domanda sismica di taglio. Come evidenziato prima **l'impiego del calcestruzzo leggero può produrre forze sismiche inferiori nella struttura (es. minore domanda di taglio) e quindi il valore di coefficiente di sicurezza sarà più alto per l'applicazione per il calcestruzzo leggero. In caso di sismicità bassa (0.05g) si è scoperto che il collasso delle pareti esterne potrebbe essere evitato per il sisma di progetto impiegando il calcestruzzo leggero invece di quello normale.**

In definitiva il risultato dello studio parametrico sull'applicazione di LWAC rispetto a NWC come getto di calcestruzzo su un solaio in legno di edificio esistente conclude che il **collasso è sempre governato dalle pareti laterali invece che dalle pareti portanti il solaio**. Questo perché i primi non hanno o hanno limitata area d'influenza dei carichi verticali ma a cui è richiesta la resistenza a forze di taglio molto elevate. **Le pareti laterali sono estremamente frequenti negli edifici in muratura costruiti secondo allineamenti paralleli, come in molte città Italiane. Pertanto la probabilità di rotture di pareti laterali può essere diminuito dall'impiego del calcestruzzo leggero.**

6 Sintesi dei risultati

A conclusione delle verifiche sismiche parametriche condotte sui due sistemi costruttivi, relativi a edifici a telaio in c.a. o in muratura portante, l'applicazione del calcestruzzo leggero strutturale evidenzia i seguenti risultati.

6.1 IL CALCESTRUZZO LEGGERO NEL PROGETTO SISMICO DI UN NUOVO EDIFICIO IN CALCESTRUZZO ARMATO

Considerando il progetto sismico di un telaio in calcestruzzo armato realizzato in calcestruzzo normale o leggero a parità di geometria, valutando il quantitativo minimo di armature negli elementi in accordo alla richiesta calcolata in funzione delle azioni sollecitanti o dei minimi imposti dalla normativa si può concludere:

1. In condizioni di alta sismicità, il telaio in calcestruzzo leggero studiato richiede un quantitativo 27% inferiore di armatura rispetto al telaio equivalente progettato in calcestruzzo normale. Riguardo la sismicità moderata e bassa, sussiste una modesta differenza (7%) ancora a vantaggio della tipologia di telaio in calcestruzzo leggero.

La minore differenza può essere spiegata dalla maggiore importanza dei carichi statici rispetto ai carichi sismici nel caso di sismicità bassa.

2. Una volta inquadrato il dimensionamento lato resistenza si evidenzia come sia nel telaio in c.a. ordinario che in quello in c.a. leggero la domanda di deformazione di interpiano, per i diversi livelli di sismicità indagati, è considerevolmente inferiore alla capacità di deformazione di interpiano dei telai. Viene soddisfatto pertanto in entrambi i casi il comportamento deformativo sismico dell'edificio.

3. Dal progetto dei telai con le azioni sismiche si evidenzia che la curvatura mobilitata nelle travi critiche è pressoché uguale per il telaio in calcestruzzo normale e leggero.

4. L'adozione del calcestruzzo leggero contribuisce allo sviluppo di un livello minore di sollecitazioni interne agli elementi strutturali e pertanto riducono di conseguenza il livello di sovrarresistenza degli elementi che si plasticizzano. Poiché la sovrarresistenza è proporzionale all'effetto delle azioni, minore è l'effetto delle azioni (caso del calcestruzzo leggero), minore sarà la quantità di sovrarresistenza che si svilupperà nella struttura.

5. Il calcestruzzo leggero può contribuire alla riduzione delle dimensioni dei plinti in fondazione per strutture costruite in zona ad alta sismicità, fino a 11.5% per l'edificio presentato in questo studio.

Questo contributo non è stato evidente nei confronti di zone sismiche moderate o basse.

6. Conducendo verifiche sismiche non lineari del telaio si evidenzia che per elevati livelli di intensità sismica il telaio in calcestruzzo leggero mostra maggiori deformazioni di interpiano rispetto all'analogo telaio in calcestruzzo normale. D'altro canto per zone sismiche moderate o basse (PGA=0.1 e 0.05g), sorprendentemente il telaio in calcestruzzo normale evidenzia valori di deformazione di interpiano maggiori. Con questo concetto è possibile giustificare come i telai in calcestruzzo leggero, in questo caso, esibiscano una deformazione di interpiano più ridotta.

7. Dal confronto dell'inviluppo dei valori medi di deformazione di interpiano di ciascun telaio ottenuto dall'analisi dinamica lineare e non-lineare,

si può evidenziare come l'analisi elastica (semplificata di progetto) essenzialmente sottostimi la valutazione dello spostamento di interpiano. Risultati simili sono stati ottenuti con lo spostamento di picco di piano. La variazione in questa sottostima è proporzionale per il calcestruzzo normale e leggero ed è attribuita alla approssimazione dei metodi normativi correnti.

8. Per quanto riguarda le differenze in termini di azioni di taglio massimo trasmesse nelle colonne ad ogni piano del telaio, il massimo taglio varia fra calcestruzzo leggero e normale da 20% a 24%, confermando che la resistenza progettata impiegando l'analisi non-lineare coincide con la resistenza di progetto ottenuta dall'analisi lineare, che altrettanto dimostra che **le azioni di taglio nel telaio in calcestruzzo leggero sono il 22.6% inferiori che quelle del telaio in calcestruzzo normale.**

In conclusione si evidenzia come sia tramite l'applicazione di criteri di verifica e progetto "standard" di normativa o criteri di verifica e soprattutto criteri di progetto avanzati (mediante l'impiego di analisi numeriche non lineari) **il comportamento duttile delle strutture in c.a. è risultato molto simile fra il caso di telaio in c.a. ordinario o telaio in c.a. leggero.** In alcuni casi, principalmente per nuovi edifici in c.a. in zone di massima pericolosità sismica, **l'impiego del calcestruzzo leggero strutturale può comportare una apprezzabile riduzione delle armature necessarie agli elementi resistenti e delle dimensioni fondazionali.** **Nel casi di bassa e moderata sismicità si può notare,** ma solo con metodologie di analisi e verifica avanzate (dinamica non-lineare), **come telai in cls leggero possano manifestare deformazioni orizzontali inferiori in media ai telai in cls normale.**

6.2 CONSOLIDAMENTO DI SOLAI CON CALCESTRUZZO LEGGERO IN EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA IN ZONA SISMICA

Per quanto riguarda la valutazione sismica dell'edificio esistente in muratura consolidato con il getto di calcestruzzo, normale o leggero, all'estradosso di

un esistente solaio in legno, lo studio parametrico intrapreso, condotto con tre livelli di pericolosità sismica (alto, moderato e basso), conduce ai seguenti risultati:

1. **L'impiego di calcestruzzo leggero come consolidamento dei solai esistenti in legno può ridurre le forze di taglio sismiche fino al 9.5% (in questo caso). Questo è dovuto alla minore incidenza del peso dell'edificio che ha rispetto alla corrispondente massa di calcestruzzo normale.** La riduzione è relativamente bassa poiché è limitata dal significativo contributo ai pesi propri delle pareti murarie.
2. Esaminando le pareti portanti i carichi verticali dei solai, ovvero interessati dall'orditura del solaio (muri longitudinali, dir X in questo studio), si è osservato che il risultato in termini di coefficienti di sicurezza sono molto simili fra impiego di calcestruzzo normale o leggero e per ogni livello di intensità sismica.
3. Il risultato delle **verifiche sismiche delle pareti esterne, che non sono caricate direttamente dai solai** (pareti trasversali, direzione Y in questo studio), sottolineano l'efficiente impiego del calcestruzzo leggero come materiale di consolidamento dei solai di edifici esistenti originariamente con solai in legno. **In caso di sismicità bassa (0.05g), nello specifico caso esaminato, si è scoperto che il collasso delle pareti esterne potrebbe essere evitato per il sisma di progetto impiegando il calcestruzzo leggero invece di quello normale.**

In definitiva il risultato dello studio parametrico sull'applicazione di LW rispetto a NW come getto di calcestruzzo su un solaio in legno di edificio esistente conclude che **il collasso è sempre governato dalle pareti laterali invece che dalle pareti portanti il solaio.** **Questo perché i primi non hanno o hanno limitate area d'influenza dei carichi verticali ma a cui è richiesta la resistenza a forze di taglio molto elevate. Le pareti laterali sono estremamente frequenti negli edifici in muratura costruiti secondo allineamenti paralleli, come in molte città Italiane. Pertanto la probabilità di rotture di pareti laterali può essere diminuito dall'impiego del calcestruzzo leggero.**

Bibliografia

- ACI Committee 318 [2008] “Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 31-08)”, American Concrete Institute, Farmington Hills
- Bentz, E.C., Collins, M.P., [2000] Response 2000 V1.0.5, University of Toronto, Canada.
- Bond, A.J., Brooker, O., Harris A.J. [2006] How to Design Concrete Structures using Eurocode 2, Concrete Centers Press, Surrey, U.K.
- Borri, A., De Maria, A., [2009] “Eurocode 8 and Italian code: a comparison about safety levels and classification of interventions on masonry existing buildings”, Eurocode 8 Perspectives from an Italian Standpoint Workshop, Napoli, Italy
- Carr, A. (2007). Ruaumoko 3D – Inelastic Dynamic Analysis, Department of Civil Engineering. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- CEN – EN 1992-1-1 [2004] Eurocode 2: “Design of concrete structures, Part 1-1: General Rules and rules for buildings”.
- CEN – EN 1996-1-1 [2006] Eurocode 6: “Design of masonry structures, Part 1-1: General Rules for reinforced and unreinforced masonry structures”.
- CEN – EN 1998-1 [2005] Eurocode 8: “Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General Rules, seismic action and rules for buildings”.
- CEN – EN 1998-3 [2005] Eurocode 8: “Design of structures for earthquake resistance, Part 3: Strengthening and repair of buildings”.
- Elghazouli, A.Y. [2009] Seismic Design of Buildings to Eurocode 8, Spoon Press, London, U.K.
- Forzani, B., Popov, E.P., and Bertero, V. [1979] "Hysteretic Behavior of Lightweight Reinforced Concrete Beam-Column Subassemblages," EER Report No. UCB/EERC 79/01, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley
- Galeota D., Gianmatteo M.M., Gregori A. [2004] “Ductility and Strength in High-Performance Lightweight Concrete Columns”, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada
- Hendrix S.E., Kowalsky M.J. [2010] “Seismic shear behavior of lightweight aggregate concrete square columns”, ACI Structural Journal, Vol. 107, No. 6 pp. 680- 688
- Huang C., Chen H. [2003] “Seismic Resistance Properties of Lightweight Aggregate Concrete”, The International Conference of Composites on Construction
- Jiuru T., Xiaolin Xu, [1988] “Seismic Behavior of Lightweight Reinforced Concrete Beam-Column Joints”, Proceeding of 9th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. IV, pp. 651-56, Tokyo-Kyoto, Japan
- Kowalsky M. J. Dwairi, H. M. [2004] “Review of Parameters Influencing the Seismic Design of Lightweight Concrete Structures”, High-Performance Structural Lightweight Concrete, ACI International, SP-218(3). pp. 29–50

- Kowalsky M.J, Priestley M.J.N., and Seible F., [1999] “Shear and Flexural Behavior of Lightweight Concrete Bridge Columns in Seismic Regions”, *ACI Structural Journal*, Vol. 96, No. 1 pp. 136 – 148
- Kowalsky, M.J., Priestley, M.J.N., and Seible, F. [2000] “Dynamic Behavior of Lightweight Concrete Bridges” *ACI Structural Journal*, Vol. 97, No. 4 pp. 602- 618
- Magenes, G., Modena, C., da Porto, F., Morandi, P. [2009] “Seismic Behavior and Design of New Masonry buildings: Recent Development and consequent effects on design codes”, *Eurocode 8 Perspectives from an Italian Standpoint Workshop*, Napoli, Italy
- Magenes, G., Penna, A. [2009] “Existing masonry buildings: General code issues and methods of analysis and assessment”, *Eurocode 8 Perspectives from an Italian Standpoint Workshop*, Napoli, Italy
- Maley, T., Roldan, R., Largo, A., Sullivan, T.J. [2012] “Effects of spectral shape on the response of steel frame and frame wall structures”, *IUSS Report*, Pavia, Italy (in-press)
- Mander J.B., Priestley M.J.N. and Park R., [1988] “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete”, *Journal of the Structural Division ASCE*, 114(8), pp. 1804-1825
- Marzouk H., Osman M., Hussein A. [2001] “Cyclic Loading of High-Strength Lightweight Concrete Slabs”, *ACI Structural Journal*, Vol. 98, No. 2 pp. 207 – 214
- Monti G., Nuti C. [1992] “Cyclic Tests on Normal and Lightweight Concrete Interior Beam-Column Subassemblages Designed to EC8 Code” *Earthquake Engineering*, 10th World Conference, Rotterdam
- NTC [2008] “Norme Tecniche per le Costruzioni” D.M. 14 gennaio 2008, English Translation
- Paramzin A.M., Gorovits I.G. [1977] “Analysis of Effect of Lightweight Concrete Use in Seismic-Resistant Multistory Buildings” *Proceedings, Sixth World Conference on Earthquake Engineering*, New Delhi, India
- Paulay, T., Priestley, M.J.N. [1992] *Seismic Design of Reinforced and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, New York
- Priestley, M.J.N., Calvin, G.M., Kowalsky, M.J. [2007] *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, IUSS Press, Pavia, Italy
- Rabbat B.G., Daniel J.I., Weinmann T.L., and Hanson N.W. [1986] “Seismic Behavior of Lightweight and Normal Weight Concrete Columns” *ACI Structural Journal*. Vol. 83, No. 1, pp 69-79
- Serena E., Hendrix S.E., and Kowalsky M.J., [2010] “Seismic Shear Behavior of Lightweight Aggregate Concrete Square Columns” *ACI Structural Journal*, Vol. 107, No. 6 pp. 680- 688
- Sekhniashvili E.A. [1977] “On the Effective Use of Lightweight Concrete and Reinforced Concrete in Construction in Seismic Regions” *Proceedings, Sixth World Conference on Earthquake Engineering*, New Delhi, India
- Siljak, E., [2007] *LinPro 2.7.5* Sarajevo, Bosnia
- Sonobe Y., Hirosawa M., Fujisawa M., Iwakura T., Kanakubo T. [1992] “Bond Performance of Lightweight concrete beams with double-layer” *Earthquake Engineering*, 10th World Conference, Rotterdam, Netherlands.





Finito di stampare a luglio 2013. Pubblicazione fuori commercio



20149 Milano - via Correggio, 3
tel. 02.480.119.62 - fax 02.480.122.42
www.leca.it - infoleca@leca.it