





UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI CATANIA  
Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale

**Serena Russo**

**PROGETTO DI EDIFICI CON STRUTTURA A  
PARETI IN C.A.**

*Tesi di laurea in Ingegneria Edile-Architettura*

*Relatori:*

Prof. Ing. Aurelio Gherzi

Dott. Ing. Melina Bosco

Dott. Ing. Edoardo Michele Marino

*Anno Accademico 2009-10*



# INDICE

Introduzione .....	9
Capitolo 1.....	11
IL PROGETTO ANTISISMICO IN C.A. ....	11
1. La problematica sismica.....	11
1.1. Progettazione antisismica di edifici in calcestruzzo armato ....	11
1.2. Obiettivi della progettazione antisismica .....	14
1.3. Tipologie strutturali in calcestruzzo armato .....	16
Capitolo 2.....	17
STRUTTURE A PARETI IN C.A. ....	17
1. Strutture a pareti, definizioni .....	17
2. Comportamento delle pareti, dalla teoria alla normativa.....	18
2.1. Pareti snelle.....	18
2.2. Pareti tozze .....	23
2.3. Pareti accoppiate .....	24
Capitolo 3.....	27
DEFINIZIONE E MODELLAZIONE DI UNA STRUTTURA A PARETI.....	27
1. Introduzione.....	27
2. Caratteristiche dell'edificio e dei materiali .....	27
3. Impostazione della carpenteria .....	33
4. Dalla realtà al modello di calcolo .....	35
Capitolo 4.....	39
PREDIMENSIONAMENTO DELLA STRUTTURA.....	39

1. Stima dei carichi.....	39
2. Dimensionamento delle sezioni.....	40
2.1. Il solaio.....	40
2.2. Le travi .....	40
2.3. I pilastri .....	41
3. Verifica di massima delle scelte progettuali.....	41
3.1. Valutazione dell'azione sismica .....	41
3.2. Controllo dei risultati ottenuti.....	45
Capitolo 5.....	49
RISOLUZIONE DELLO SCHEMA STRUTTURALE PER ALTA DUTTILITÀ.....	49
1. Condizioni di carico .....	49
1.1. Carichi unitari .....	50
1.2. Carichi sulle travi.....	50
1.3. Masse degli impalcati.....	53
1.4. Valutazione dell'azione sismica per CD“A” .....	55
1.5. Eccentricità accidentali .....	56
2. Analisi dei risultati degli schemi base .....	57
2.1. Carichi verticali .....	57
2.2. Azione sismica: confronto tra analisi statica e modale .....	57
2.3. Effetto dell'eccentricità accidentale .....	61
2.4. Effetto delle presenza delle due componenti sismiche .....	62
2.5. Combinazione degli schemi base.....	62
3. Verifiche preliminari su travi e pilastri.....	63
Capitolo 6.....	69
PROGETTO DELLE PARETI: CONFRONTO TRA CD “A” E CD “B” .....	69
1. Le verifiche richieste dalla normativa .....	69
1.1. Verifica a pressoflessione .....	69
1.2. Verifiche a taglio.....	70
1.3. Limitazioni nei dettagli costruttivi.....	73
2. Progetto di una parete ad alta duttilità.....	73
2.1. Progetto delle armature e verifica della sezione .....	74
2.2. Un nuovo dimensionamento della struttura .....	80
2.3. Progetto e verifica della nuova sezione .....	81
3. Progetto di una parete a bassa duttilità .....	87

4. Confronto tra i risultati: convenienza del progetto in CD“B” .....	93
5. Progetto delle restanti pareti della struttura in CD“B” .....	111
Capitolo 7.....	115
CONSIDERAZIONI SULLO SCHEMA STRUTTURALE .....	115
1. Verifiche allo Stato Limite di Danno .....	115
2. Modellazione del materiale .....	118
2.1. Risoluzione dello schema con pareti fessurate .....	118
2.2. Valutazione dell’effetto della fessurazione su rigidezza e periodo della struttura .....	123
2.3. Verifica allo Stato Limite di Danno .....	125
2.4. Valutazione dell’effetto della fessurazione sugli elementi strutturali .....	125
3. Modellazione delle fondazioni .....	131
Conclusioni .....	133
Bibliografia .....	135





## Introduzione

Eventi sismici di portata devastante che si susseguono nel tempo, ricordano ciclicamente alla collettività la centralità della ricerca nell'ambito della progettazione antisismica, con l'obiettivo fondamentale di salvare vite umane che l'incessante rincorsa del progresso non ha ancora del tutto raggiunto.

Se già dallo scorso secolo il calcestruzzo armato ha assunto un assoluto predominio tra i materiali per uso strutturale per via dei grandi vantaggi che consente di ottenere in termini di possibilità realizzative e architettoniche, di rapidità d'esecuzione e di economicità, d'altro canto si è rivelato una pericolosa arma a doppio taglio. Nella corsa alla cementificazione ed alla saturazione di tutti gli spazi possibili si è perso di vista un concetto fondamentale: quello di qualità. Qualità delle città e dei loro spazi pubblici, qualità delle architetture, qualità di progettazione e realizzazione. Così ci si accorge improvvisamente di essere circondati da ammassi poco aggraziati di cemento armato depotenziato, pronti a sbriciolarsi alla prima scossa cancellando ogni traccia fisica di "architetture" che non resteranno certo neppure nella memoria dei posteri.

In questo lavoro sono state analizzate le metodologie di progetto di una delle tipologie strutturali sismo-resistenti in cemento armato il cui impiego è consentito dalle Norme Tecniche per le Costruzioni: la tipologia a pareti. Ormai da decenni innumerevoli studi, nonché l'analisi degli effetti riscontrati sul campo dopo terremoti severi, hanno evidenziato l'elevata efficacia nella risposta alle azioni orizzontali e la convenienza economica di tale sistema strutturale. L'attuale normativa sismica

fornisce per tali strutture regole di progetto specifiche, lasciando al progettista un ampio ventaglio di scelta (progetto con analisi statica o modale, ad alta o bassa duttilità, tenendo conto o meno degli effetti della fessurazione delle sezioni strutturali), anche se appare in alcuni casi piuttosto penalizzante. In questa sede si punta, attraverso l'analisi di un caso di studio, ad esaminare gli esiti del progetto delle strutture a pareti in cemento armato condotto seguendo le diverse alternative consentite dall'attuale normativa antisismica, individuando eventuali limiti ed incoerenze.

L'edificio in esame è quello utilizzato per il progetto di una struttura intelaiata nel testo "Edifici antisismici in cemento armato" (Gherzi e Lenza). Tale scelta nasce dalla possibilità di procedere parallelamente nelle fasi progettuali avendo un costante termine di paragone per la valutazione dei risultati ottenuti. Tale edificio è stato progettato utilizzando due metodi di analisi (analisi statica e modale), considerando i criteri stabiliti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni per strutture ad alta e bassa duttilità ed adottando la modellazione classica delle sezioni resistenti (la sezione resistente della parete è assunta uguale alla sezione di solo calcestruzzo) e quella più realistica che tiene conto della presenza delle armature e della fessurazione del calcestruzzo. Si è quindi proceduto al confronto dei risultati ottenuti in termini di dimensioni delle sezioni strutturali e quantità di armature richieste.

Un ringraziamento speciale va al Prof. Aurelio Gherzi e agli Ing. Melina Bosco ed Edoardo Michele Marino, per la disponibilità e cortesia con le quali hanno supportato la realizzazione di questo lavoro sotto il profilo tecnico. Per il "supporto" fisico ed emotivo, infine, un grazie di cuore a chi ha "sopportato" più di cinque anni di fatiche e nervosismi sull'asse Messina-Catania.

Serena Russo

## Capitolo 1

# IL PROGETTO ANTISISMICO IN C.A.

### 1. La problematica sismica

Nel corso dei secoli, la sempre più profonda comprensione del fenomeno sismico, ha permesso all'uomo di raggiungere impressionanti esiti pratici nel campo delle costruzioni, consentendogli di controllare e affinare la risposta di materiali e le tecniche costruttive. In questo senso il ventesimo secolo ha rappresentato un punto di svolta, grazie soprattutto allo sviluppo della dinamica delle strutture e alla spinta propulsiva di strumenti di calcolo di potenza ed efficienza impensabili in passato.

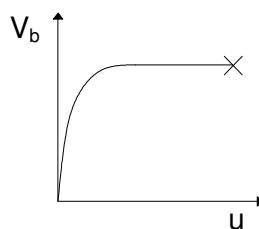
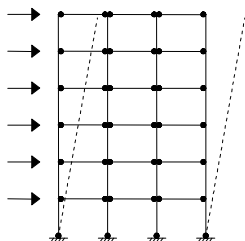
#### 1.1. Progettazione antisismica di edifici in calcestruzzo armato

L'approccio correntemente applicato nella progettazione antisismica di edifici in cemento armato, noto come Capacity Design o Criterio di gerarchia delle resistenze, verte su due concetti fondamentali: la valutazione di domanda e capacità. La determinazione della domanda si basa sull'analisi di parametri strutturali, quali periodo e resistenza, e sismici, come intensità e frequenza, la cui natura probabilistica dà luogo ad un certo margine di incertezza.

La valutazione della capacità, invece, concerne fattori quali la *resistenza*, la *rigidezza* e la *duttilità*. Il raggiungimento di un corretto equilibrio tra queste istanze, sia sul singolo componente della struttura che sull'insieme, consente di ottenere un preciso meccanismo di collasso al fine di salvaguardare in primo luogo la vita umana. Le stesse normative

tecniche per le costruzioni si sono oggi allineate in tutto il mondo ad una simile filosofia progettuale: il principio generale è quello di “tarare” la resistenza di ogni elemento in modo da indirizzare la struttura al limite verso meccanismi di collasso globali, che richiedano la massima dissipazione di energia, ammettendo al più che si verifichino danni ad elementi non strutturali e a taluni strutturali, ma evitando ad esempio l’innescarsi di meccanismi di piano (Figura 1).

b) Meccanismo globale



a) Meccanismo di piano

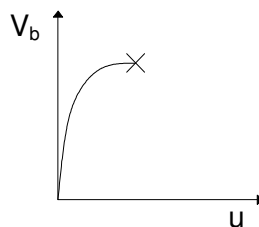
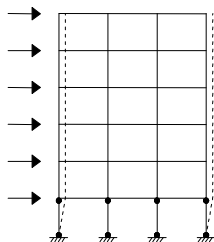


Figura 1 – Meccanismi di collasso di telai piani

Il primo requisito fondamentale di questo approccio è la resistenza, legata alle caratteristiche geometriche e di armatura della sezione trasversale di ogni elemento, che determina la sequenza di plasticizzazione nei nodi che porta la struttura al collasso.

Il secondo requisito è la duttilità, intesa come capacità della struttura di sostenere grandi escursioni in campo non lineare senza eccessiva perdita di resistenza, fornendo un buon contributo all’assorbimento dell’energia impressa dal sisma alla struttura. Ciò si ottiene attraverso un’attenta definizione della quantità e della posizione delle armature e l’applicazione del suddetto meccanismo di gerarchia delle resistenze. In generale la richiesta di duttilità di una struttura cresce al diminuire del

suo periodo fondamentale e al ridursi del livello di snervamento e quindi della capacità di resistenza.

Infine la rigidità, fattore che influenza direttamente il periodo fondamentale e i modi di vibrazione della struttura e pertanto la sua risposta globale al terremoto. È in generale il controllo degli spostamenti, assoluti e di interpiano, a dare informazioni sulla rigidità della struttura, consentendoci di valutare la sua idoneità a preservare, entro certi limiti, l'integrità degli elementi non strutturali collegati. Tale problematica diviene particolarmente significativa in relazione alla tipologia di edificio in esame e alla sua funzione strategica collettiva. Su questo principio, le normative italiana ed europea prescrivono, come sarà affrontato più in dettaglio nel seguito, verifiche sulla base di sismi più severi e tolleranza inferiore agli spostamenti di interpiano al crescere del grado di affollamento potenziale della struttura e del suo valore a fini strategici di protezione della collettività (ad esempio ospedali e caserme).

Relativamente alle strutture in cemento armato, altro requisito intrinseco e imprescindibile per il loro funzionamento è l'iperstaticità, che offre la possibilità di ridistribuire le azioni inerziali tra i vari elementi seguendo i predetti percorsi di resistenza.

I requisiti di una struttura fin qui elencati, pur essendo tutti essenziali ai fini di una buona progettazione, possono trovare punti di equilibrio diversi nei vari approcci. In particolare le normative italiana ed europea offrono due strade possibili: la progettazione ad alta e quella a bassa duttilità. Il principio fondamentale sotteso è quello per cui si può ottenere pari sicurezza accentuando la resistenza della struttura e "risparmiando" in termini di duttilità o viceversa. Ciò porta chi progetta perseguendo la bassa duttilità a usare uno spettro dell'azione sismica di progetto ridotto attraverso un fattore di struttura relativamente basso. Al contrario chi progetta secondo i dettami dell'alta duttilità sarà portato ad usare uno spettro di progetto meno severo, ottenuto attraverso un fattore di struttura più alto, che consentirà di raggiungere valori inferiori di resistenza, ma sarà costretto a curare maggiormente gli aspetti legati alla duttilità locale e globale.

## 1.2. Obiettivi della progettazione antisismica

Come già accennato, col passare del tempo il concetto di difesa dai terremoti si è arricchito di sfumature, individuando per ogni categoria di edifici richieste prestazionali diverse in base alla loro importanza. La filosofia adottata anche a livello normativo è quella nota come Performance Based Design, che individua quattro stati limite da verificare con riferimento a sismi di diversa entità:

- SLO (Stato Limite di Operatività), previsto quando la struttura deve garantire il funzionamento senza alcuna interruzione e dunque senza danni neppure ad impianti o elementi non strutturali;
- SLD (Stato Limite di Danno), richiesto quando la struttura non deve subire danni tali da mettere a rischio l'utenza o compromettere significativamente la capacità di resistenza e rigidezza nei confronti di azioni orizzontali e verticali;
- SLV (Stato Limite di salvaguardia della Vita umana), che prevede la possibilità di crolli parziali e danni ad elementi strutturali e non, ma con la garanzia di una parte della resistenza e della rigidezza per azioni verticali e di un certo margine nei confronti del collasso per azioni orizzontali;
- SLC (Stato Limite di prevenzione del Collasso), che tollera danni molto gravi anche ad elementi strutturali, purché sia conservata ancora una parte della rigidezza e della resistenza nei confronti di azioni verticali e un esiguo margine per le azioni sismiche.

Tabella 1 – Probabilità di superamento e periodo di ritorno (NTC08)

STATO LIMITE		Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$	Periodo di ritorno (per $V_R = 50$ anni)
Stati limite di esercizio	SLO	81%	30 anni
	SLD	63%	50 anni
Stati limite ultimi	SLV	10%	475 anni
	SLC	5%	975 anni

La normativa italiana definisce l'evento sismico di riferimento, per ognuno di questi stati limite, in relazione alla sua probabilità di superamento  $p$  in un assegnato tempo oppure in termini di tempo di ritorno  $T_r$ ; tali valori sono riportati nella Tabella 1 per un'opera ordinaria.

Tabella 2 – Vita nominale delle diverse categorie di costruzioni (NTC08)

Tipi di costruzione		Vita nominale $V_N$
1	Opere provvisorie, opere provvisionali, strutture in fase costruttiva	$\leq 10$ anni
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$ anni
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$ anni

Tabella 3 – Classi e coefficienti d'uso (NTC08)

Classi d'uso		Coefficiente d'uso $C_U$
I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli	0.7
II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente	1.0
III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente	1.5
IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente	2.0

Le categorie di costruzioni previste sono tre e per ciascuna la normativa assegna una vita nominale  $V_N$ , riportata in Tabella 2. Inoltre sono definite quattro classi d'uso, cui corrispondono quattro coefficienti  $C_U$ .

Sulla base di questi parametri si definisce il periodo di riferimento dell'azione sismica:

$$V_R = V_N C_U \quad (1)$$

A periodi di ritorno più grandi si associano accelerazioni di picco al suolo  $a_g$  più alte, definite sull'intero territorio italiano in modo dettagliato.

### 1.3. Tipologie strutturali in calcestruzzo armato

Le tipologie strutturali in calcestruzzo armato che la comunità scientifica internazionale oggi riconosce come consolidate nell'ambito della realizzazione di edifici resistenti ad azioni orizzontali sono:

- il sistema a telaio, composto da travi e pilastri in grado di sostenere sia i carichi verticali che quelli di natura sismica;
- il sistema a pareti, in cui elementi verticali, con sezione trasversale molto allungata, portano la maggior parte dei carichi agenti;
- il sistema misto, in cui i telai sono essenzialmente deputati a sostenere i carichi verticali, mentre pareti e gli stessi telai collaborano in modo più o meno equilibrato a sopportare gli effetti delle azioni orizzontali agenti.

Studi scientifici (Bozorgnia e Bertero<sup>1)</sup> hanno mostrato come l'impiego di strutture a pareti sia fortemente vantaggioso sotto il profilo economico, anche se ad oggi poco diffuso rispetto alle tipologie a telaio.



## Capitolo 2

### STRUTTURE A PARETI IN C.A.

#### 1. Strutture a pareti, definizioni

L'attuale normativa tecnica italiana sulle costruzioni (D.M. 14/01/08), di seguito indicata come NTC08, definisce al capitolo settimo (7.4.3.1), dedicato alla progettazione per azioni sismiche, la parete come: «un elemento strutturale di supporto per altri elementi che ha una sezione trasversale caratterizzata da un rapporto tra dimensione massima e minima in pianta superiore a 4. Si definisce parete di forma composta l'insieme di pareti semplici collegate in modo da formare sezioni a L, T, U, I ecc. Una parete accoppiata consiste di due o più pareti singole collegate tra loro da travi duttili ("travi di accoppiamento") distribuite in modo regolare lungo l'altezza». Determinate le varie tipologie possibili di pareti, vengono quindi fissati i criteri per il riconoscimento di strutture a pareti, ovvero quelle «nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base maggiore del 65% della resistenza a taglio totale». Al proposito, la normativa europea in vigore, al capitolo quinto dell'Eurocodice 8, precisa la possibilità di applicare operativamente tale criterio di controllo alle forze di taglio agenti sui vari elementi nella situazione sismica di progetto, piuttosto che alle resistenze, con il vantaggio di poter accertare la tipologia a cui ascrivere la

struttura in esame prima di averne compiutamente definito tutti gli elementi costruttivi.

## 2. Comportamento delle pareti, dalla teoria alla normativa

Passare dalla realtà al modello di studio è sempre un'operazione complessa, che richiede continui controlli per verificare che le semplificazioni attuate non rendano la schematizzazione eccessivamente astratta e lontana dalla situazione effettiva. Nel caso dello studio dell'elemento parete occorre, per queste ragioni, operare in primo luogo una distinzione macroscopica in termini di comportamento: quella tra pareti snelle e pareti tozze. Sono convenzionalmente definite snelle quelle pareti per le quali il rapporto tra l'altezza complessiva dell'elemento e l'altezza della sezione in pianta è superiore a due.

$$\frac{h_w}{l_w} > 2 \quad (2)$$

### 2.1. Pareti snelle

La tipica schematizzazione degli elementi snelli è quella a mensola verticale (Park e Paulay<sup>2</sup>). Tale elemento è soggetto a carichi gravitazionali, che generano in essa sforzo normale, e carichi orizzontali, riconducibili alle azioni sismica e del vento, che inducono il nascere di sollecitazioni di momento flettente e taglio (Figura 2).

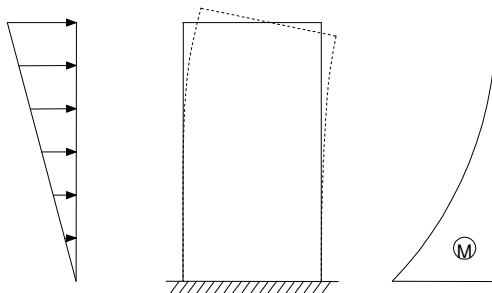


Figura 2 – Schema del carico orizzontale su una parete e relativi deformata e diagramma del momento flettente

Svariati test su pareti isolate (Naeim<sup>3</sup>) ne hanno indagato il comportamento sotto carichi di questo tipo, individuando, al raggiungimento del limite di collasso, la formazione di una cerniera plastica alla base, proprio come accade nel caso della semplice trave a mensola. Si parla in particolare di zona critica, con riferimento a quella porzione all'attacco della parete nella quale si manifestano deformazioni in campo non lineare. Le sperimentazioni hanno fissato come altezza della zona critica il valore l'altezza della sezione di base, ponendo tuttavia un limite superiore funzione del numero di piani della struttura. La normativa italiana fornisce al proposito le seguenti indicazioni: «L'altezza  $h_{cr}$  è data dal più grande dei seguenti valori: l'altezza della sezione di base della parete ( $l_w$ ), un sesto dell'altezza della parete ( $h_w$ ); l'altezza critica da assumere non deve essere maggiore dell'altezza del piano terra, nel caso di edifici con numero di piani non superiore a 6, maggiore di due volte l'altezza del piano terra, per edifici con oltre 6 piani, e comunque non maggiore di due volte l'altezza della sezione di base».

Un'altra considerazione di rilievo, che nel seguito sarà trattata più in dettaglio, riguarda la scelta di considerare la struttura come incastrata al piede: ciò non può prescindere da un attento studio del sistema delle fondazioni, che devono essere in grado di fornire adeguata rigidità affinché il modello risulti verosimile.

La stessa modellazione del carico sismico agente costituisce una problematica a lungo dibattuta: la strada maggiormente consolidata è quella della schematizzazione dell'azione con forze orizzontali concentrate, distribuite secondo un andamento triangolare, crescente dal basso verso l'alto. Tale distribuzione lineare equivale all'applicare un'unica forza risultante a  $2/3$  dell'altezza della parete, situazione che vari studi (Park e Paulay<sup>2</sup>) hanno mostrato essere verosimile in termini di sollecitazione flessionale che ne consegue. Occorre infatti considerare che, al crescere del braccio della risultante applicata, ne decresce l'entità necessaria a produrre lo snervamento della sezione di base. Ciò induce la stessa normativa italiana a definire il momento flettente di progetto sulla base di quello derivato dall'analisi con distribuzione triangolare delle forze. L'involuppo lineare che se ne trae deve essere tuttavia traslato verticalmente di una lunghezza pari all'altezza della zona critica,

al fine di garantire la resistenza nei confronti della sollecitazione massima agente su tutta la porzione in grado di plasticizzarsi.

D'altro canto alcuni studi (Naeim<sup>3</sup>) hanno mostrato, attraverso analisi dinamiche inelastiche, che il taglio alla base può essere da 1.5 a 3.5 volte più grande di quello in corrispondenza del quale si ha snervamento a flessione alla base della parete nell'approccio statico. Inoltre, come corollario, il valore del rapporto tra momento e taglio fornito dalla distribuzione triangolare è sovrastimato rispetto alla realtà. Ciò si traduce nella necessità di incrementare il taglio ottenuto dalle analisi moltiplicandolo per un fattore che racchiude due diversi ordini di considerazioni: una parte legata all'amplificazione dinamica e un'altra connessa invece alla sovraresistenza flessionale, ascrivibile alla filosofia del capacity design. Queste indicazioni sono state recepite dalle normative italiana ed europea, che prescrivono un incremento del taglio da analisi del 50% nel caso di progettazione a bassa duttilità, mentre per l'alta duttilità forniscono un'espressione che ricalca esattamente le considerazioni fatte, limitando il fattore di amplificazione che se ne ottiene tra 1.5 e il valore del fattore di struttura  $q$ :

$$1.5 \leq q \cdot \sqrt{\left( \frac{\gamma_{rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \right)^2 + 0.1 \left( \frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)} \right)} \leq q \quad (3)$$

In questa espressione, riportata al punto (7.4.4.5.1) delle NTC08, il primo termine rappresenta proprio la sovraresistenza a flessione, ottenuta come prodotto tra il coefficiente di sovraresistenza  $\gamma_{Rd}$ , assegnato pari ad 1.2, e il rapporto tra il momento flettente resistente e di calcolo. Il secondo termine racchiude invece il fattore descrittivo dell'amplificazione dinamica, espresso come rapporto tra la pseudo accelerazione spettrale in corrispondenza del periodo  $T_C$ , che definisce il limite della parte più alta e costante dello spettro, e quella relativa al periodo proprio della struttura  $T_1$ . Tale rapporto è unitario se  $T_1$  ricade nell'intervallo tra  $T_B$  e  $T_C$ , mentre cresce all'aumentare del periodo della struttura e quindi al diminuire della sua rigidità. Strutture meno rigide risentono infatti maggiormente dei modi di vibrazione superiori.

Altra questione di interesse è quella relativa all'instabilità, che pone due diverse considerazioni: da una parte, la sezione fortemente al-

lungata in una direzione induce a porsi il problema dell'instabilità globale dell'elemento parete visto come asta, sebbene la presenza degli impalcati limiti di fatto la lunghezza libera di inflessione. D'altro canto l'esperienza e gli studi effettuati suggeriscono di creare, alle estremità della parete, degli elementi confinati per prevenire l'instabilizzarsi delle barre di armatura longitudinali soggette a compressione. Pensando ad una parete inflessa nel suo piano, è facile immaginare come siano proprio le porzioni di estremità ad equilibrare la sollecitazione applicata attraverso la coppia esplicata dalle fibre estreme, tese da una parte e compresse dall'altra. Pertanto la staffatura, assimilabile a quella di un pilastro, eviterà l'instabilizzarsi delle armature nella porzione compressa all'interno della zona critica. Inoltre il confinamento di questi elementi assolve anche ad altri importanti compiti: in primo luogo si osservi che, se da una parte la presenza di compressione accresce la resistenza a momento, come mostrano i domini di resistenza M-N, dall'altra inficia la duttilità della parete; è proprio la staffatura a consentirne un sensibile miglioramento.

Vari esperimenti condotti (Park e Paulay<sup>2</sup>) hanno poi evidenziato come anche una distribuzione uniforme delle armature longitudinali sia fortemente controproducente sotto il profilo della duttilità, oltre che antieconomica. La massima efficienza si ottiene al contrario distribuendo il minimo di armatura, fissato dalla normativa, all'interno della sezione e concentrando la maggior parte agli estremi, in modo da sfruttare al meglio il grande braccio della coppia fornita dall'acciaio delle barre. L'indicazione relativa alla staffatura d'estremità, unita a queste considerazioni sulla distribuzione delle barre longitudinali, sembra in qualche modo indirizzare il progettista a concentrare gran parte dell'armatura all'interno delle porzioni confinate, facendo sì che di fatto la parete sia delimitata da elementi assimilabili a pilastri. Questa strada, tra l'altro, emerge ancora più fortemente dalle indicazioni del codice statunitense dell'ACI (American Concrete Institute), il quale prescrive di progettare gli elementi di confinamento per resistere all'intero carico verticale che grava sulla parete, compreso il peso proprio e le forze verticali effetto del momento ribaltante da sisma.

La normativa italiana affronta questo aspetto, anche se in modo meno diretto e pregnante, prescrivendo che, nel caso in cui si utilizzi un fattore di struttura  $q$  superiore a 2, si assuma come sollecitazione di progetto la forza assiale dovuta ai carichi verticali in condizione sismica incrementata di  $\pm 50\%$ . Questa indicazione (7.4.4.5.1) viene giustificata con riferimento alla necessità di «tener conto della forza assiale dinamica aggiuntiva che si genera nelle pareti per effetto dell'apertura e chiusura di fessure orizzontali e del sollevamento dal suolo».

Riguardo al dimensionamento degli elementi confinati, i vari codici americani forniscono come criterio quello basato sul controllo della tensione e della deformazione (Bozorgnia e Bertero<sup>1</sup>): se la tensione dell'estrema fibra compressa supera  $0.2\sqrt{f_c}'$ , occorre inserire una staffatura, da estendere fino al punto in corrispondenza del quale si raggiunge il limite deformativo a compressione del calcestruzzo, pari a 0,003.

L'approccio dell'Eurocodice 8 è sostanzialmente analogo a quello statunitense, prescrivendo (5.4.3.4.2-P6) che il confinamento sia esteso per «una lunghezza orizzontale  $l_c$  misurata dall'estrema fibra compressa della parete al punto in cui il calcestruzzo non confinato può frantumarsi ed essere espulso per le grandi deformazioni di compressione. Se non sono disponibili dati più precisi, la deformazione a compressione a cui il distacco (spalling) è atteso può essere preso pari a  $\varepsilon_{cu2}=0.0035+0.1\alpha\omega_{wd}$ . Come minimo si raccomanda che la lunghezza  $l_c$  dell'elemento di contorno confinato non sia presa minore di  $0.15l_w$  o  $1.50b_w$ ». Nell'espressione di  $\varepsilon_{cu2}$  compaiono i coefficienti  $\alpha$ , che esprime l'efficacia del confinamento, e  $\omega_{wd}$ , rapporto meccanico volumetrico dell'armatura di confinamento. La normativa italiana invece, molto più semplicisticamente, prescrive (7.4.6.2.4) di valutare la lunghezza dell'elemento di confinamento come il 20% dell'altezza della sezione di base della parete. All'interno di questa porzione la staffatura è definita, in zona critica, in termini di valori minimi del ferro da impiegare (diametro 6 mm) e del passo con cui disporlo (il minimo tra 8 volte il diametro della barra longitudinale e 10 cm).

Lo studio del comportamento delle pareti non può infine prescindere dall'indagine sulle modalità di rottura. In particolare le varie speri-

mentazioni condotte (Naeim<sup>3</sup>) concordano nell'individuazione di tre tipici meccanismi di rottura possibili: la rottura a flessione delle armature, lo schiacciamento della porzione compressa di calcestruzzo, lo scorrimento a taglio su un piano orizzontale in prossimità della base. Tali ricerche trovano compimento nella formulazione normativa delle verifiche di resistenza, che saranno affrontate in dettaglio nel seguito.

## 2.2. Pareti tozze

Per pareti con rapporto tra l'altezza dell'elemento e l'altezza della sezione in pianta inferiore a due, la schematizzazione con modello a mensola non è più verosimile, poiché i meccanismi di rottura osservati evidenziano un legame ancora più intimo e inscindibile tra momento flettente e taglio. Si osservi, in primo luogo, che pareti basse portano generalmente blandi carichi gravitazionali. Pertanto il grande braccio disponibile per le barre d'acciaio consente di distribuire armature longitudinali prossime ai minimi di normativa, rendendo da una parte economicamente conveniente una distribuzione uniforme lungo la sezione e dall'altra determinando scarsa influenza sulla duttilità (Park e Paulay<sup>2</sup>). Ciò è possibile anche a causa del fatto che elementi tozzi ben progettati tendono ad assorbire gran parte dell'energia inferta dal sisma in campo elastico. Gli studi condotti hanno messo in luce la formazione di meccanismi di collasso con apertura di lesioni diagonali e raggiungimento del limite di resistenza sui puntoni di calcestruzzo (Figura 3)

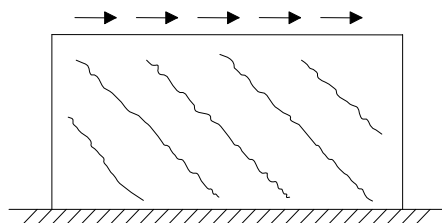


Figura 3 – Meccanismo di rottura di una parete tozza con formazione di lesioni diagonali

In particolare, si è osservato un comportamento ottimale quando la resistenza flessionale dell'elemento è leggermente superiore alla resistenza a taglio, ottenendo così buone caratteristiche di duttilità. Al con-

trario la duttilità si riduce notevolmente se la resistenza a taglio è inferiore a quella a flessione o se quest'ultima è più grande della prima tanto da portare a rottura per scorrimento. La conclusione cui Park e Paulay giungono è che, in ogni caso, a causa delle ampie lesioni diagonali del calcestruzzo generate dalla rottura flessionale, è opportuno affidare interamente il taglio ad armature orizzontali e verticali, fissando come percentuale minima di area lo 0.25% dell'area della porzione di calcestruzzo corrispondente  $A_c$ .

Riguardo il calcolo delle sollecitazioni di progetto, la normativa italiana, pur impiegando le stesse espressioni delle pareti snelle, differenzia il fattore di amplificazione a taglio per la CD "A", come riportato nella (4):

$$\gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \leq q \quad (4)$$

Tale fattore è ridotto alla sola aliquota che esprime la gerarchia di resistenze tra momento flettente e taglio, mentre scompare il termine legato all'amplificazione dinamica dei modi superiori, scarsamente influenti su elementi poco estesi in altezza.

### 2.3. Pareti accoppiate

Un breve cenno va infine dedicato al comportamento di una particolare categoria di pareti, quelle accoppiate: elementi collegati regolarmente in altezza da travi, spesso corte e alte, dette appunto di "accoppiamento". Tali elementi hanno il compito di trasferire il taglio da una parte all'altra, consentendo, in presenza di sisma, forti dissipazioni in campo

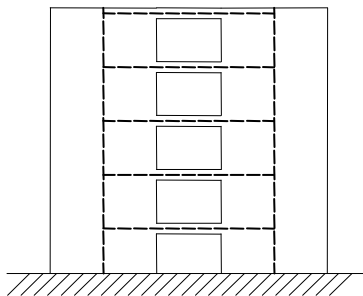


Figura 4 – Pareti accoppiate con schema geometrico



elastico. Il tipico meccanismo di collasso che si verifica in questo caso vede la formazione di cerniere plastiche alle estremità di ogni trave e alla base delle pareti da esse collegate, richiedendo pertanto una forte dissipazione di energia. Gli studi e le sperimentazioni (Park e Paulay<sup>2</sup>) su questa tipologia hanno mostrato il beneficio, recepito anche a livello normativo, di sostituire nelle travi la classica armatura, fatta di barre orizzontali e staffe verticali, con ferri disposti in diagonale e staffe al solo scopo di confinare il calcestruzzo ed evitare sbandamenti. Ciò determina un netto miglioramento in termini di resistenza e duttilità degli elementi.



## **Capitolo 3**

# **DEFINIZIONE E MODELLAZIONE DI UNA STRUTTURA A PARETI**

### **1. Introduzione**

In questo e nei capitoli a seguire si mostra, in modo dettagliato, un'applicazione sul sistema strutturale a pareti fin qui analizzato negli aspetti teorici. L'edificio che si è scelto di studiare è lo stesso utilizzato per il progetto antisismico di una struttura intelaiata nel testo "Edifici antisismici in cemento armato" (Gherzi e Lenza<sup>5</sup>); ciò consentirà, procedendo in parallelo, di avere costantemente un termine di confronto per valutare i risultati ottenuti. L'edificio in oggetto presenta cinque piani e luci modeste; la particolarità della pianta a forma di L, di per sé poco adatta ad ottenere un comportamento regolare in presenza di sisma, consentirà di mettere in evidenza alcune problematiche legate all'assenza di simmetria strutturale, ma superabili con un corretto dimensionamento ed il raggiungimento di un buon equilibrio tra le rigidità nelle due direzioni.

### **2. Caratteristiche dell'edificio e dei materiali**

L'edificio oggetto di studio è un fabbricato, destinato a civile abitazione, costituito da un piano interrato, ma non a contatto diretto con il terreno, e quattro piani sovrastanti, che ospitano ciascuno due apparta-

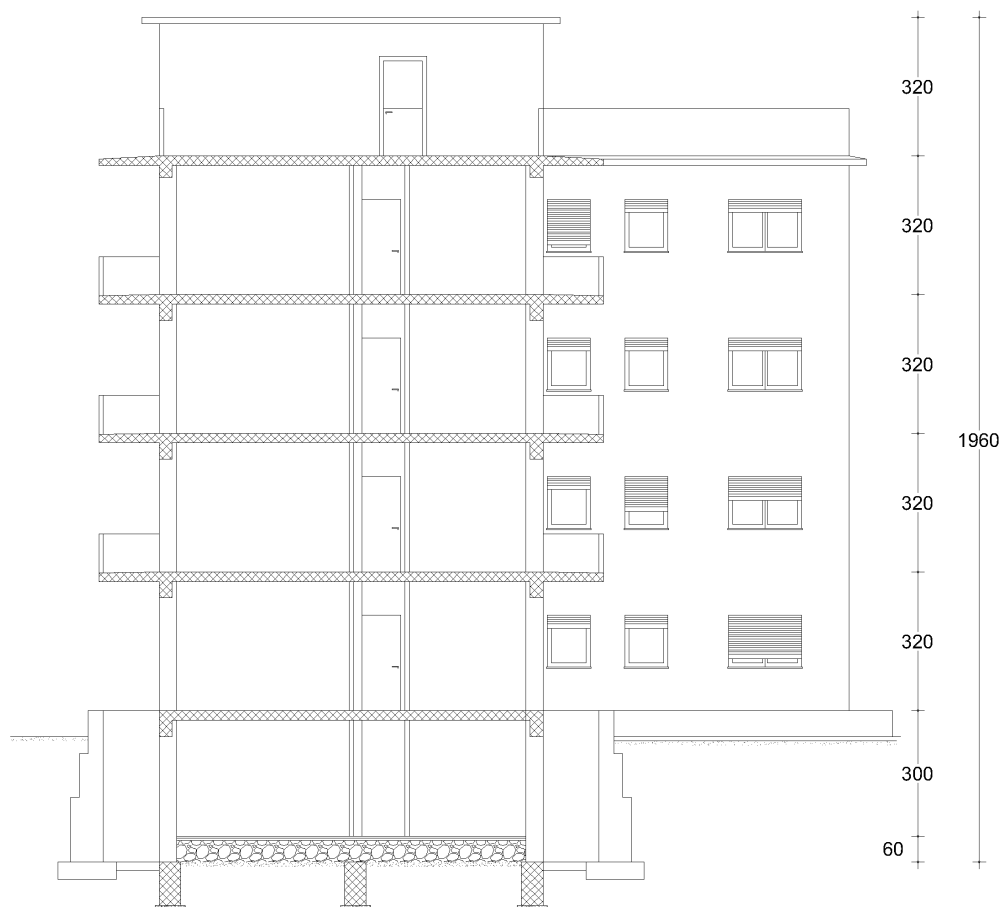


Figura 5 – Sezione A-A del fabbricato

menti. La copertura piana è accessibile tramite un sesto livello costituito dal solo torrino scala e ascensore.

La pianta ad L risulta abbastanza compatta e gli impalcati (Figura 6) sono tutti uguali ad eccezione del primo (Figura 7), che si distingue per l'assenza di ballatoi, e del quinto (Figura 8), che presenta cornicioni lungo quasi tutto il perimetro.

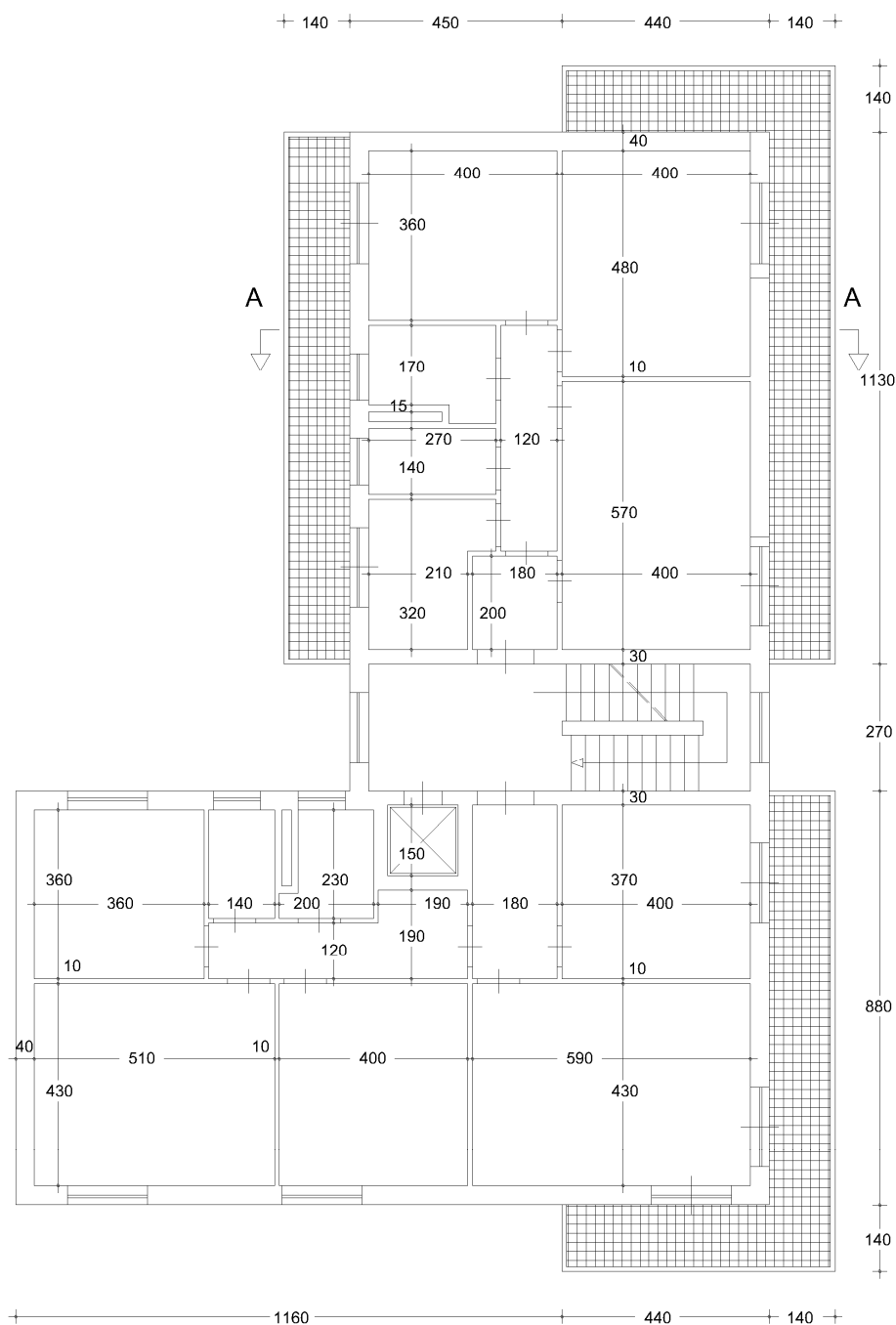


Figura 6 – Pianta del piano tipo

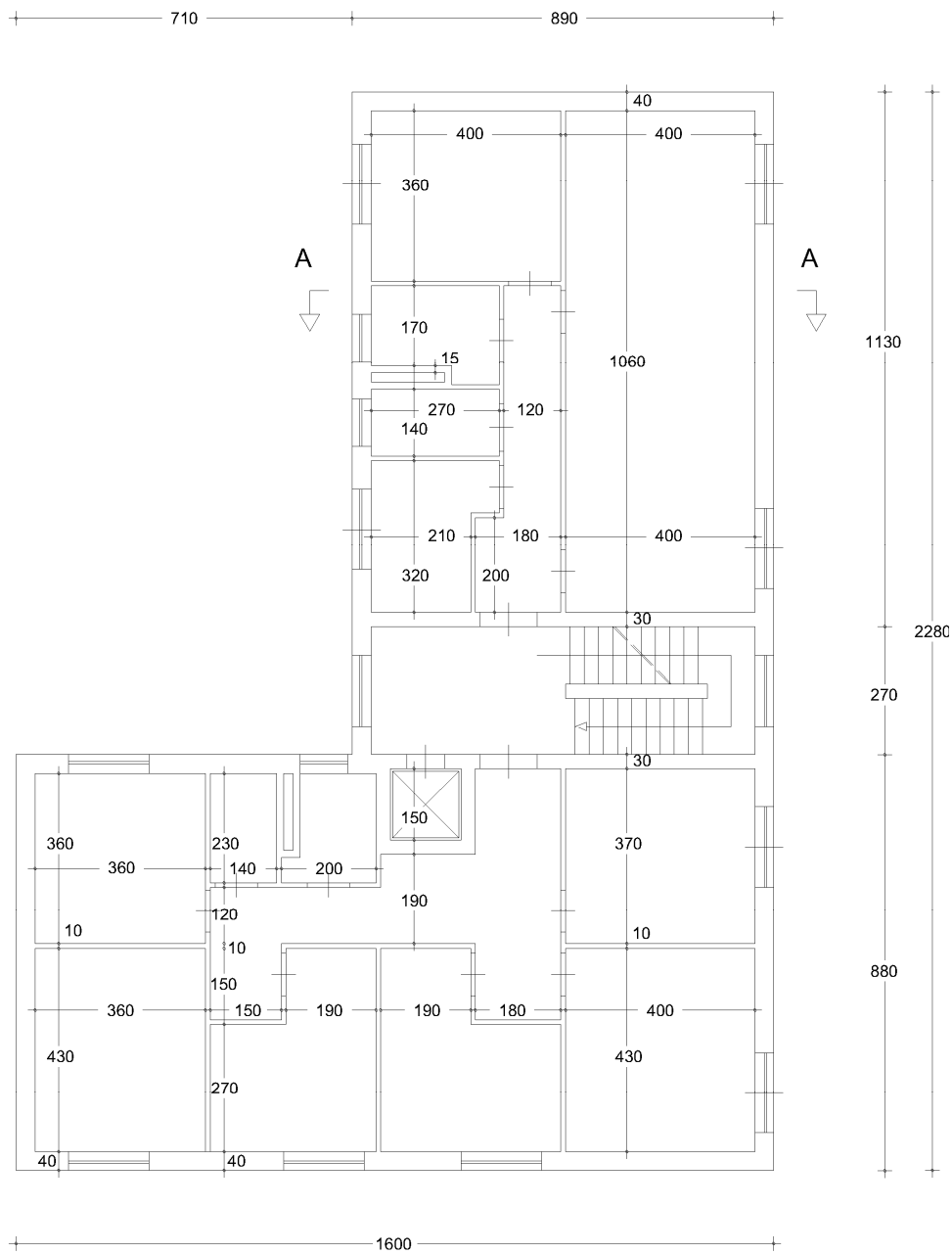


Figura 7 – Pianta del piano terra

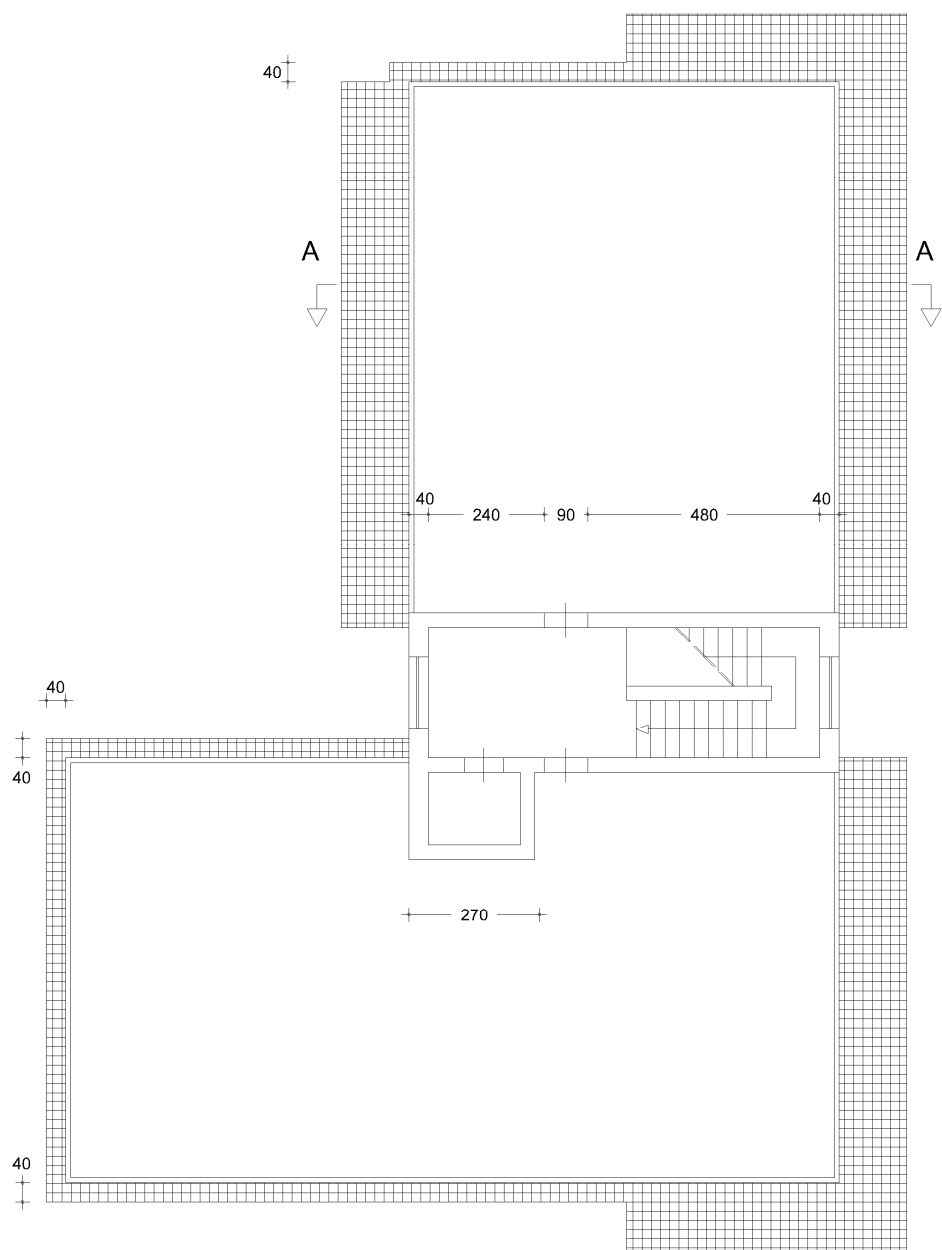


Figura 8 – Pianta della copertura

Il sito di progetto ipotizzato è Piazza Cairoli, nella città di Messina, le cui caratteristiche sismiche sono riportate nella Tabella 4.

Tabella 4 – Parametri sismici del sito di progetto

$T_r$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$	$T_c^*$
30	0.061	2.360	0.280
50	0.082	2.316	0.292
475	0.250	2.410	0.360
975	0.339	2.445	0.383

In funzione del tempo di ritorno del sisma sono elencate: l'accelerazione di picco al suolo  $a_g$ ; il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro  $F_0$  e il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale  $T_c^*$ . Il terreno su cui si fonda l'edificio è classificato come suolo C, i cui parametri caratteristici sono riportati in Tabella 5. La categoria topografica fa riferimento alla posizione dell'edificio rispetto alla morfologia del suolo; il coefficiente  $S$  si ottiene come prodotto tra  $S_s$ , coefficiente di amplificazione stratigrafica, e  $S_T$ , amplificazione topografica; infine  $C_c$  tiene conto della tipologia di sotto-suolo e permette di determinare  $T_c$ .

I materiali impiegati nel progetto sono: calcestruzzo di classe C25/30 e acciaio B450C. I corrispondenti valori di progetto sono:  $f_{cd} = 14.17$  MPa per il calcestruzzo e  $f_{yd} = 391.3$  MPa per l'acciaio. Prescrizioni relative alla durabilità della struttura richiedono l'impiego di un calcestruzzo superiore, tuttavia, a vantaggio di sicurezza, si sceglie comunque di eseguire il calcolo con i materiali sopra descritti.

Tabella 5 – Parametri caratteristici del terreno

Cat. topografica	$T_1$
$S_s$	1.339
$C_c$	1.471
$S_T$	1.0
$S$	1.339



### 3. Impostazione della carpenteria

Le prime considerazioni sull'impostazione della carpenteria prendono le mosse dalla specificità di una struttura come quella in oggetto, nella quale il problema della risposta alle azioni sismiche è alquanto disaccoppiato da quello relativo ai carichi verticali. Per il trasferimento dei carichi gravitazionali si può immaginare, assecondando la disposizione della tramezzatura, di dividere idealmente la struttura in due blocchi rettangolari congiunti dal corpo scala centrale. Ciascuno dei due blocchi può essere ricondotto ad uno schema con tre travi longitudinali, su cui grava il solaio, più ulteriori tratti di trasversali per chiudere le maglie e portare sbalzi e tamponature perimetrali (Figura 9).

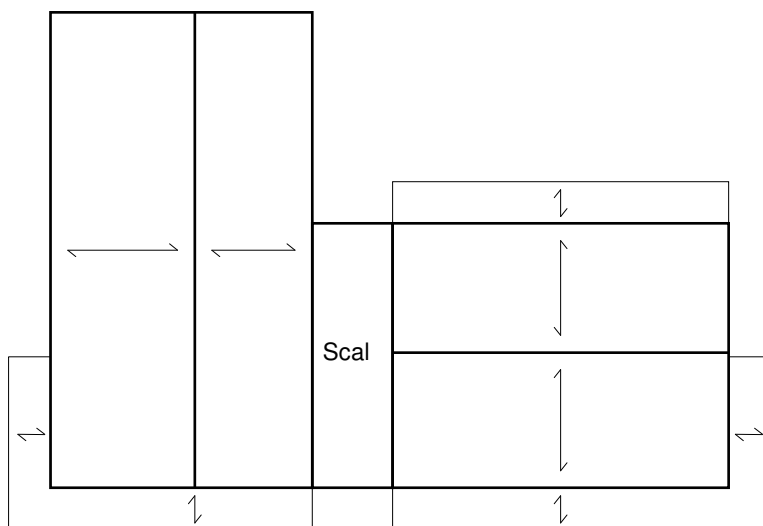


Figura 9 – Schema dell'orditura di travi e solai nella configurazione per carichi verticali

Poiché nel progetto in esame saranno le pareti a portare le azioni orizzontali, si sceglie di accentuare la funzione secondaria, in tal senso, dei telai, disponendo tutte travi a spessore.

A questo punto è possibile procedere al completamento della struttura antisismica posizionando pareti e pilastri e inserendo travi di collegamento tra tutti gli elementi verticali (Figura 10).

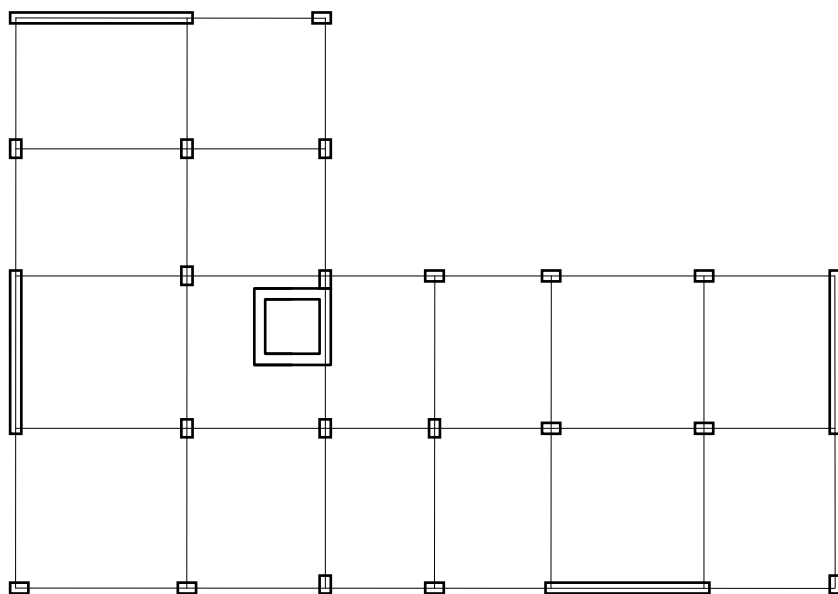


Figura 10 – Schema della carpenteria con posizionamento di pareti e pilastri

Riguardo ai pilastri, è opportuno cercare, per quanto possibile compatibilmente con le esigenze architettoniche, di disporli ad interasse regolare, di circa 4 metri. Inoltre, al fine di contenerli all'interno della tampatura perimetrale si sceglie di utilizzare sezioni rettangolari di larghezza 30 cm. Relativamente al loro orientamento, il criterio generale è quello di ottenere rigidzze comparabili nelle due direzioni, ma la presenza delle pareti rende certamente trascurabile il contributo del diverso orientamento dei pilastri. Si sceglie poi di inserire due pareti per direzione, anch'esse con spessore di 30 cm, collocandole lungo il perimetro dell'edificio in corrispondenza di porzioni che nel progetto non presentano aperture. Lo studio teorico svolto in precedenza, relativo alla necessità di confinamento delle porzioni di estremità delle pareti, spinge, in prima ipotesi, a definire la loro lunghezza in modo da inserirle tra

due pilastri di una ipotetica maglia di soli telai. Alle pareti di sezione rettangolare si aggiunge un ulteriore contributo alla rigidezza fornito dal nucleo ascensore, dalla sezione chiusa quadrata in c.a.

Il risultato che si ottiene è una struttura abbastanza omogenea nelle luci delle campate, con pareti di lunghezza simile e distanze dal baricentro geometrico comparabili, 9 pilastri allungati in direzione x e 10 in direzione y. Le scelte condotte in questa fase sono sostanzialmente qualitative e di principio, pertanto passibili di modifiche successive quando, applicati i carichi di progetto allo schema spaziale, sarà possibile valutare concretamente la rigidezza della struttura nelle due direzioni.

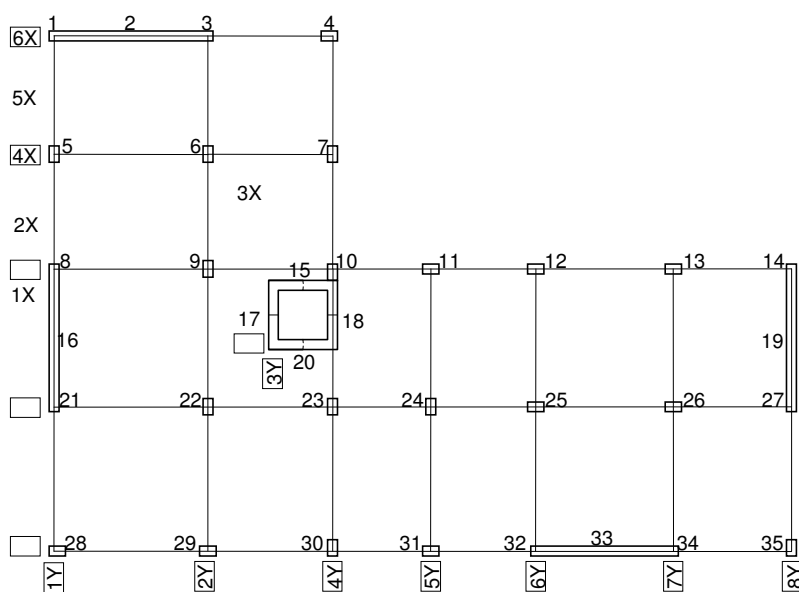


Figura 11 – Schema geometrico della struttura con numerazione dei pilastri e dei telai

#### 4. Dalla realtà al modello di calcolo

Il calcolo delle sollecitazioni sui vari componenti della struttura sarà effettuato con il programma Tel2008. Già in questa fase è possibile formulare alcuni problemi di modellazione della struttura, legati al com-

plesso passaggio dalla realtà alla schematizzazione geometrica. Il programma offre la possibilità di studiare uno schema spaziale scomponendolo in un insieme di telai piani orditi in due direzioni ortogonali,  $x$  e  $y$ , mutuamente collegati da impalcati infinitamente rigidi nel proprio piano. Ogni telaio è visto come insieme di aste, ciascuna con la propria sezione, rappresentative di travi e pilastri (Figura 11).

Le pareti possono essere anch'esse viste come pilastri, sebbene dalla sezione fortemente allungata. Quando tali elementi sono disposti longitudinalmente rispetto al telaio in esame, potranno essere descritti attraverso il proprio asse baricentrico, tenendo tuttavia in considerazione la deformabilità a taglio. Invece nella fase di inserimento dei telai che contengono pareti disposte perpendicolarmente al loro sviluppo, si considera come pilastro appartenente a ciascuno dei due telai in esame, un elemento di sezione pari alla metà della sezione dell'intera parete.

Particolare attenzione va poi riservata alle travi che si innestano su pareti: non sarebbe infatti verosimile assegnare loro una sezione costante, pari a quella reale, anche nella porzione che si trova inglobata all'interno dell'elemento verticale. Pertanto si assegnano a queste travi tratti rigidi di estremità di lunghezza pari alla metà della lunghezza della parete su cui si innestano, come evidenziato nello schema in Figura 12.

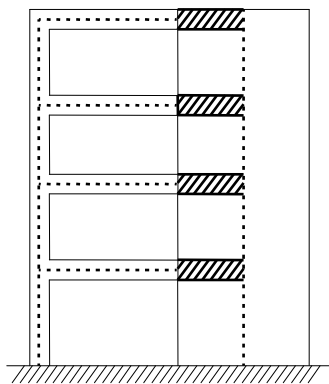


Figura 12 – Schematizzazione dei tratti rigidi delle travi all'interno delle pareti

Altro elemento degno di attenzione è il nucleo ascensore, la cui sezione chiusa può essere modellata attraverso una coppia di elementi con

sezione a C per ogni direzione. In particolare l'elemento a C inferiore verrà inserito come telaio generico 3X, costituito da un'unica asta posizionata nel baricentro dell'anima della sezione stessa, mentre l'elemento a C superiore sarà trattato come pilastro del telaio rettangolare 4X, fissandolo di fatto in posizione leggermente diversa da quella reale e trascurando la presenza del pilastro 10. Le stesse considerazioni valgono in direzione y, dove tuttavia la sezione a C di destra si trova effettivamente sull'allineamento del telaio 4Y. Si consideri inoltre che se da una parte viene trascurato il contributo di rigidezza fornito dal pilastro 10, dall'altra si sta assumendo per il nucleo una sezione a C continua lungo l'altezza, anche se in realtà, in corrispondenza dei vari calpestii, si hanno aperture per la fruizione dell'ascensore.

Nel modello geometrico non si considera la presenza del torrino scala, di dimensioni molto ridotte rispetto agli impalcati sottostanti, ma se ne tiene ugualmente conto, nella valutazione della massa e quindi del sisma, considerando il suo peso come sovraccarico dell'impalcato del quinto piano.

Vista la buona consistenza del terreno e presupponendo la realizzazione di una fondazione adeguatamente rigida, si utilizza in prima ipotesi uno schema con pilastri incastrati al piede, riservandosi di effettuare successivamente considerazioni sulla veridicità dell'assunto.

Riguardo alla modellazione del materiale, si assegna in una prima fase alle sezioni la rigidezza corrispondente al modulo elastico della sezione di solo calcestruzzo, pari a  $E_c = 31500$  MPa. Successivamente le analisi saranno ripetute considerando una rigidezza inferiore sulle pareti, come effetto della fessurazione.



## Capitolo 4

# PREDIMENSIONAMENTO DELLA STRUTTURA

### 1. Stima dei carichi

Studiare una struttura fortemente iperstatica, come quella in oggetto, richiede, come noto, la conoscenza preliminare della geometria e del materiale di ogni sezione, prima di poterne conoscere le caratteristiche della sollecitazione. In quest'ottica, un'operazione preliminare fondamentale è il predimensionamento, che in questa fase può essere effettuato tramite calcoli immediati e sulla base di considerazioni generali. Si fa pertanto riferimento a valori dei carichi unitari provenienti da una stima di massima e riportati nella tabella seguente:

Tabella 6 – Stima preliminare dei carichi unitari

	$g_{1k}$	$g_{2k}$	$q_k$	$\Psi_2$	Totale in assenza di sisma	Totale in presenza di sisma
Solaio	4.0	1.0	2.0	0.3	9.7 kN/m <sup>2</sup>	5.6 kN/m <sup>2</sup>
Sbalzo	4.0	-	4.0	0.6	11.2 kN/m <sup>2</sup>	6.4 kN/m <sup>2</sup>
Scala	5.0	-	4.0	0.6	12.5 kN/m <sup>2</sup>	7.4 kN/m <sup>2</sup>
Tamponatura	7.0	-	-	-	9.1 kN/m <sup>2</sup>	7.0 kN/m <sup>2</sup>
Peso proprio trave	4.0	-	-	-	5.2 kN/m <sup>2</sup>	4.0 kN/m <sup>2</sup>

Come indicato dalla normativa, si è tenuto conto della combinazione fondamentale delle azioni, che sarà impiegata per le verifiche in condizione non sismica e della combinazione per la condizione sismica.

## 2. Dimensionamento delle sezioni

### 2.1. Il solaio

Nonostante le travi siano tutte a spessore, la luce modesta delle campate, i carichi verticali esigui e la scarsa sollecitazione sismica di tali elementi in una struttura a pareti spingono ad orientarsi verso uno spessore del solaio pari a circa  $1/25$  della luce massima. A fronte di una richiesta di 20 cm dedotta da questa considerazione, si preferisce comunque adottare uno spessore di 24 cm.

### 2.2. Le travi

Fissato lo spessore del solaio, è possibile verificare se la larghezza di base delle travi necessaria a sostenere il momento flettente stimato è accettabile. In particolare si consideri la trave di luce maggiore e maggiormente sollecitata: la trave 18-19. La stima dei carichi eseguita è riportata in Tabella 7.

Tabella 7 – Stima dei carichi sulla trave 18-19

	Area d'influenza	Carico unitario	Carico complessivo
Solaio	4.71 m	9.70 kN/m <sup>2</sup>	45.7 kN/m
Trave	-	5.2 kN/m	5.2 kN/m
TOT			50.9 kN/m

Il carico così ottenuto è utilizzato per valutare il momento flettente agente agli estremi della trave, determinato come  $ql^2/10$ , valore intermedio tra quello che si avrebbe considerando uno schema incastrato-incastrato e quello incastrato-appoggiato. Il momento flettente che se deduce è di circa 80 kNm. Considerando dunque un copriferro di calcolo di 4.5 cm, una percentuale di armatura compressa pari al 50% di quella



tesa, cui corrisponde  $r' = 0.0192$ , e applicando l'espressione di calcolo del momento resistente:

$$M = \frac{b \cdot d^2}{r'^2} \quad (5)$$

si ricava:  $b = 80$  cm. Si può pertanto assumere per tutte le travi presenti nella struttura una sezione 80x24.

### 2.3. I pilastri

Supponendo anche in questo caso che saranno le pareti a sostenere la maggior parte della sollecitazione sismica, il predimensionamento dei pilastri può essere effettuato per soli carichi verticali. In particolare, stimate le aree di influenza di ciascuno di essi e corrette opportunamente con l'utilizzo di coefficienti di continuità, è possibile determinare lo sforzo normale agente e ricavare l'area necessaria a sostenerlo. Il risultato che si ottiene indica che sarebbe sufficiente adottare sezioni 30x30 per tutti i pilastri, ad eccezione del primo ordine di alcuni elementi posti in posizione centrale, per i quali è richiesta una sezione 30x40. Sebbene l'azione sismica sarà affidata prevalentemente alle pareti, la sollecitazione comunque considerevole sui pilastri, in particolar modo ai piani superiori, rende opportuno non scendere mai sotto il 30x50, che quindi può essere assegnato a tutti i pilastri di tutti gli ordini.

## 3. Verifica di massima delle scelte progettuali

A questo punto è possibile controllare, tramite l'analisi statica, se il dimensionamento effettuato è accettabile e garantisce un comportamento sufficientemente disaccoppiato nelle due direzioni tanto da evitare rotazioni considerevoli degli impalcati.

### 3.1. Valutazione dell'azione sismica

Sulla base dei parametri sismici del sito su cui sorge la struttura, riportati in Tabella 4, e tenendo conto che si tratta di una costruzione ordinaria, con vita nominale  $V_N = 50$  anni, appartenente alla classe II rela-

tiva al normale affollamento, si determina il periodo di riferimento dell'azione sismica che pertanto vale  $V_R = 50$  anni. Per la verifica allo stato limite di salvaguardia della vita umana (SLV) occorre considerare una probabilità di superamento nel periodo di riferimento del 10%. Applicando la seguente espressione si ricava il periodo di ritorno del sisma di progetto:

$$T_r = -\frac{T_1}{\ln(1 - p_1)} \quad (6)$$

ovvero

$$T_r = -\frac{50}{\ln(1 - 0.10)} = 475 \text{anni}$$

Assumendo infine le caratteristiche del suolo riportate in Tabella 5, con uno smorzamento  $\xi$  del 5%, si ottiene lo spettro di risposta elastico riportato in Figura 13.

Gli spettri di progetto sono ricavati da quello elastico dividendo per il fattore di struttura, fornito dall'espressione:

$$q = q_0 K_R \quad (7)$$

Nel caso di progetto per CD“A” di una struttura a pareti non accoppiate, la normativa valuta:

$$q_0 = 4.0 \alpha_u / \alpha_1 \quad (8)$$

dove il fattore  $\alpha_u / \alpha_1$  è il rapporto tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tale da rendere labile la struttura e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione. Tale rapporto tiene dunque conto della ridondanza della struttura e, in presenza di due sole pareti non accoppiate per direzione, vale 1.0. Per il progetto in CD“B” invece si ha:

$$q_0 = 3.0 \quad (9)$$

Il fattore  $K_R$ , infine, vale 1.0 se la struttura è regolare in altezza, come possiamo assumere nel nostro caso. In definitiva i fattori di struttura che otteniamo nei due casi sono:

- $q = 4$  per CD "A"
- $q = 3$  per CD "B"

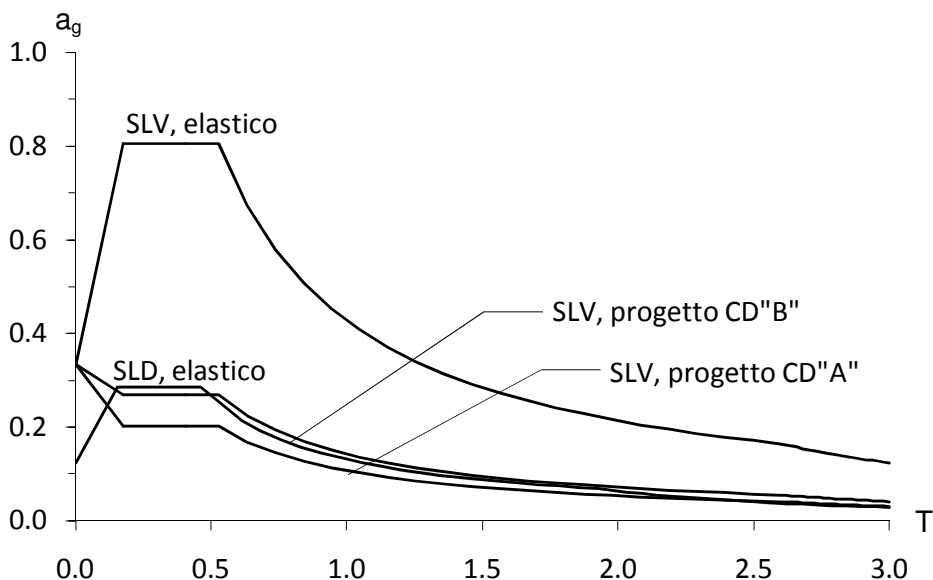


Figura 13 – Spettri di risposta del sito di progetto

Il periodo caratteristico della struttura in oggetto può essere calcolato utilizzando l'espressione approssimata suggerita dalla stessa normativa italiana:

$$T_1 = C_1 H^{3/4} \quad (10)$$

nella quale  $H$  rappresenta l'altezza complessiva della struttura, dallo spiccatto di fondazione fino all'impalcato di copertura, mentre il coefficiente  $C_1$  dipende dal tipo di struttura e, nel caso di struttura in c.a. diversa da quelle intelaiate, vale 0.050. Il valore del periodo della struttura che si ottiene è:

$$T_1 = 0.050 \cdot (16.40^{3/4}) = 0.407s$$

Tale valore ricade nell'intervallo compreso tra  $T_B = 0.177$  e  $T_C = 0.530$ , ovvero nel tratto orizzontale dello spettro, e pertanto l'espressione ana-

litica fornita dalla normativa per il calcolo della corrispondente ordinata spettrale è:

$$S_e(T_1) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad (11)$$

Nella (11) compare il fattore  $\eta$ , che vale 1 nel caso in oggetto, ed in generale permette di alterare lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55 \quad (12)$$

dove  $\xi$  è valutato in base al materiale e alla tipologia strutturale della struttura.

Il risultato che si ottiene è  $S_e(T_1) = 0.806g$ . Dividendo per i rispettivi fattori di struttura si ha:

- $S_d(T_1) = 0.202$  per CD“A”
- $S_d(T_1) = 0.269$  per CD“B”

Valutando il peso delle masse di piano, come sarà mostrato più in dettaglio nel capitolo seguente, si ottengono i valori riportati in Tabella 8 per CD“A” e in Tabella 9 per CD“B”.

Utilizzando l'espressione (13) è possibile quindi ricavare il taglio complessivo alla base della struttura, poi ripartito linearmente lungo l'altezza per determinare le forze agenti su ogni impalcato, e conseguentemente il taglio di piano, come somma delle forze sovrastanti:

$$F_h = \lambda \frac{S_d(T_1)}{g} \sum_{i=1}^n W_i \quad (13)$$

Tabella 8 – Pesì degli impalcati e forze orizzontali agenti per CD“A”

Piano	Superficie [m <sup>2</sup> ]	Peso W [kN]	Quota z [m]	Wz [kNm]	Forza F [kN]	Taglio V [kN]
V+torrino	379.9	3457	16.40	56692	970.0	970.0
VI	323.5	3799	13.20	50148	858.1	1828.1
III	323.5	3799	10.00	37991	650.1	2478.2
II	323.5	3799	6.80	25834	442.0	2920.2
I	263.2	3413	3.60	12288	210.3	3130.5
TOTALE		18267		182953	3130.5	

Tabella 9 – Pesì degli impalcati e forze orizzontali agenti per CD“B”

Piano	Superficie [m <sup>2</sup> ]	Peso W [kN]	Quota z [m]	Wz [kNm]	Forza F [kN]	Taglio V [kN]
V+torrino	379.9	3457	16.40	56692	1293.4	1293.4
VI	323.5	3799	13.20	50148	1144.1	2437.5
III	323.5	3799	10.00	37991	866.7	3304.2
II	323.5	3799	6.80	25834	589.4	3893.6
I	263.2	3413	3.60	12288	280.3	4173.9
TOTALE		18267		182953	4173.9	

A questo punto non resta che stabilire la posizione del centro di massa di ogni impalcato al fine di eseguire l'analisi statica, applicando in tali punti le forze di piano. Scomponendo gli impalcati in rettangoli e sfruttando la definizione di momento statico si ricavano le coordinate riportate in Tabella 10, riferite ad un sistema di assi cartesiani ortogonali con origine posta nel vertice inferiore sinistro della struttura, a filo con il pilastro:

Tabella 10 – Coordinate del centro di massa per ogni impalcato

Piano	x <sub>C.M.</sub> [m]	y <sub>C.M.</sub> [m]
V+torrino	10.14	5.76
VI	10.35	5.64
III	10.35	5.64
II	10.35	5.64
I	9.75	6.33

### 3.2. Controllo dei risultati ottenuti

Applicando alla struttura le azioni così descritte, si può verificare se gli spostamenti che si ottengono per i telai nelle due direzioni sono comparabili e se la struttura ha un comportamento prevalentemente traslazionale o rotazionale. In questa fase, per velocizzare e automatizzare il recupero dei dati di interesse dal lungo file emesso in output dal programma di calcolo, è stato compilato un eseguibile in linguaggio Visual

Basic. Tale programma è in grado, inserendo il numero di piani della struttura, il numero di telai e di pareti nelle due direzioni, di generare un file di testo contenente per ogni telaio gli spostamenti generati, piano per piano, dall'azione ad esso parallela. Inoltre, descrivendo in fase di input per il Tel2008 le pareti attraverso una sezione generica, anziché rettangolare, è possibile ottenere anche un file che riporta il taglio assorbito ad ogni piano da ciascuna parete rispetto a quello complessivamente applicato.

Gli spostamenti dei telai così ottenuti sono riportati, per il progetto ad alta duttilità nella Tabella 11 e Tabella 12:

Tabella 11 – Spostamenti assoluti dei telai in direzione x sotto l'applicazione delle forze di piano  $F_x$  per CD“A”

Piano	Tel 1	Tel 2	Tel 3	Tel 4	Tel 5	Tel 6
V	13.324	12.336	11.910	11.393	10.608	9.799
VI	10.001	9.254	8.932	8.542	7.949	7.338
III	6.683	6.181	5.965	5.702	5.303	4.893
II	3.640	3.365	3.247	3.103	2.885	2.660
I	1.259	1.164	1.123	1.073	0.997	0.919

Tabella 12 – Spostamenti assoluti dei telai in direzione y sotto l'applicazione delle forze di piano  $F_y$  per CD“A”

P.	Tel 7	Tel 8	Tel 9	Tel 10	Tel 11	Tel 12	Tel 13	Tel 14
V	13.438	13.464	13.474	13.484	13.500	13.517	13.540	13.559
VI	10.046	10.059	10.064	10.069	10.077	10.086	10.098	10.108
III	6.681	6.685	6.687	6.688	6.691	6.694	6.698	6.701
II	3.615	3.615	3.615	3.615	3.615	3.615	3.615	3.615
I	1.236	1.236	1.235	1.235	1.235	1.234	1.234	1.233

La Tabella 13 riporta il confronto tra gli spostamenti medi nelle due direzioni e le relative rotazioni, valutate come rapporto tra spostamento massimo e medio:

Tabella 13 – Confronto tra gli spostamenti medi e le rotazioni nelle due direzioni per progetto in CD“A”

Piano	$u_x$ (medio)	$u_{max,x}/u_x$	$u_y$ (medio)	$u_{max,y}/u_y$
V	11.561	1.152	13.499	1.004
VI	8.670	1.153	10.08	1.003
III	5.788	1.154	6.691	1.001
II	3.150	1.156	3.615	1.000
I	1.089	1.156	1.234	1.001

Si osservi che nelle due direzioni si hanno spostamenti, e quindi rigidzze, leggermente diversi; inoltre, in presenza di sisma in direzione x, la struttura tende a ruotare in modo non trascurabile. Per questo è necessario incrementare la rigidezza del telaio 1X, che presenta spostamenti più forti rispetto al telaio 6. Ciò può essere ottenuto aumentando la lunghezza della parete 33 oltre il limite dei pilastri, precedentemente

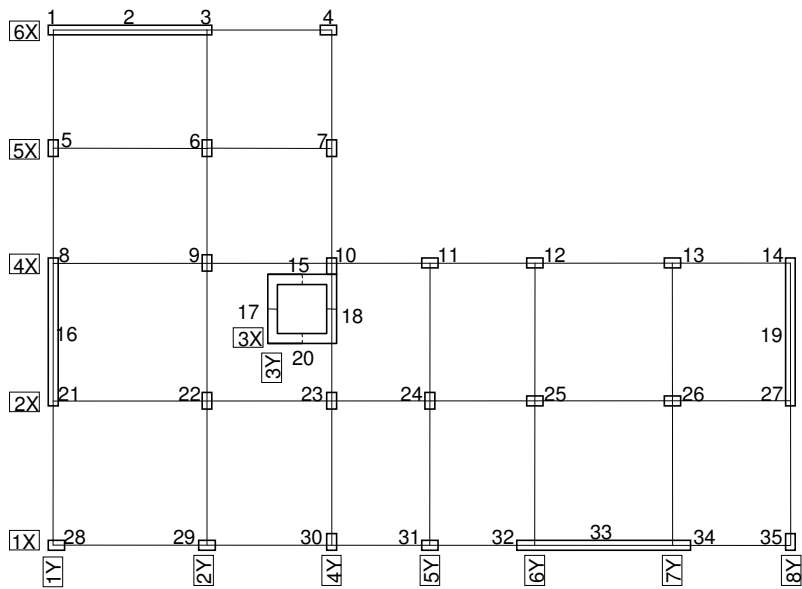


Figura 14 – Schema geometrico della struttura con parete 33 allungata

stabilito come indirizzo generale, portandola da 4.50 m a 5.50; il nuovo schema geometrico della struttura è riportato in Figura 14.

Ripetendo nuovamente il calcolo con la modifica effettuata si ottengono i valori degli spostamenti di seguito riportati. Si osserva adesso una rotazione minima con il sisma in entrambe le direzioni. Gli spostamenti medi sono ancora leggermente diversi, tuttavia i valori di interpiano comunque moderati fanno ritenere adeguato il comportamento della struttura con le sezioni stabilite.

Tabella 14 – Spostamenti assoluti dei telai in direzione x sotto l'applicazione delle forze di piano  $F_x$  per CD“A”

Piano	Tel 1	Tel 2	Tel 3	Tel 4	Tel 5	Tel 6
V	10.155	9.758	9.586	9.378	9.063	8.737
VI	7.623	7.319	7.188	7.028	6.787	6.538
III	5.099	4.891	4.801	4.692	4.527	4.356
II	2.789	2.671	2.621	2.559	2.466	2.370
I	0.978	0.934	0.916	0.893	0.859	0.823

Tabella 15 – Spostamenti assoluti dei telai in direzione y sotto l'applicazione delle forze di piano  $F_y$  per CD“A”

P.	Tel 7	Tel 8	Tel 9	Tel 10	Tel 11	Tel 12	Tel 13	Tel 14
V	13.440	13.462	13.471	13.480	13.494	13.509	13.529	13.546
VI	10.046	10.057	10.061	10.066	10.073	10.080	10.090	10.098
III	6.680	6.683	6.685	6.686	6.688	6.690	6.693	6.696
II	3.614	3.614	3.614	3.614	3.613	3.613	3.613	3.612
I	1.236	1.235	1.235	1.234	1.234	1.233	1.233	1.232

Tabella 16 – Confronto tra gli spostamenti medi e le rotazioni nelle due direzioni per progetto in CD“A”

Piano	$u_x$ (medio)	$u_{\max,x}/u_x$	$u_y$ (medio)	$u_{\max,y}/u_y$
V	9.446	1.075	13.493	1.004
VI	7.081	1.077	10.072	1.003
III	4.728	1.079	6.688	1.001
II	2.580	1.081	3.613	1.000
I	0.901	1.086	1.234	1.002



## Capitolo 5

# RISOLUZIONE DELLO SCHEMA STRUTTURALE PER ALTA DUTTILITA'

### 1. Condizioni di carico

Definita nel capitolo precedente la geometria di ogni componente della struttura, è possibile passare al calcolo rigoroso dei carichi che gravano su di essa. Lo studio del complesso comportamento della struttura sarà effettuato combinando opportunamente, nel modo di volta in volta più gravoso per i vari elementi, i risultati ottenuti da sei diverse condizioni di carico base:

- Carichi verticali massimi, in assenza di sisma ( $g_d + q_g$ );
- Carichi verticali ridotti, in presenza di sisma ( $g_k + \Psi_2 q_k$ );
- Sisma in direzione x, applicato al baricentro delle masse;
- Sisma in direzione y, applicato al baricentro delle masse;
- Effetto dell'eccentricità accidentale per sisma in direzione x;
- Effetto dell'eccentricità accidentale per sisma in direzione y.

In particolare l'effetto del sisma sarà esaminato confrontando i risultati ottenuti sia dall'analisi statica che da quella modale.

### 1.1. Carichi unitari

Nel definire il carico unitario del solaio, massetto, pavimento e intonaco all'intradosso sono stati considerati come compiutamente definiti e pertanto inglobati nel termine  $g_{1k}$ ; i tramezzi, considerati come  $g_{2k}$ , sono stati valutati separatamente rispetto al solaio. Per la copertura praticabile si è assunto, a vantaggio di sicurezza,  $\Psi_2 = 0.3$  anziché il valore nullo, adottato invece per gli sbalzi non praticabili dell'ultimo impalcato. I valori ottenuti per i carichi unitari sono riportati in Tabella 17:

Tabella 17 – Carichi unitari utilizzati nel progetto

	$g_{1k}$	$g_{2k} + q_k$	Totale in assenza di sisma	Totale in presenza di sisma
Solaio piano tipo $\text{kN/m}^2$	4.00	2.00	8.20	4.60
-Incidenza tramezzi $\text{kN/m}^2$	-	1.20	1.80	1.20
Solaio tipo con tramezzi $\text{kN/m}^2$	4.00	3.20	10.00	5.80
Solaio di copertura $\text{kN/m}^2$	4.20	2.00	8.46	4.80
Solaio del torrino scala $\text{kN/m}^2$	3.40	0.50	5.17	3.40
Sbalzo del piano tipo $\text{kN/m}^2$	4.20	4.00	11.46	6.60
Sbalzo di copertura $\text{kN/m}^2$	3.90	0.50	5.82	3.90
Scala $\text{kN/m}^2$	5.00	4.00	12.50	7.40
Tamponature $\text{kN/m}$	7.00	-	9.10	7.00
Pilastri 30x50 $\text{kN}$	11.30	-	14.63	11.25
Pareti $\text{kN/m}$	22.50	-	29.25	22.50
Travi 80x24 $\text{kN/m}$	3.30	-	4.29	3.30

### 1.2. Carichi sulle travi

Moltiplicando i carichi unitari per le aree d'influenza di ogni trave sono stati valutati i relativi carichi per unità di lunghezza. Per le travi caricate l'area d'influenza è stata ottenuta moltiplicando metà della luce del

solaio per un opportuno coefficiente di continuit . Tale coefficiente   legato al diagramma qualitativo dei momenti agenti sul solaio, schematizzato come trave continua su appoggi che rappresentano le stesse travi. Per le travi non caricate si   invece considerata una fascia di solaio larga un metro. Ancora una volta sono state considerate le combinazioni

Tabella 18 – Carichi sulle travi [kN/m] – Impalcato V

Telaio	Campata	Totale in assenza di sisma	Totale in presenza di sisma
1	28-29, 29-30	30.87	21.15
1	30-31	40.89	26.58
1	31-33, 33-35	41.02	26.91
2	21-22, 22-23	21.21	17.00
2	23-24	44.29	26.98
2	24-25, 25-26, 26-27	44.14	25.91
4	8-9, 9-15	21.21	12.90
4	15-11	25.89	17.70
4	11-12, 12-13, 13-14	40.18	26.43
5	5-6, 6-7	21.21	12.90
6	2-4	25.05	17.25
7	28-16	42.29	27.63
7	16-5, 5-1	36.47	23.73
8	29-22	45.07	26.44
8	22-9, 9-6, 6-3	46.93	27.49
10	30-23	41.96	26.82
10	23-18	48.21	30.52
10	18-7, 7-4	32.67	21.57
11	31-24	34.35	22.50
11	24-11	40.60	26.20
12	32-25, 25-12	12.75	8.10
13	34-26, 26-13	12.75	8.10
14	36-19	30.87	21.15

per soli carichi verticali e per carichi verticali in presenza di sisma. I valori determinati sono qui riepilogati nelle tabelle.

Tabella 19 – Carichi sulle travi [kN/m] – Impalcato II-III-IV

Telaio	Campata	Totale in assenza di sisma	Totale in presenza di sisma
1	28-29, 29-30	41.15	26.33
1	30-31	40.89	26.58
1	31-33, 33-35	53.15	33.29
2	21-22, 22-23	24.29	19.00
2	23-24	44.29	26.98
2	24-25, 25-26, 26-27	51.39	30.62
4	8-9, 9-15	24.29	14.90
4	15-11	25.89	17.70
4	11-12, 12-13, 13-14	52.15	32.71
5	5-6, 6-7	24.29	14.90
6	2-4	23.39	16.10
7	28-16	54.65	34.16
7	16-5, 5-1	36.89	23.93
8	29-22	52.49	31.26
8	22-9, 9-6, 6-3	54.69	32.53
10	30-23	44.89	28.72
10	23-18	51.14	32.42
10	18-7, 7-4	32.39	21.32
11	31-24	35.89	23.50
11	24-11	42.14	27.20
12	32-25, 25-12	14.29	9.10
13	34-26, 26-13	14.29	9.10
14	36-19	41.15	26.33

Tabella 20 – Carichi sulle travi [kN/m] – Impalcato I

Telaio	Campata	Totale in assenza di sisma	Totale in presenza di sisma
1	28-29, 29-30	23.39	16.10
1	30-31	40.89	26.58
1	31-33, 33-35	35.39	23.06
2	21-22, 22-23	24.29	14.90
2	23-24	44.29	31.08
2	24-25, 25-26, 26-27	53.39	31.78
4	8-9, 9-15	24.29	14.90
4	15-11	34.10	17.70
4	11-12, 12-13, 13-14	34.39	22.48
5	5-6, 6-7	24.29	14.90
6	2-4	23.39	16.10
7	28-16	36.89	23.93
7	16-5, 5-1	36.89	23.93
8	29-22	54.69	32.53
8	22-9, 9-6, 6-3	54.69	32.53
10	30-23	44.89	28.72
10	23-18	51.14	32.42
10	18-7, 7-4	32.39	21.32
11	31-24	35.89	23.50
11	24-11	42.14	27.20
12	32-25, 25-12	14.29	9.10
13	34-26, 26-13	14.29	9.10
14	36-19	23.39	16.10

### 1.3. Masse degli impalcato

Le masse relative a ciascun impalcato sono state valutate moltiplicando le quantità totali dei singoli componenti per i relativi pesi unitari. I carichi distribuiti lungo l'altezza, come pilastri, tamponature, tramezzi,

pareti e scale, sono stati ripartiti tra gli impalcati adiacenti. Nelle tabelle seguenti sono riportati in dettaglio i calcoli effettuati; inoltre la Tabella 24 contiene il riepilogo dei valori ottenuti, la superficie di ogni impalcato e l'incidenza del peso a metro quadro. Sono inoltre indicate le coordinate del centro di massa  $C_M$  e i raggi d'inerzia  $\rho$  di ogni impalcato.

Tabella 21 – Valutazione della massa dell'impalcato V e del torrino scala

	Incidenza	Quantità	Peso [kN]
Solaio di copertura	4.80 kN/m <sup>2</sup>	239.20	1148.16
Solaio del torrino scala	3.40 kN/m <sup>2</sup>	36.00	122.40
Sbalzo copertura	3.90 kN/m <sup>2</sup>	85.60	333.84
Scala	7.40 kN/m <sup>2</sup>	19.10	141.34
Tamponatura	4.20 kN/m	64.40	270.48
Pilastri	5.63 kN	31	174.38
Pareti	11.25 kN/m	33.90	381.38
Trave	3.30 kN/m	166.35	548.96
		TOT	3120.93

Tabella 22 – Valutazione della massa degli impalcati II-III-IV

	Incidenza	Quantità	Peso [kN]
Solaio tipo	5.80 kN/m <sup>2</sup>	238.70	1384.46
Sbalzo tipo	6.60 kN/m <sup>2</sup>	60.30	397.98
Scala	7.40 kN/m <sup>2</sup>	26.70	197.58
Tamponatura	7.00 kN/m	64.40	450.80
Pilastri	11.25 kN	19	213.75
Pareti	22.50 kN/m	26.70	600.75
Trave	3.30 kN/m	153.40	506.22
		TOT	3751.54

Tabella 23 – Valutazione della massa degli impalcati I

	Incidenza	Quantità	Peso [kN]
Solaio tipo	5.80 kN/m <sup>2</sup>	238.70	1384.46
Scala	7.40 kN/m <sup>2</sup>	26.70	197.58
Tamponatura	7.00 kN/m	64.40	450.80
Pilastri	11.25 kN	19	213.75
Pareti	22.50 kN/m	26.70	600.75
Trave	3.30 kN/m	153.40	506.22
		TOT	3353.56

Tabella 24 – Riepilogo delle caratteristiche degli impalcati

Piano	Massa m [t]	Peso W [kN]	Superficie [m <sup>2</sup> ]	Peso/m <sup>2</sup> [kN/m <sup>2</sup> ]	x <sub>CM</sub> [m]	y <sub>CM</sub> [m]	ρ [m]
V+torrino	318.14	3121	377.7	8.26	10.14	5.76	8.461
VI	382.42	3752	323.5	11.60	10.35	5.64	8.608
III	382.42	3752	323.5	11.60	10.35	5.64	8.608
II	382.42	3752	323.5	11.60	10.35	5.64	8.608
I	341.85	3354	263.2	12.74	9.75	6.33	8.330

Le coordinate del centro di massa, riportate in Tabella 24, sono riferite ad un sistema di assi cartesiani ortogonali x-y con origine nello spigolo inferiore sinistro della struttura, a filo con il pilastro 28. Inoltre il raggio d'inerzia delle masse è stato valutato considerando sbalzi, tamponature, pilastri e pareti nella loro effettiva posizione, mentre il peso degli altri elementi è stato considerato come se fossero uniformemente distribuiti sugli impalcati.

#### 1.4. Valutazione dell'azione sismica per CD“A”

Utilizzando gli spettri di risposta della struttura, già determinati al paragrafo 3 del capitolo precedente, sono state valutate nuovamente le forze statiche orizzontali da applicare ad ogni impalcato per rappresentare l'effetto del sisma. La Tabella 25 riporta i valori che si ottengono nel progetto ad alta duttilità:

Tabella 25 – Pesì degli impalcati e forze orizzontali agenti per CD“A”

Piano	Superficie [m <sup>2</sup> ]	Peso W [kN]	Quota z [m]	Wz [kNm]	Forza F [kN]	Taglio V [kN]
V+torrino	377.7	3121	16.40	51183	884.60	884.60
VI	323.5	3752	13.20	49520	855.80	1740.40
III	323.5	3752	10.00	37515	648.30	2388.70
II	323.5	3752	6.80	25510	440.90	2829.60
I	263.2	3354	3.60	12073	208.60	3038.20
TOTALE		17729		175801	3038.20	

In questo calcolo si è utilizzato il valore del periodo stimato in prima approssimazione:  $T_1 = 0.407$  s. Applicando la formula di Rayleigh (14) agli spostamenti così ottenuti è possibile valutare in modo più preciso il periodo proprio della struttura:

$$T_1 = 2\pi \frac{\sqrt{\sum_i m_i u_{CMi}^2}}{\sqrt{\sum_i F_i u_{CMi}}} \quad (14)$$

Il valore  $u_{CM}$  che appare nell'espressione rappresenta lo spostamento assoluto del centro di massa, ottenuto per interpolazione lineare tra i valori di ogni telaio;  $m$  è invece la massa di piano espressa in kilogrammi. I nuovi valori del periodo ricavati per le due direzioni sono:

$$T_{1X} = 0.348 \text{ s}$$

$$T_{1Y} = 0.411 \text{ s}$$

Entrambi i periodi sono compresi tra  $T_B$  e  $T_C$  e pertanto si collocano ancora nella parte piatta dello spettro; ciò indica che i valori della pseudo accelerazione spettrale assunti in prima approssimazione sono esatti.

### 1.5. Eccentricità accidentali

La normativa italiana invita ad utilizzare a tutti i piani un unico valore dell'eccentricità accidentale, di entità pari al 5% alla dimensione principale dell'impalcato in direzione ortogonale al sisma. Pertanto si ottiene:

- $e_x = 0.05 \cdot l_{y \max} = 0.05 \cdot 17.40 = 0.87 \text{ m}$
- $e_y = 0.05 \cdot l_{x \max} = 0.05 \cdot 25.60 = 1.28 \text{ m}$



Moltiplicando le forze di piano per le eccentricità così valutate, si ricavano le coppie che agiscono sulla struttura, riportate in Tabella 26 insieme alle stesse forze orizzontali:

Tabella 26 – Forze e coppie agenti sulla struttura per CD“A”

Piano	$F_x$	$F_x e_y$	$F_y$	$F_y e_x$
V+torrino	884.60	769.60	884.60	1132.29
IV	855.80	744.55	855.80	1095.42
III	648.30	564.02	648.30	829.82
II	440.90	383.58	440.90	564.35
I	208.60	181.48	208.60	267.01

## 2. Analisi dei risultati degli schemi base

### 2.1. Carichi verticali

Gli spostamenti orizzontali prodotti dai carichi verticali risultano moderati, raggiungendo al massimo il valore di 1.6 mm all'ultimo piano; ciò dimostra che, nonostante la pianta a L della costruzione, la distribuzione dei carichi è sostanzialmente priva di dissimmetrie.

L'andamento del momento flettente, nello schema con soli carichi verticali, mostra valori in linea con le previsioni effettuate in fase di predimensionamento. Le punte massime si hanno in corrispondenza delle travi adiacenti alle pareti, dove si riscontrano momenti dell'ordine dei 90 kNm.

### 2.2. Azione sismica: confronto tra analisi statica e modale

Dall'esecuzione dell'analisi modale con il programma Tel2008 è stato possibile ricavare le deformate modali di ogni telaio ed ogni impalcato e ricostruire gli spostamenti e le rotazioni che ogni modo di vibrare impone alla struttura. Le immagini in Figura 15 mostrano, per i primi sei modi, la vista dall'alto dei cinque impalcato, mentre la linea tratteggiata rappresenta la base indeformata della struttura.

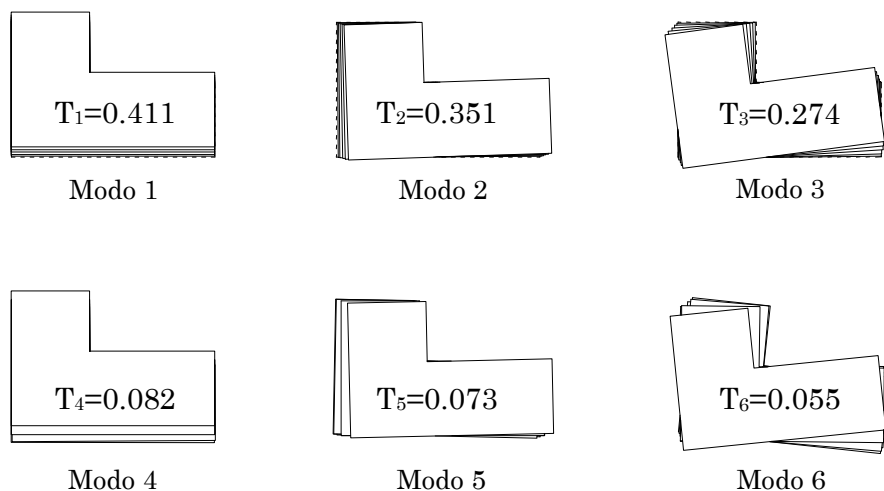


Figura 15 – Deformate modali

Si osservi in primo luogo che il comportamento rotatorio è fortemente disaccoppiato da quello traslatorio: i modi 1 e 4 sono prevalentemente di traslazione in direzione x; i modi 2 e 5 presentano una traslazione secondo l'asse y e una minima rotazione; infine i modi 3 e 6 sono caratterizzati dalla rotazione. I primi tre modi di vibrare corrispondono al primo modo di uno schema piano, come si deduce dalla presenza di spostamenti degli impalcati tutti nello stesso verso. Analogamente l'inversione di spostamenti e rotazioni nei restanti modi indica la coincidenza con il secondo modo piano. Gli stessi periodi caratteristici, riportati nella Tabella 27 sono chiaramente raggruppabili a tre a tre; ciò indica che le rigidzze torsionale e traslazionali nelle due direzioni sono abbastanza simili. Si osservi poi come il periodo ottenuto per il primo modo coincida esattamente con quello stimato, nel paragrafo precedente, tramite la formula di Rayleigh (14). Inoltre le percentuali delle masse partecipanti danno conferma del predominio assoluto dei modi traslazionali rispetto a quelli rotazionali. Ciò indica che il dimensionamento effettuato ha prodotto un ottimo bilanciamento in termini di rigidezza.

Tabella 27 – Periodi e masse partecipanti dei primi sei modi

Modo	Periodo T [s]	Massa partecipante x [%]	Massa partecipante y [%]
1	0.411	0.00%	72.19%
2	0.351	69.48%	0.00%
3	0.274	3.14%	0.00%
4	0.082	0.00%	20.52%
5	0.073	19.38%	0.01%
6	0.055	1.19%	0.00%

Le Figura 16 e Figura 17, di seguito riportate, mostrano invece gli spostamenti relativi ai diversi impalcati, ottenuti dall’analisi modale e da quella statica. I valori degli spostamenti che si ottengono applicando i due metodi sono pressoché simili, anche se leggermente superiori nel caso dell’analisi statica; ciò è garanzia del fatto che il comportamento dello schema è adeguato. Gli spostamenti in direzione y provocati dal sisma nella stessa direzioni sono molto uniformi, mentre in direzione x si evidenzia una leggera disuniformità, corrispondente ad una lieve rotazione. Inoltre, come già evidenziato in precedenza, i valori medi mostrano una rigidezza superiore della struttura in direzione x, ma nel

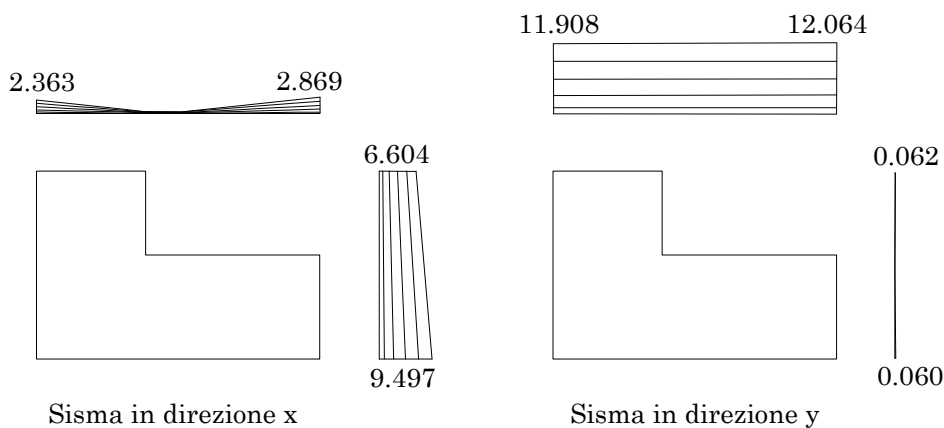


Figura 16 – Inviluppo degli spostamenti modali per sisma agente nella posizione nominale del centro di massa

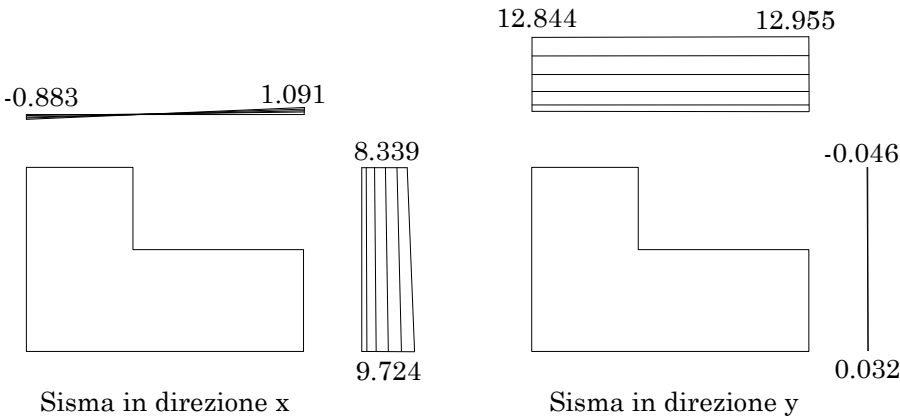


Figura 17 – Spostamenti ottenuti dall’analisi statica

complesso una buona distribuzione complessiva.

In termini di caratteristiche della sollecitazione, i valori estrapolati dall’analisi statica sono leggermente più grandi rispetto a quelli da analisi modale ai piani bassi, dove la differenza si attesta intorno al 5% a causa della scarsa incidenza dei modi di vibrare superiori al primo. Agli ultimi piani, che invece risentono maggiormente dei modi superiori, si osserva un gap più marcato, con valori modali superiori a quelli ricavati

Tabella 28 – Momento flettente della parete 33 per gli schemi di carico base con forze sismiche (confronto tra analisi statica e modale)

		Analisi modale		Analisi statica	
		Sisma x	Sisma y	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
Piano V	Testa	253.1	2.3	255.2	1.6
	Piede	-1273.9	-53.3	-867.6	-47.5
Piano IV	Testa	-1061.0	-51.2	-583.0	-46.0
	Piede	-3616.8	-75.7	-3162.3	-60.2
Piano III	Testa	-3376.7	-74.3	-2897.9	-59.3
	Piede	-6723.3	-74.4	-6547.8	-51.9
Piano II	Testa	-6510.6	-73.6	-6323.8	-51.5
	Piede	-10483.4	-55.0	-10745.4	-21.6
Piano I	Testa	-10344.9	-54.5	-10600.5	-21.6
	Piede	-14873.8	-69.9	-15554.3	4.5

in condizione statica. La Tabella 28 riporta, a titolo esemplificativo, il momento flettente della parete 33, calcolato con i due metodi, con riferimento all'azione sismica nelle direzioni x e y.

### 2.3. Effetto dell'eccentricità accidentale

Si è tenuto conto dell'eccentricità accidentale applicando al centro di massa di ogni impalcato la coppia torcente ricavata in precedenza, come descritto dalla normativa, e mostrata nella Tabella 26. I risultati ottenuti in termini di spostamento, riportati in Figura 18, evidenziano come il contributo dell'eccentricità sia minimo per i telai paralleli all'azione del sisma, indipendentemente dalla direzione, determinando un incremento medio intorno all'8%. L'effetto diventa più rilevante sui telai colpiti trasversalmente dal sisma, per i quali la componente di spostamento dovuta alle coppie è di entità comparabile con quella comunque modesta causata dalle forze orizzontali. In definitiva ciò è indice di una buona rigidezza torsionale dello schema.

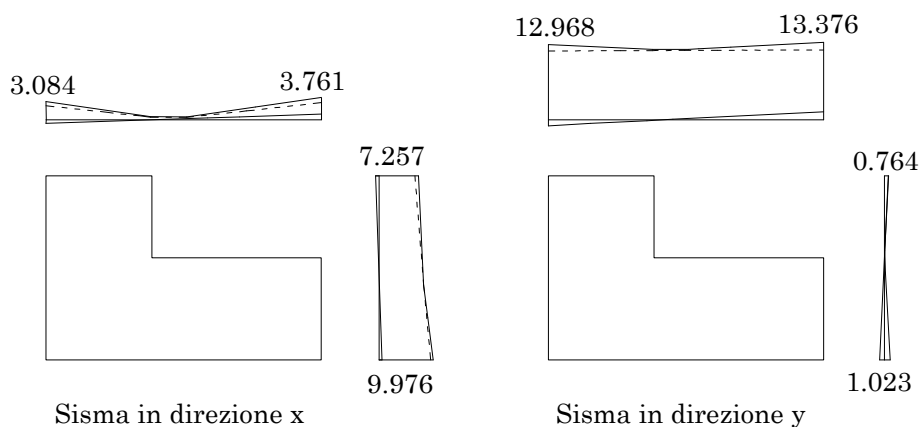


Figura 18 – Effetto dell'eccentricità accidentale, da solo e combinato con l'involuppo modale, per l'impalcato V

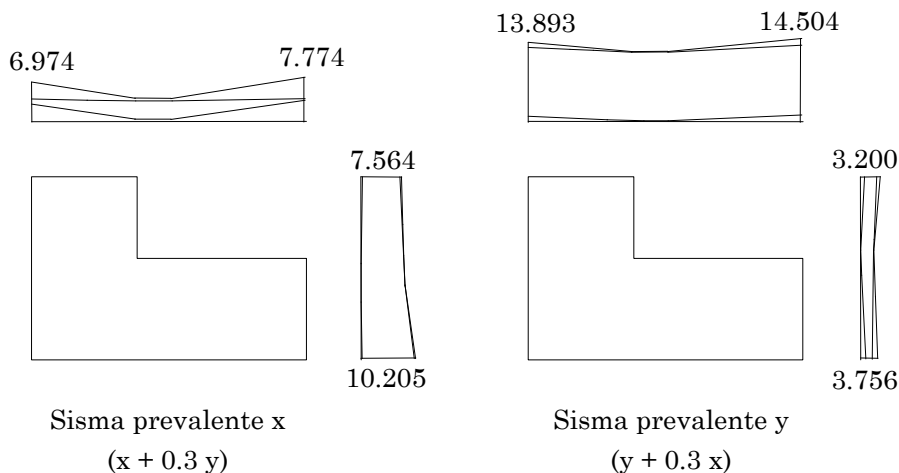


Figura 19 – Effetto della presenza contemporanea della presenza delle due componenti del sisma sull’impalcato V

## 2.4. Effetto delle presenza delle due componenti sismiche

La combinazione delle due componenti ortogonali del sisma richiede che si sommi all’effetto dell’azione in una direzione, considerata prevalente, il 30% di quello relativo alla direzione secondaria. La Figura 19 mostra il risultato sul quinto impalcato.

Si evince, anche in questo caso, un incremento degli spostamenti per i telai paralleli alla direzione prevalente del sisma dell’ordine del 5%, mentre i telai ortogonali risentono maggiormente della combinazione, raggiungendo valori doppi rispetto a quelli dello schema con il sisma monodirezionale. Gli spostamenti complessivi che si ottengono sono comunque ancora inferiori ai limiti di normativa per la verifica allo SLD e confermano l’adeguatezza del dimensionamento e della distribuzione delle rigidezze.

## 2.5. Combinazione degli schemi base

I risultati acquisiti dalla risoluzione degli schemi base sono stati combinati per ottenere, caso per caso, la condizione più gravosa per ogni elemento. L’effetto di ciascuna delle due componenti sismiche è stato valutato sommando o sottraendo le caratteristiche di sollecitazione effetto

del sisma, riferite all'analisi modale e con il segno del modo prevalente, con quelle derivate dall'applicazione eccentrica delle forze. L'accoppiamento tra sisma x e y è stato ricavato sommando all'effetto della componente prevalente, il 30% di quella secondaria. Infine si è opportunamente sommato o sottratto il valore generato dalla presenza di carichi verticali. Il risultato che se ne desume coincide con la più gravosa tra le 32 possibili combinazioni degli schemi base, frutto di ben cinque scelte tra segno e direzione prevalente del sisma; in definitiva tale combinazione nasce dalla seguente somma di contributi: carico verticale in presenza di sisma  $\pm$  effetto del sisma prevalente (x o y)  $\pm$  effetto dell'eccentricità accidentale in quella direzione  $\pm 0.3 \cdot$  [effetto del sisma nell'altra direzione  $\pm$  effetto dell'eccentricità accidentale nell'altra direzione]. A fianco di questa combinazione occorrerà infine tener conto dello schema con carichi verticali massimi, relativo alla condizione non sismica. Infatti, poiché nella struttura in esame le azioni orizzontali sono assorbite per lo più dalle pareti, l'effetto dei carichi verticali per gli altri elementi potrebbe essere predominante e quindi condizionante.

### 3. Verifiche preliminari su travi e pilastri

Tabella 29 – Momento sollecitante agli estremi della trave 12-13 al piano IV

	Momento sollecitante	
	12	13
$F_x$	15.26	-15.32
$F_y$	-0.03	0.03
$M(F_x)$	-0.25	0.25
$M(F_y)$	-0.37	0.37
CV in presenza di sisma	-47.04	-48.37
Solo CV	-75.32	-76.77
Sisma X	15.51	-15.57
Sisma Y	-0.40	0.40
CV+Sisma X+Sisma Y	-62.67	-64.06

Quanto detto nel paragrafo precedente è stato applicato per controllare che le caratteristiche di sollecitazione di travi e pilastri siano prossime a quelle stimate in fase di predimensionamento degli elementi.

Per la sommaria verifica delle travi si consideri quella maggiormente sollecitata, la 12-13 al quarto piano, appartenente al telaio 4X. I valori del momento flettente ai due estremi sono riportati in Tabella 29. Si osservano momenti flettenti di entità contenuta, inferiori ai circa 80 kNm stimati al paragrafo 2.2 del capitolo precedente. Come già previsto, si riscontra inoltre la presenza di valori più forti con lo schema per soli carichi verticali piuttosto che in condizione sismica.

Tabella 30 – Momento sollecitante agli estremi della trave 31-33 al piano IV

	Momento sollecitante		Taglio
	31	33	31
$F_x$	51.24	-165.35	-40.87
$F_y$	0.28	-0.89	-0.22
$M(F_x)$	2.49	-8.02	-1.98
$M(F_y)$	3.66	-11.80	-2.92
CV in presenza di sisma	-10.46	-284.98	36.42
Solo CV	-17.25	-453.05	58.62
Sisma X	53.73	-173.37	-42.85
Sisma Y	3.94	-12.69	-3.14
CV+Sisma X+Sisma Y	54.91	-177.18	-43.79

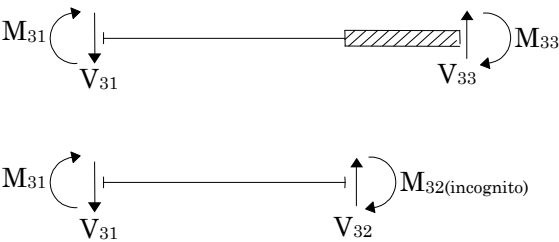


Figura 20 – Schema della trave 31-33, adiacente alla parete



Un ulteriore controllo può essere effettuato sui tratti di trave adiacenti alle pareti, dove, anche a causa della dimensione ridotta degli elementi, si evidenziano momenti abbastanza forti. Si consideri che il valore afferente all'estremo della trave connesso alla parete non è realistico, poiché queste porzioni, modellate con tratti rigidi nello schema, scaricano in realtà le sollecitazioni agenti su una porzione più ampia della parete stessa.

Il valore di maggiore interesse è invece quello della reale sezione di attacco trave-parete, che è stato calcolato, a partire dai valori di estremità forniti dal programma di calcolo, applicando il metodo diretto. La Figura 20 mostra le azioni che si esplicano sulle sezioni estreme della trave, utilizzate nella formulazione della legge di equilibrio. I valori del momento flettente ai due estremi e del taglio al primo estremo sono riportati in Tabella 30:

L'equazione di equilibrio alla rotazione attorno all'estremo 32 è:

$$M_{32} = V_{31} \cdot l - M_{31}$$

Noto che il tratto di trave in esame è lungo  $l = 2.55$  m, sostituendo si ricava:  $M_{32} = -56.75$  kNm. Si tratta di un valore comparabile con quello all'altro estremo e pertanto non significativo.

In definitiva il massimo momento sollecitante riscontrato è quello all'estremo 13, nello schema con soli carichi verticali, ed è pari a 76.77 kNm. Su questa base è possibile fare un rapido controllo della quantità di armatura richiesta applicando la seguente espressione:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (15)$$

dove  $d$  è l'altezza utile della sezione, che per le travi a spessore in oggetto vale  $d = h - c = 19.5$  cm. Sostituendo:

$$A_s = \frac{76.77}{0.9 \cdot 19 \cdot 391.3} \cdot 10^3 = 11.47 \text{ cm}^2$$

Tale area richiesta corrisponde a disporre superiormente e inferiormente quattro  $\Phi 20$ , pienamente adeguati ad una sezione di larghezza 80 cm.

Riguardo la verifica dei pilastri si consideri il numero 31, quello maggiormente caricato e adiacente ad una delle travi maggiormente sollecitate. Le tabelle seguenti riportano rispettivamente il momento e lo sforzo normale in testa e al piede del quinto ordine; infatti è proprio ai piani superiori che il contributo dei telai nella risposta sismica cresce.

Tabella 31 – Momenti sollecitanti del pilastro 31 al quinto ordine

	Pilastro 31 – Piano V	
	Piede	Testa
$F_x$	-41.71	57.90
$F_y$	-0.31	0.37
$M(F_x)$	-2.04	2.82
$M(F_y)$	-3.00	4.15
CV in presenza di sisma	-6.45	10.72
Solo CV	-9.32	16.33
Sisma X	-43.75	60.72
Sisma Y	-3.31	4.52
CV+Sisma X+Sisma Y	-51.19	72.80

Tabella 32 – Sforzo normale sollecitante del pilastro 31 al quinto ordine

	Pilastro 31 – Piano V
$F_x$	28.13
$F_y$	0.17
$M(F_x)$	1.37
$M(F_y)$	2.01
CV (max) $[g_k + \Psi_{2qk}]$	-156.60
CV min $[g_k]$	-147.98
Solo CV	-220.41
Sisma X	29.50
Sisma Y	2.18
CV (max) + Sisma	-186.76
CV (min) + Sisma	-117.83

Si osservi che, in presenza di pressoflessione, uno sforzo normale più basso è peggiorativo per l'elemento, infatti, come mostrato dal dominio M-N della sezione rappresentato in Figura 21, si riduce il corrispondente momento resistente.

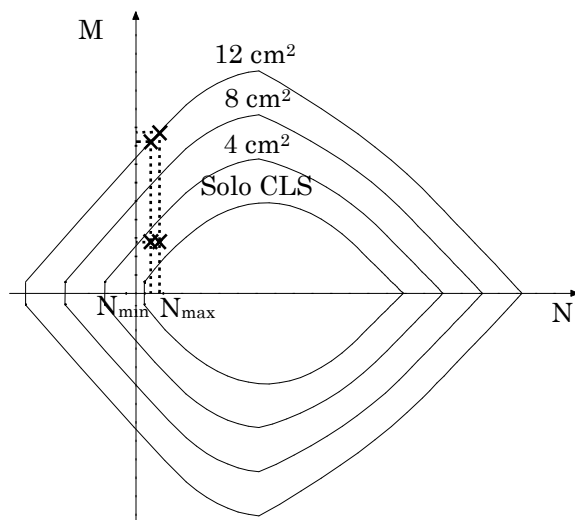


Figura 21 – Dominio M-N del pilastro di sezione 30x50, con rappresentazione della resistenza del solo calcestruzzo e di tre possibili strati di armatura

Per questa ragione sono stati considerati sia il valore massimo dei carichi verticali, dato dalla combinazione quasi permanente, che quello minimo, ridotto al solo valore caratteristico dei carichi permanenti. Come risulta dallo stesso dominio, le caratteristiche della sollecitazione agenti sul pilastro in esame impongono un'armatura minima di 4 cm<sup>2</sup> per lato, adeguata alla sezione 30x50.



## Capitolo 6

# PROGETTO DELLE PARETI: CONFRONTO TRA CD “A” E CD “B”

### 1. Le verifiche richieste dalla normativa

Il punto (7.4.4.5.2) delle NTC08, fornisce indicazioni sulle verifiche di resistenza per le pareti, prevedendo controlli a pressoflessione e taglio.

#### 1.1. Verifica a pressoflessione

I criteri forniti dalla normativa in tema di pressoflessione sono analoghi a quelli utilizzati per i pilastri, ma con l'aggiunta di un ulteriore limite alla forza normale di compressione agente, che non deve superare il 40% in CD“B” e il 35% in CD“A” della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo. Come già specificato al paragrafo 2.1 del Capitolo 2 e mostrato in Figura 22, il momento sollecitante si ottiene tramite una traslazione verso l'alto, pari all'altezza della zona critica, dell'involuppo lineare da analisi.

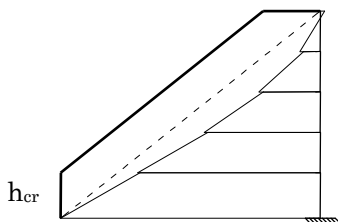


Figura 22 – Involuppo dei momenti sollecitanti

Tale momento, in unione allo sforzo normale massimo e minimo agente, può essere utilizzato, fissata la sezione di ogni parete, per il progetto delle relative armature a flessione. Le NTC08 precisano inoltre che nella valutazione del momento resistente deve tenersi conto di tutte le armature longitudinali presenti nella parete.

## 1.2. Verifiche a taglio

Per il taglio la normativa italiana impone forti incrementi delle sollecitazioni ottenute dalle analisi, come già discusso in dettaglio al paragrafo 2.1 del Capitolo 2. Le verifiche imposte sono tre:

- resistenza a taglio-compresione del calcestruzzo d'anima;
- resistenza a taglio-trazione delle armature d'anima;
- scorrimento nelle zone critiche.

Nel calcolo del taglio resistente si prescrive cautelativamente di determinare il braccio della coppia interna  $z$  come l'80% dell'altezza della sezione, anziché il valore pari al 90% dell'altezza utile impiegato per i pilastri.

Per le strutture in CD“B” le NTC08 indicano l'obbligo di effettuare la verifica a scorrimento, rinviando per il resto alle espressioni di calcolo del taglio resistente per elementi con armature trasversali in condizione non sismica. Tali espressioni sono costruite sulla base del modello a tiranti e puntoni inclinati. L'inclinazione  $\theta$  dei puntoni in calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento deve rispettare i seguenti limiti:

$$1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2.5 \quad (16)$$

La resistenza a taglio è definita come la minore tra la resistenza di calcolo a taglio trazione dell'armatura trasversale  $V_{Rsd}$  e la resistenza di calcolo a taglio compressione del calcestruzzo d'anima  $V_{Rcd}$ :

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad (17)$$

dove:

$$V_{Rsd} = 0.8 \cdot h \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot \operatorname{ctg} \theta \quad (18)$$

$$V_{Rcd} = 0.8 \cdot h \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \operatorname{ctg} \theta / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta) \quad (19)$$

In queste espressioni  $A_{sw}$  rappresenta l'area di armatura trasversale;  $s$  è il passo delle armature trasversali;  $f_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima, pari al 50% della resistenza di calcolo  $f_{cd}$ ;  $\alpha_c$  è infine un coefficiente maggiorativo legato alla tensione media di compressione della sezione  $\sigma_{cp}$ .

Per le strutture in CD “A” vale ancora l'espressione (19) per il calcolo del valore di resistenza a taglio compressione del calcestruzzo d'anima, ma assumendo l'inclinazione delle diagonali compresse pari a  $45^\circ$ . Inoltre la normativa italiana prescrive che, in zona critica, la resistenza così calcolata sia moltiplicata per un fattore riduttivo pari a 0.4. Tale sostanziale penalizzazione non viene tuttavia giustificata in alcun modo. Per la verifica a taglio trazione delle armature d'anima è previsto il controllo del rapporto di taglio:

$$\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} \cdot l_w) \quad (20)$$

Se tale rapporto è superiore a 2 la normativa rinvia alla (18); in caso contrario occorre applicare le seguenti espressioni:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0.75 \cdot \rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w \quad (21)$$

$$\rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_{wo} \cdot z \leq \rho_v \cdot f_{yd,v} \cdot b_w \cdot z + \min N_{Ed} \quad (22)$$

in cui  $\rho_h$  e  $\rho_v$  sono rispettivamente i rapporti tra l'area della sezione dell'armatura orizzontale e verticale e l'area della relativa sezione di calcestruzzo,  $V_{Rd,c}$  è la resistenza a taglio di elementi non armati, la cui espressione di calcolo è fornita al punto (4.1.2.1.3.1) della normativa:

$$V_{Rd,c} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \quad (23)$$

$$\text{con } V_{Rd} \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (24)$$

dove

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

$$v_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$$

$$\sigma_{cpn} = N_{Ed} / A_c$$

Ultima verifica prescritta dalla normativa, per entrambe le classi di duttilità, è quella a scorrimento in zona critica, il cui scopo è controllare che il taglio sollecitante possa essere portato anche attraverso piani preferenziali di rottura come giunti costruttivi e riprese di getto. Il valore di progetto  $V_{Rd,S}$  della resistenza a scorrimento in questi punti è determinato come somma di tre diversi contributi:  $V_{dd}$ , legato all'effetto spinotto delle armature verticali che attraversano la sezione in esame;  $V_{id}$ , ovvero il contributo di eventuali barre inclinate presenti alla base; infine  $V_{fd}$ , contributo della resistenza per attrito. La normativa italiana fornisce le seguenti espressioni:

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} \quad (25)$$

con

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.3 \sum A_{sj} \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0.25 \cdot f_{yd} \sum A_{sj} \end{array} \right.$$

$$V_{id} = f_{yd} \sum A_{si} \cdot \cos \phi_i$$

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \left[ \left( \sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \xi + M_{Ed} / z \right] \\ 0.5 \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \end{array} \right.$$

dove  $\sum A_{sj}$  è la somma delle aree delle barre verticali che attraversano la potenziale superficie di scorrimento;  $\sum A_{si}$  è l'area delle armature inclinate che attraversano il suddetto piano formando con esso un angolo  $\Phi_i$ ;  $\mu_f$  è il coefficiente d'attrito del calcestruzzo sotto azioni cicliche, che può essere assunto pari a 0.60; infine  $\eta$  è dato dall'espressione:

$$\eta = \alpha_j \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (26)$$

in cui il coefficiente  $\alpha_j$  è assunto pari a 0.60.

Per pareti tozze valgono ancora considerazioni e formule fin qui analizzate; unico limite aggiuntivo riguarda il contributo delle barre di armatura inclinate per la verifica di scorrimento, per il quale deve valere:

$$V_{id} > V_{Ed} / 2 \quad (27)$$



### 1.3. Limitazioni nei dettagli costruttivi

Il punto (7.4.6) nelle NTC08 fornisce indicazioni in merito alle limitazioni geometriche ed in termini di armatura da rispettare per le pareti. In primo luogo si impone uno spessore minimo degli elementi non inferiore al valore massimo tra 150 mm e 1/20 dell'altezza libera d'interpiano. In merito alle armature è stabilito che le barre, sia orizzontali che verticali, devono avere un diametro non superiore a 1/10 del diametro della parete, devono essere disposte su entrambe le facce dell'elemento, con passo non superiore a 30 cm e devono essere collegate con almeno nove legature per ogni metro quadrato. La normativa invita poi ad utilizzare, all'interno delle sezioni in zona critica, minimi diversi per la parte centrale e per le porzioni laterali confinate. Queste ultime devono avere una lunghezza pari al 20% dell'altezza della sezione e comunque non essere inferiori a 1.5 volte lo spessore della parete, e al loro interno occorre rispettare il seguente limite per il rapporto geometrico di armatura totale verticale  $\rho$ :

$$1\% \leq \rho \leq 4\% \quad (28)$$

Nella restante parte invece, sia della sezione che in altezza, al fine di controllare la fessurazione da taglio è sufficiente disporre un'armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0.2%. Inoltre, al fine di evitare l'instabilizzarsi delle barre soggette a compressione, l'armatura trasversale deve essere costituita da barre di diametro non inferiore a 6 mm, disposta in modo da fermare una barra verticale ogni due e con passo non superiore a 8 volte il diametro della barra longitudinale o a 10 cm.

## 2. Progetto di una parete ad alta duttilità

A titolo esemplificativo, si prenda in esame la parete 33, la più lunga e sollecitata sia per carichi verticali che orizzontali. Note le dimensioni della sezione trasversale, si procederà utilizzando la verifica a pressoflessione per il progetto delle armature longitudinali; il passo successivo sarà la verifica a taglio-compressione del calcestruzzo d'anima; la verifi-

ca a taglio-trazione sarà sfruttata per il progetto dell'armatura trasversale e infine si effettuerà la verifica a scorrimento.

## 2.1. Progetto delle armature e verifica della sezione

Combinando i risultati degli schemi base si ottengono i valori di momento sollecitante e sforzo normale riportati nelle tabelle a seguire:

Tabella 33 – Momenti sollecitanti [kNm] relativi agli schemi base della parete 33 per CD“A”

		F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>	M(F <sub>x</sub> )	M(F <sub>y</sub> )	CV in presenza di sisma	Solo CV
V	T	253.1	2.3	12.4	18.3	-12.4	-20.2
	P	-1273.9	-53.3	-48.8	-71.8	-14.3	-6.9
IV	T	-1061.0	-51.2	-35.0	-51.5	-24.9	-26.6
	P	-3616.8	-75.7	-160.3	-235.8	-24.7	-7.8
III	T	-3376.7	-74.3	-147.5	-217.0	-39.5	-33.7
	P	-6723.3	-74.4	-320.5	-471.5	-44.5	-20.4
II	T	-6510.6	-73.6	-309.7	-455.7	-62.8	-51.3
	P	-10483.4	-55.0	-515.3	-758.1	-69.3	-46.7
I	T	-10344.9	-54.5	-508.3	-747.9	-85.6	-72.2
	P	-14873.8	-69.9	-740.4	-1089.3	-90.0	-73.9

Tabella 34 – Combinazioni dei momenti [kNm] degli schemi base della parete 33 per CD“A”

		Sisma X	Sisma Y	CV+Sisma X+Sisma Y	Inviluppo traslato
V	T	265.5	20.6	284.1	-3523.6
	P	-1322.7	-125.2	-1374.5	-6655.7
IV	T	-1096.1	-102.7	-1151.7	-6655.7
	P	-3777.1	-311.5	-3895.3	-9787.7
III	T	-3524.2	-291.3	-3651.1	-9787.7
	P	-7043.7	-545.9	-7252.0	-12919.8
II	T	-6820.3	-529.3	-7041.9	-12919.8
	P	-10998.6	-813.0	-11311.8	-16051.9
I	T	-10853.2	-802.4	-11179.5	-16051.9
	P	-15614.1	-1159.2	-16051.9	-16051.9

Tabella 35 – Sforzo normale [kN] relativo agli schemi base per l’azione sismica della parete 33 per CD“A”

	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>	M(F <sub>x</sub> )	M(F <sub>y</sub> )
V	-13.2	-0.1	-0.6	-1.0
IV	-25.9	-0.2	-1.3	-1.9
III	-38.1	-0.3	-1.9	-2.8
II	-48.2	-0.4	-2.4	-3.5
I	-54.7	-0.4	-2.7	-4.0

Tabella 36 – Sforzo normale [kN] relativo agli schemi base per carichi verticali della parete 33 per CD“A”

	CV (max)	CV (min)	Incremento + 50%	Incremento - 50%	Solo CV
V	-284.5	-276.8	-426.8	-138.4	-401.6
IV	-574.9	-540.9	-862.3	-270.5	-833.0
III	-865.2	-805.0	-1297.8	-402.5	-1264.3
II	-1155.5	-1069.1	-1733.3	-534.6	-1695.7
I	-1387.2	-1296.2	-2080.8	-648.1	-2019.7

Tabella 37 – Combinazioni degli sforzi normali [kN] degli schemi base della parete 33 per CD“A”

	Sisma X	Sisma Y	CV (max) + Sisma	CV (min) + Sisma
V	-13.8	-1.1	-440.9	-124.3
IV	-27.2	-2.1	-890.1	-242.6
III	-39.9	-3.1	-1338.7	-361.7
II	-50.6	-3.8	-1785.0	-482.9
I	-57.4	-4.3	-2139.6	-589.4

Dalle tabelle sopra riportate si ricavano, piano per piano, i valori più gravosi di momento flettente e sforzo normale che, inseriti nel programma EC2, consentono di determinare la quantità di armatura necessaria. Il programma richiede in input la scelta della normativa di riferimento tra quelle disponibili, le caratteristiche dei materiali utilizzati e le dimensioni geometriche della sezione in termini di base, altezza e copriferro di calcolo. Nel caso in esame si è optato per l'impiego dell'Eurocodice2; si ricorda che i materiali impiegati sono calcestruzzo di classe C25/30 e acciaio B450C, mentre le dimensioni della sezione della parete 33 sono 30x550 cm, con un copriferro di 5 cm. Il programma è stato utilizzato in modalità di verifica ricercando l'armatura necessaria per tentativi, a partire dai minimi di normativa.

Per la parete 33 le zone confinate devono avere una lunghezza di 110 cm; nonostante l'obbligo di realizzarle solo all'interno della zona critica, che copre l'altezza dell'intero piano terra pari a 3.60 m, si decide di proseguire i pilastri d'estremità per tutta l'altezza dell'elemento, seppure dimezzando la quantità di armatura minima precedentemente richiesta. Sulla base dei minimi fissati e considerando che il programma EC2 consente di inserire, oltre le armature superiore e inferiore, al massimo 20 strati di armature di parete, si è proceduto a schematizzare la posizione dei ferri nel modo più realistico possibile. Le armature della zona confinata sono state considerate come concentrate nel baricentro della stessa, assumendo un copriferro pari alla metà della sua lunghezza, ovvero 55 cm. Nella parte centrale si è invece optato per una distribuzione di coppie di barre con passo regolare di 25 cm, ciascuna in-

dicata nella reale posizione. La minima dotazione di ferri è riassunta, per il piano terra e per i piani superiori, nella Tabella 38 e nella Tabella 39, mentre la Figura 23 rappresenta la schematizzazione della posizione delle armature:

Tabella 38 – Distribuzione minima di barre di armatura per la zona critica della parete 33 per CD“A”

	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]	n	Φ	n	Φ	Strati	$A_{tot}$ [cm <sup>2</sup> ]	Percent.
Zona confinata	33.00	12	20	6	16	-	49.74	32%
Zona centrale	19.80	-	-	2	16	14	56.27	36%

Tabella 39 – Distribuzione minima di barre di armatura per i piani superiori della parete 33 per CD“A”

	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]	n	Φ	n	Φ	Strati	$A_{tot}$ [cm <sup>2</sup> ]	Percent.
Zona confinata	16.50	12	16	-	-	-	24.12	23%
Zona centrale	19.80	-	-	2	16	14	56.27	54%

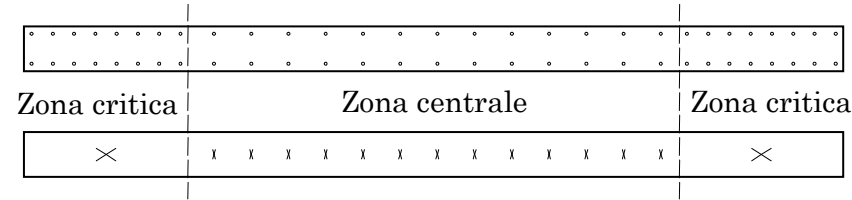


Figura 23 – Sezione trasversale ipotetica della parete e schematizzazione della posizione dell’armatura

La Tabella 40 riporta in sintesi momento sollecitante e sforzo normale considerati per il progetto ad ogni piano, i dati che si ottengono in uscita dall’EC2 in termini di numero e dimensione delle barre di armatura, oltre che il momento resistente ottenuto.

Tabella 40 – Momenti e sforzi normali sollecitanti, progetto delle armature longitudinali e momenti resistenti della parete 33 per CD“A”

Piano	Zona	$M_{Ed}$ [kNm]	$N_{Ed}$ [kN]	n	$\Phi$	n	$\Phi$	Strati	$M_{Rd}$ [kNm]
V	Conf.	-6655.7	-124.3	12	16	-	-	-	9952.5
	Centr.			-	-	2	16	14	
IV	Conf.	-9787.7	-242.6	12	16	-	-	-	10080.7
	Centr.			-	-	2	16	14	
III	Conf.	-12919.8	-361.7	14	20	-	-	-	13716
	Centr.			-	-	2	16	14	
II	Conf.	-16051.9	-482.9	18	20	6	16	-	16057.7
	Centr.			-	-	2	16	14	
I	Conf.	-16051.9	-589.4	18	20	-	1	-	16293.8
	Centr.			-	-	2	16	14	

La fase successiva è quella di verifica a taglio-compressione del calcestruzzo. Combinando i risultati degli schemi base come visto in precedenza si ottengono i valori di taglio riportati nella Tabella 41 e nella Tabella 43:

Tabella 41 – Taglio sollecitante [kN] relativo agli schemi base della parete 33 per CD“A”

	$F_x$	$F_y$	$M(F_x)$	$M(F_y)$	CV in presenza di sisma	Solo CV
V	464.6	17.3	19.1	28.2	0.6	-4.2
IV	851.0	8.8	39.1	57.6	0.0	-5.9
III	1117.5	6.6	54.1	79.5	1.6	-4.2
II	1332.4	12.1	64.2	94.5	2.1	-1.4
I	1329.7	15.1	64.5	94.8	1.2	0.5

Tabella 43 – Combinazioni del taglio [kN] degli schemi base della parete 33 per CD“A”

	Sisma X	Sisma Y	CV+Sisma X+Sisma Y
V	483.7	45.5	497.9
IV	890.2	66.4	910.1
III	1171.6	86.1	1199.0
II	1396.6	106.6	1430.7
I	1394.1	110.0	1428.3

L'espressione (2) indica che la parete in oggetto è snella, infatti:

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{16.40}{5.50} = 2.98 > 2$$

per cui il fattore di amplificazione del taglio si determina con la (3):

$$q \cdot \sqrt{\left( \frac{\gamma_{rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \right)^2 + 0.1 \left( \frac{S_e(T_c)}{S_e(T_1)} \right)} = 4 \sqrt{\left( \frac{1.2}{4} \cdot \frac{17099.4}{16074.2} \right)^2 + 0.1} = 1.76$$

Moltiplicando per tale valore il taglio ottenuto dall'analisi si ottiene quello da considerare nel progetto. Per il calcolo del taglio resistente del calcestruzzo vale invece la (19), tenendo conto che, poiché si sta operando in CD“A”, bisogna assumere  $\text{ctg } \theta = 1$ . La tabella seguente riporta il taglio sollecitante amplificato  $V_{Ed}$ , i valori ad ogni piano della tensione media di compressione della sezione  $\sigma_{cp}$ , il coefficiente ad essa correlato

Tabella 42 – Taglio sollecitante e resistente del calcestruzzo della parete 33 per CD“A”

	$V_{Ed}$ [kN]	$\sigma_{cp}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\alpha_c$	$V_{Rcd}$ [kN]
V	874.4	0.075	1.005	4699.9
IV	1598.2	0.147	1.010	4723.5
III	2105.5	0.219	1.015	4747.3
II	2512.3	0.293	1.021	4771.6
I	2508.2	0.357	1.025	1917.1

$\alpha_c$  ed infine il taglio resistente del calcestruzzo  $V_{Red}$ . Ricordiamo che la resistenza in zona critica è ridotta al 40% del valore ottenuto con la (19), come imposto dalla normativa. Ciò determina una forte penalizzazione che rende la sezione inadatta a superare la verifica.

## 2.2. Un nuovo dimensionamento della struttura

Poiché le sezioni fissate in precedenza per le pareti non sono, secondo la vigente normativa italiana per il progetto ad alta duttilità, sufficienti a garantire un'opportuna resistenza a taglio, è necessario procedere ad un nuovo dimensionamento. Si prevede infatti che i problemi di verifica riscontrati sulla parete 33, si riproporranno anche sulle altre, soggette a sollecitazioni leggermente inferiori, ma con dimensioni della sezione trasversale più piccole. Per questa ragione si adotta per la parete 33 una lunghezza di 6.00 m a fronte di una dimensione precedente di 5.50 m; per la parete 2, appartenente al telaio 6X, si passa da 5.00 a 5.30 cm; infine le pareti in direzione y, la 16 e la 19, appartenenti rispettivamente ai telai 1Y e 8Y, vengono portate da 4.50 a 5.50 m. Nel fissare l'entità dell'allungamento di ogni parete si è tenuto conto, oltre che del-

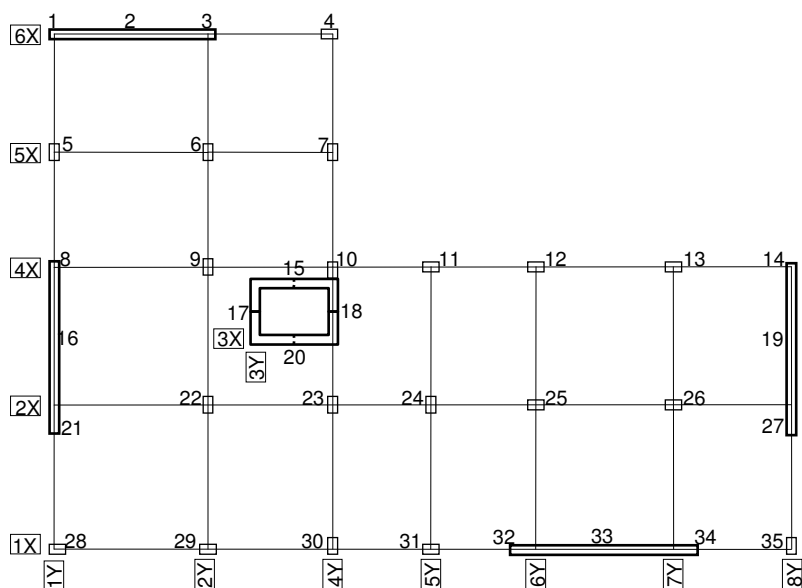


Figura 24 – Schema geometrico della struttura con modifiche alle pareti e al nucleo ascensore



la necessità di soddisfare la verifica a taglio, anche dell'istanza di mantenere un buon equilibrio tra le rigidezze, come discusso al Capitolo 5. Prove effettuate hanno evidenziato l'insufficienza di queste modifiche; si è reso pertanto necessario aumentare anche lo spessore delle pareti al solo piano terra, tra l'altro interrato. L'incremento da 30 a 40 cm non ha comunque alterato la funzionalità dell'edificio. Inoltre, per sgravare la sollecitazione sulle pareti, si è deciso di aumentare la lunghezza in direzione x del nucleo ascensore, scarsamente reagente al sisma nello schema precedente. Tale modifica vede il passaggio da una sezione scatolare quadrata 210x210 ad una di 280x210 cm, mantenendo invariato a tutti i piani lo spessore di 30 cm. Il nuovo schema che si ottiene è riportato in Figura 24.

### 2.3. Progetto e verifica della nuova sezione

Una volta risolto nuovamente lo schema, è possibile ripetere i calcoli relativi al dimensionamento delle armature e alla verifica della sezione di calcestruzzo con le caratteristiche della sollecitazione ottenute e riportate nelle seguenti tabelle:

Tabella 44 – Momenti sollecitanti [kNm] relativi agli schemi base della parete 33 modificata per CD “A”

		$F_x$	$F_y$	$M(F_x)$	$M(F_y)$	CV in presenza di sisma	Solo CV
V	T	228.9	8.5	9.7	14.3	-10.2	-15.7
	P	-1362.1	54.5	-44.7	-65.7	-0.9	6.6
IV	T	-1153.8	49.3	-33.8	-49.8	-8.6	-7.5
	P	-3671.2	133.5	-141.4	-208.1	6.1	19.9
III	T	-3453.7	126.1	-131.5	-193.5	-6.6	-1.7
	P	-6668.4	241.2	-278.2	-409.4	1.0	14.4
II	T	-6483.8	234.2	-270.1	-397.5	-15.9	-13.5
	P	-10340.9	398.3	-442.9	-651.6	-17.7	-15.7
I	T	-10232.6	393.9	-438.2	-644.7	-33.5	-40.1
	P	-14918.8	611.4	-643.6	-946.9	-44.3	-59.2

Tabella 47 – Combinazioni degli sforzi normali [kN] degli schemi base della parete 33 modificata per CD“A”

	Sisma X	Sisma Y	CV (max) + Sisma	CV (min) + Sisma
V	13.0	-1.2	-440.1	-125.0
IV	25.7	-2.5	-888.7	-244.0
III	37.7	-3.6	-1336.5	-363.8
II	47.3	-4.6	-1782.0	-485.9
I	52.9	-5.1	-2135.2	-593.7

I minimi di armatura, legati alla dimensione della sezione di calcestruzzo, valgono adesso, per la zona critica e per il resto della parete in altezza:

Tabella 45 – Distribuzione minima di barre di armatura per la zona critica della parete 33 modificata per CD“A”

	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]	n	$\Phi$	n	$\Phi$	Strati	$A_{tot}$ [cm <sup>2</sup> ]	Percent.
Zona confinata	48.00	12	20	6	16	-	49.74	32%
Zona centrale	28.80	-	-	2	16	14	56.27	36%

Tabella 46 – Distribuzione minima di barre di armatura per i piani superiori della parete 33 modificata per CD“A”

	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]	n	$\Phi$	n	$\Phi$	Strati	$A_{tot}$ [cm <sup>2</sup> ]	Percent.
Zona confinata	24.00	12	16	-	-	-	24.12	23%
Zona centrale	21.60	-	-	2	16	14	56.27	54%

La Tabella 49 riporta i nuovi momenti e sforzi normali sollecitanti, le armature progettate dall'EC2 e i momenti resistenti ottenuti piano per piano:

Tabella 49 – Momenti e sforzi normali sollecitanti, progetto delle armature longitudinali e momenti resistenti della parete 33 per CD“A”

Piano	Zona	$M_{Ed}$ [kNm]	$N_{Ed}$ [kN]	n	$\Phi$	n	$\Phi$	Strati	$M_{Rd}$ [kNm]
V	Conf.	6664.9	-125.0	12	16	-	-	-	11021.5
	Centr.			-	-	2	16	14	
IV	Conf.	9801.3	-244.0	12	16	-	-	-	11178.7
	Centr.			-	-	2	16	14	
III	Conf.	12937.7	-363.8	12	20	-	-	-	13933.3
	Centr.			-	-	2	16	14	
II	Conf.	16074.2	-485.9	12	20	6	16	-	16400.3
	Centr.			-	-	2	16	14	
I	Conf.	16074.2	-593.7	12	20	6	16	-	17099.4
	Centr.			-	-	2	16	14	

Ai fini della verifica a taglio-compressione del calcestruzzo, combinando i risultati degli schemi base si ottiene:

Tabella 48 – Taglio sollecitante [kN] relativo agli schemi base della parete 33 modificata per CD“A”

	$F_x$	$F_y$	$M(F_x)$	$M(F_y)$	CV in presenza di sisma	Solo CV
V	488.2	18.8	17.0	25.0	-2.9	8.4
IV	827.4	30.6	33.6	49.5	-4.6	4.6
III	1071.4	42.0	45.9	67.5	-2.4	5.5
II	1291.0	57.4	54.0	79.4	0.6	7.3
I	1375.1	65.9	57.1	84.0	3.0	5.3

Tabella 50 – Combinazioni del taglio [kN] degli schemi base della parete 33 modificata per CD“A”

	Sisma X	Sisma Y	CV+Sisma X+Sisma Y
V	505.2	43.8	521.3
IV	861.1	80.1	889.7
III	1117.2	109.4	1152.4
II	1345.0	136.8	1386.5
I	1432.2	149.9	1480.2

Il nuovo fattore di amplificazione a taglio, calcolato applicando la (3), vale 1.80. La tabella seguente riporta il taglio sollecitante amplificato con il suddetto valore ed i parametri necessari al calcolo del taglio resistente del calcestruzzo:

Tabella 51 – Taglio sollecitante e resistente del calcestruzzo della parete 33 modificata per CD“A”

	$V_{Ed}$ [kN]	$\sigma_{cp}$ [N/mm <sup>2</sup> ] ]	$\alpha_c$	$V_{Rcd}$ [kN]
V	936.8	0.069	1.005	5125.0
IV	1598.8	0.136	1.010	5148.8
III	2071.0	0.202	1.014	5172.8
II	2491.8	0.270	1.019	5197.2
I	2660.0	0.247	1.017	2767.5

La verifica a taglio-compressione è ora soddisfatta a tutti i piani, è possibile pertanto procedere al calcolo delle armature a taglio. Il primo passo è il calcolo del rapporto di taglio con l'espressione (20); la Tabella 52 riporta i valori di momento e taglio sollecitante, necessari a calcolarlo, assieme all'altezza della sezione in pianta  $l_w$ , che per la parete 33 è 6.00 m.

Tabella 52 – Valutazione del fattore di taglio per la parete 33 modificata per CD“A”

	M <sub>Ed</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	α <sub>s</sub>
V	6664.9	936.8	1.2
IV	9801.3	1598.8	1.0
III	12937.7	2071.0	1.0
II	16074.2	2491.8	1.1
I	16074.2	2660.0	1.0

Poiché  $\alpha_s$  è sempre inferiore a 2, la normativa rinvia all'espressione (21), dalla quale è possibile ricavare la percentuale geometrica minima di armatura orizzontale  $\rho_h$  relativa alla porzione centrale della parete. Allo scopo occorre preventivamente calcolare con la (23)  $V_{Rd,c}$ , ovvero la resistenza in condizione non sismica di un elemento non armato, nota la quantità di armatura longitudinale  $\rho_l$  tesa; inoltre, scelto di disporre ferri  $\Phi 12$  si può ricavare il passo dall'espressione di  $\rho_{h,MIN}$ :

$$\rho_{h,MIN} = \frac{A_{st}}{b \cdot s} \quad (29)$$

Tabella 53 – Valutazione dell'armatura a taglio per la parete 33 modificata per CD“A”

	A <sub>sl</sub> [cm <sup>2</sup> ]	ρ <sub>l</sub>	V <sub>Rd,c</sub> [kN]	ρ <sub>h,MIN</sub>	s [cm]	Staffatura
V	24.1	0.0014	638.9	0.0005	158.46	Φ12/25
IV	24.1	0.0014	656.5	0.0017	43.16	Φ12/25
III	37.7	0.0021	674.4	0.0025	29.67	Φ12/25
II	49.7	0.0028	718.5	0.0031	24.13	Φ12/20
I	49.7	0.0021	915.3	0.0025	22.98	Φ12/20

Resta da verificare se la quantità di ferri di parete disposti, di cui si è già tenuto conto per il calcolo del momento resistente, sia sufficiente ad equilibrare la componente verticale del taglio. Si consideri che

quest'ultima può essere affidata per metà alla resistenza residua a trazione del calcestruzzo, effettuando una traslazione verso l'alto del diagramma di momento sollecitante pari a  $(z \operatorname{ctg} \theta) / 2$ , che nel nostro caso, assumendo unitario  $\operatorname{ctg} \theta$  e con  $z = 0.8 h = 4.8$ , risulta inferiore a quella già effettuata in adempimento alle indicazioni di normativa sulla traslazione per l'altezza dell'intera zona critica. Il rimanente 50% della componente verticale di taglio necessita, per essere assorbito, che sia disposta un'area di ferri di parete valutata come:

$$A_{par} = \frac{V \cdot \operatorname{ctg} \theta}{2f_{yd}} \quad (30)$$

La Tabella 54 mostra il confronto tra l'armatura richiesta così ottenuta e quella effettivamente disposta.

Tabella 54 – Area di armatura di parete richiesta e disposta per la parete 33 modificata per CD“A”

	$A_{par} \text{ (RICHIESTA)}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{par} \text{ (DISPOSTA)}$ [cm <sup>2</sup> ]
V	11.97	56.27
IV	20.43	56.27
III	26.46	56.27
II	31.84	56.27
I	33.99	56.27

Infine, tenendo conto dei limiti di normativa per la staffatura in zona confinata, si sceglie di disporre  $\Phi 8/10$  all'interno della zona critica e  $\Phi 8/15$  nella restante parte.

I disegni esecutivi della parete con l'armatura definita in questa fase sono riportati al paragrafo 4 di questo capitolo, dove sarà operato il confronto lo stesso elemento in caso di progetto secondo i dettami della bassa duttilità.

Ultima verifica da effettuare è quella a scorrimento; per applicare le espressioni (25) occorre conoscere la posizione dell'asse neutro della sezione alla base, ricavata dal programma EC2 e normalizzata dividendo il valore per l'altezza della sezione; si ottiene  $\xi = 0.1383$ . Inoltre

occorre valutare il coefficiente  $\eta$  con la (26), che dà il valore 0.54, mentre lo sforzo normale di compressione al piano terra è di 593,7 kN.

Delle tre componenti che forniscono resistenza a scorrimento, la seconda non entra in gioco in questo caso poiché non vi sono barre di armatura inclinate; il valore che si ottiene è:

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} = 1507.5 + 0 + 1269.9 = 2777.4 \text{ kN}$$

Tale valore è superiore a quello del taglio sollecitante alla base, pari a 2660.0 kN e pertanto la verifica è soddisfatta.

### 3. Progetto di una parete a bassa duttilità

Per il progetto in CD“B” si consideri lo schema senza le modifiche apportate per rispondere alle verifiche imposte nel caso di alta duttilità, mantenendo tuttavia l’allungamento del nucleo ascensore al fine di garantire l’omogeneità e la comparabilità dei risultati. Lo schema che ne risulta è pertanto quello rappresentato in Figura 25. Si ricordino le sezioni delle pareti: 30x550 la 33, 30x500 la parete 2 del telaio 6 e 30x450

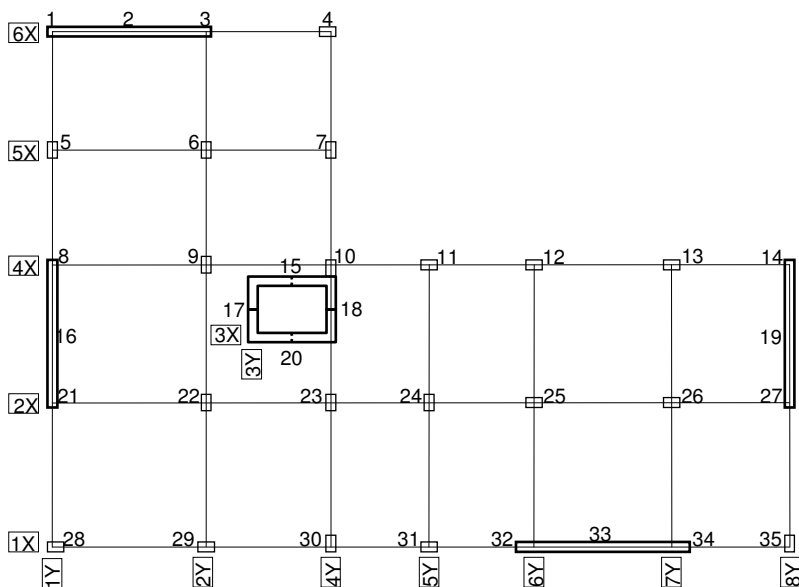


Figura 25 – Schema geometrico della struttura per bassa duttilità

le pareti 16 e 19, nei telai in direzione y. Risolto il nuovo schema di calcolo, è possibile procedere al dimensionamento delle armature e alla verifica della sezione di calcestruzzo con le caratteristiche della sollecitazione ottenute e riportate nelle tabelle di seguito raccolte:

Tabella 55 – Momenti sollecitanti [kNm] relativi agli schemi base della parete 33 per CD“B”

		$F_x$	$F_y$	$M(F_x)$	$M(F_y)$	CV in pres. di sisma	Solo CV
V	T	307.37	7.92	17.15	25.23	-14.27	-21.64
	P	-1494.92	77.09	-71.06	-104.54	2.58	8.91
IV	T	-1211.07	68.95	-52	-76.51	-10.08	-12.39
	P	-4346.49	146.27	-225.15	-331.26	10.43	21.26
III	T	-4048.05	138.98	-207.6	-305.43	-6.11	-5.9
	P	-8147.95	218.43	-444.03	-653.28	9.33	20.3
II	T	-7889.18	212.63	-429.28	-631.59	-10.29	-11.62
	P	-12665.83	285.6	-708.47	-1042.33	0.84	3.88
I	T	-12498.85	282.1	-699.01	-1028.42	-16.19	-22.21
	P	-17875.16	365.15	-1012.62	-1489.83	-11.96	-18.5

Tabella 56 – Combinazioni dei momenti [kNm] degli schemi base della parete 33 per CD“B”

		Sisma X	Sisma Y	CV+Sisma X+Sisma Y	Involuppo traslato
V	T	324.52	33.15	348.735	-4270.881
	P	-1565.98	-181.63	-1623.049	-8067.219
IV	T	-1263.07	-145.46	-1316.788	-8067.219
	P	-4571.64	-477.53	-4725.329	-11863.56
III	T	-4255.65	-444.41	-4395.083	-11863.56
	P	-8591.98	-871.71	-8862.823	-15659.9
II	T	-8318.46	-844.22	-8582.016	-15659.9
	P	-13374.3	-1327.93	-13773.52	-19456.23
I	T	-13197.9	-1310.52	-13607.21	-19456.23
	P	-18887.8	-1854.98	-19456.23	-19456.23



Tabella 57 – Sforzo normale [kN] relativo agli schemi base per l'azione sismica della parete 33 per CD“B”

	$F_x$	$F_y$	$M(F_x)$	$M(F_y)$
V	16.0	0.4	-0.9	-1.3
IV	31.5	0.8	-1.8	-2.6
III	46.2	1.2	-2.6	-3.8
II	58.4	1.4	-3.3	-4.8
I	66.3	1.6	-3.7	-5.5

Tabella 58 – Sforzo normale [kN] relativo agli schemi base per carichi verticali della parete 33 per CD“B”

	CV (max)	CV (min)	Incremento + 50%	Incremento - 50%	Solo CV
V	-284.5	-276.8	-426.8	-138.4	-401.6
IV	-574.9	-540.9	-862.3	-270.5	-833.0
III	-865.2	-805.0	-1297.8	-402.5	-1264.3
II	-1155.5	-1069.1	-1733.3	-534.6	-1695.7
I	-1387.2	-1296.2	-2080.8	-648.1	-2019.7

Tabella 59 – Combinazioni degli sforzi normali [kN] degli schemi base della parete 33 per CD“B”

	Sisma X	Sisma Y	CV (max) + Sisma	CV (min) + Sisma
V	16.9	-1.7	-444.2	-121.0
IV	33.2	-3.4	-896.5	-236.2
III	48.8	-4.9	-1348.0	-352.3
II	61.7	-6.2	-1796.9	-471.0
I	70.0	-7.1	-2153.0	-576.0

I minimi di armatura, funzione della dimensione della sezione trasversale, valgono ora:

Tabella 61 – Distribuzione minima di barre di armatura per la zona critica della parete 33 per CD“B”

	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]	n	$\Phi$	n	$\Phi$	Strati	$A_{tot}$ [cm <sup>2</sup> ]	Percent.
Zona confinata	33.00	12	20	6	16	-	37.68	30%
Zona centrale	19.80	-	-	2	16	13	52.25	41%

Tabella 62 – Distribuzione minima di barre di armatura per i piani superiori della parete 33 per CD“B”

	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]	n	$\Phi$	n	$\Phi$	Strati	$A_{tot}$ [cm <sup>2</sup> ]	Percent.
Zona confinata	16.50	12	16	-	-	-	24.12	24%
Zona centrale	19.80	-	-	2	16	13	52.25	52%

La Tabella 60 riporta i nuovi momenti e sforzi normali sollecitanti, le armature progettate con l'EC2 e i momenti resistenti ottenuti piano per piano.

Tabella 60 – Momenti e sforzi normali sollecitanti, progetto delle armature longitudinali e momenti resistenti della parete 33 per CD“B”

Piano	Zona	$M_{Ed}$ [kNm]	$N_{Ed}$ [kN]	n	$\Phi$	n	$\Phi$	Strati	$M_{Rd}$ [kNm]
V	Conf.	-8067.2	-121.0	12	16	-	-	-	9559.6
	Centr.			-	-	2	16	13	
IV	Conf.	-	-236.2	12	20	-	-	-	12049.7
	Centr.	11863.6		-	-	2	16	13	
III	Conf.	-	-352.3	22	20	-	-	-	17722.3
	Centr.	15659.9		-	-	2	16	13	
II	Conf.	-	-471.0	22	20	-	-	-	20111.6
	Centr.	19456.2		-	-	2	20	13	
I	Conf.	-	-576.0	22	20	-	-	-	20319.5
	Centr.	19456.2		-	-	2	20	13	

Ai fini della verifica a taglio-compressione del calcestruzzo, i risultati degli schemi base sono stati successivamente combinati.

Tabella 63 – Taglio sollecitante [kN] relativo agli schemi base della parete 33 per CD“B”

	$F_x$	$F_y$	$M(F_x)$	$M(F_y)$	CV in presenza di sisma	Solo CV
V	552.9	26.5	27.6	40.6	-5.3	-9.5
IV	1021.9	24.9	54.1	79.6	-6.4	-10.5
III	1338.6	25.9	73.9	108.7	-4.8	-8.2
II	1566.4	24.3	87.2	128.4	-3.5	-4.8
I	1553.5	24.5	87.1	128.2	-1.2	-1.0

Tabella 64 – Combinazioni del taglio [kN] degli schemi base della parete 33 per CD“B”

	Sisma X	Sisma Y	CV+Sisma X+Sisma Y
V	580.5	67.0	605.8
IV	1076.0	104.5	1113.8
III	1412.5	134.6	1457.7
II	1653.6	152.7	1702.9
I	1640.6	152.7	1687.6

Poiché si sta operando in CD“B”, il fattore di amplificazione a taglio è assegnato dalla normativa e vale 1.50. La Tabella 65 riporta il taglio sollecitante amplificato con il suddetto valore ed i parametri necessari al calcolo del taglio resistente del calcestruzzo. La verifica a taglio-compressione del calcestruzzo d'anima è soddisfatta a tutti i piani, è pertanto possibile procedere al calcolo delle armature a taglio. Come specificato al paragrafo 1.2, nel caso di progetto a bassa duttilità, l'espressione da utilizzare è la (18), relativa al calcolo della resistenza a taglio di un elemento armato in condizione non sismica.

Tabella 65 – Taglio sollecitante e resistente del calcestruzzo della parete 33 per CD“B”

	$V_{Ed}$ [kN]	$\sigma_{cp}$ [N/mm <sup>2</sup> ] ]	$\alpha_c$	$V_{Rcd}$ [kN]
V	908.8	0.073	1.005	3759.4
IV	1670.6	0.143	1.010	3777.8
III	2186.6	0.213	1.015	3796.4
II	2554.4	0.285	1.020	3815.4
I	2531.4	0.349	1.025	3832.2

Stabilito, anche in questo caso, di realizzare l’armatura a taglio con barre distribuite a passo costante di 25 cm, dalla suddetta formula è possibile ricavare il rapporto  $A_{st}/s$  e quindi conoscere l’area minima necessario a superare la verifica. Il valore di  $\text{ctg } \theta$  assunto è pari a  $2 \Phi 12$ .

Tabella 66 – Valutazione dell’armatura a taglio per la parete 33 per CD“B”

	$V_{Ed}$ [kN]	$A_{st}/s$	Staffatura
V	908.8	2.64	$\Phi 12/25$
IV	1670.6	4.85	$\Phi 12/25$
III	2186.6	6.35	$\Phi 12/25$
II	2554.4	7.42	$\Phi 12/25$
I	2531.4	7.35	$\Phi 12/25$

Riguardo i ferri di parete, valgono ancora le considerazioni fatte nel progetto ad alta duttilità e pertanto è possibile applicare la (30). La Tabella 67 mostra il confronto tra l’armatura richiesta così ottenuta e quella effettivamente disposta:

Tabella 67 – Area di armatura di parete richiesta e disposta per la parete 33 per CD“B”

	A <sub>par</sub> (RICHIESTA) [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>par</sub> (DISPOSTA) [cm <sup>2</sup> ]
V	23.22	52.25
IV	42.69	52.25
III	55.88	52.25
II	65.28	81.64
I	64.69	81.64

Come fatto in precedenza, tenendo conto dei limiti per la staffatura in zona confinata, si sceglie di disporre  $\Phi 8/10$  all'interno della zona critica e  $\Phi 8/15$  nella restante parte.

Infine resta da effettuare la verifica a scorrimento; per applicare le espressioni (25) occorre conoscere la posizione normalizzata dell'asse neutro della sezione alla base, che vale  $\xi = 0.2013$ ; il coefficiente  $\eta$ , calcolato con la (26), è pari a 0.54, mentre lo sforzo normale di compressione al piano terra è di 576,0 kN.

La resistenza a scorrimento, calcolata con questi valori, fornisce il seguente risultato:

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} = 2127.5 + 0 + 1270.4 = 3397.8 \text{ kN}$$

Tale valore è superiore a quello del taglio sollecitante alla base, pari a 2531.4 kN e pertanto la verifica è soddisfatta.

#### 4. Confronto tra i risultati: convenienza del progetto in CD“B”

Come è possibile rilevare dai precedenti paragrafi, i risultati del progetto di una parete nel caso di alta e bassa duttilità offrono esiti non del tutto in linea con le due filosofie progettuali. Il progetto ad alta duttilità, infatti, si basa sulla riduzione dell'azione sismica tramite un fattore di struttura abbastanza elevato,  $q = 4$  nel caso in esame, che dovrebbe teoricamente consentire un risparmio in termini di resistenza, ovvero sezioni più piccole e meno armate, ma con particolare cura sotto il profilo dei dettagli costruttivi che ne determinano la duttilità. Al contrario, il progetto in classe di duttilità bassa si basa su un fattore di struttura

più piccolo,  $q = 3$  per la struttura oggetto di studio, che dovrebbe assicurare resistenza più elevata ma un leggero risparmio nella realizzazione dei particolari costruttivi.

Tuttavia, per le pareti, la normativa tende ad inserire penalizzazioni sulla resistenza delle sezioni che sono più onerose proprio nel caso di CD“A”, inducendo a riconoscere maggiore convenienza economica nel progetto a bassa duttilità. Ciò risulta più chiaro osservando i diagrammi seguenti, nei quali si opera il confronto tra le caratteristiche della sollecitazione sollecitanti e resistenti per le due ipotesi progettuali. Il primi due grafici mostrano il momento flettente da analisi,  $M$ , e quello sollecitante  $M_{Ed}$  considerato nel progetto, frutto della traslazione verticale dell'involuppo lineare dei valori precedenti. In virtù dei diversi fattori di struttura, si ottengono valori più grandi per la CD“B”, che conducono ad inserire una maggiore quantità di armatura in una sezione di dimensioni inferiori, come emerge dalla Tabella 68 e dalla Tabella 69, riassuntive della dotazione ferri longitudinali disposti di nei due casi.

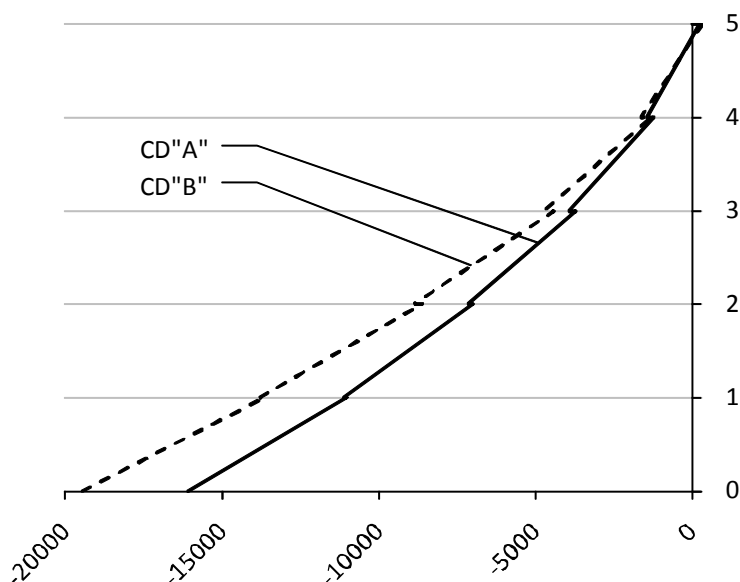


Figura 26 – Momenti sollecitanti da analisi per la parete 33 nel caso di CD“A” e CD“B”

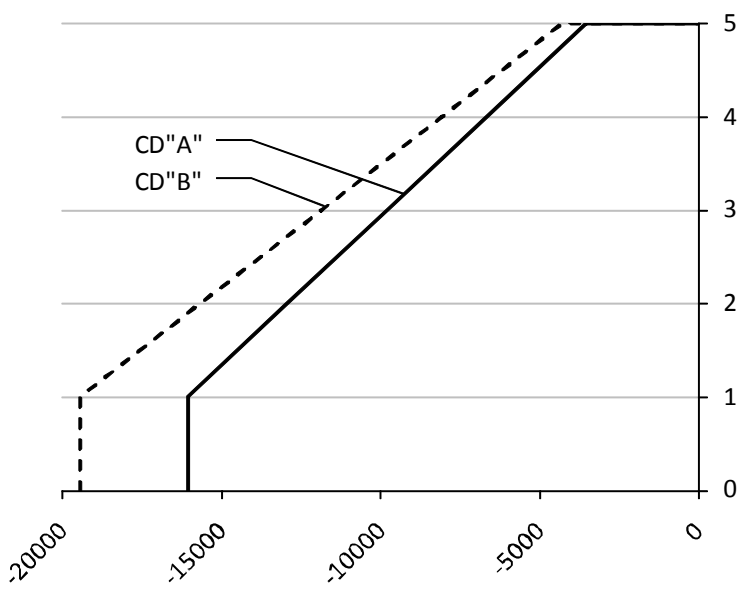


Figura 27 – Momenti sollecitanti da involucro lineare traslato dei valori da analisi, per la parete 33 nel caso di CD “A” e CD “B”

Tabella 68 – Armature longitudinali per la parete 33 in CD “A”

Piano	Zona	Sezione	CD "A"				Strati	A <sub>I</sub> TOT
			n	Φ	n	Φ		
V	Confinata	30x600	12	16	-	-	-	155.74
	Centrale		-	-	2	16	14	
IV	Confinata	30x600	12	16	-	-	-	155.74
	Centrale		-	-	2	16	14	
III	Confinata	30x600	12	20	-	-	-	131.63
	Centrale		-	-	2	16	14	
II	Confinata	30x600	12	20	6	16	-	104.50
	Centrale		-	-	2	16	14	
I	Confinata	40x600	12	20	6	16	-	104.50
	Centrale		-	-	2	16	14	

Tabella 69 – Armature longitudinali per la parete 33 in CD“B”

		CD"B"						
Piano	Zona	Sezione	n	Φ	n	Φ	Strati	A <sub>I TOT</sub>
V	Confinata	30x550	12	16	-	-	-	219.80
	Centrale		-	-	2	16	13	
IV	Confinata	30x550	12	20	-	-	-	219.80
	Centrale		-	-	2	16	13	
III	Confinata	30x550	22	20	-	-	-	190.41
	Centrale		-	-	2	16	13	
II	Confinata	30x550	22	20	-	-	-	127.61
	Centrale		-	-	2	20	13	
I	Confinata	30x550	22	20	-	-	-	100.48
	Centrale		-	-	2	20	13	

Le successive Figura 28 e Figura 29 riportano il taglio ottenuto dalle analisi e i valori di calcolo ricavati moltiplicandolo per i rispettivi coefficienti di amplificazione, pari a 1.5 per la CD“B” e a 1.8 per la CD“A”. I valori, più grandi tra il 15 e il 20% per la bassa duttilità, tendono a seguito dell’amplificazione ad allinearsi in corrispondenza dei due piani inferiori, mentre permane la differenza tra i valori dei piani alti.

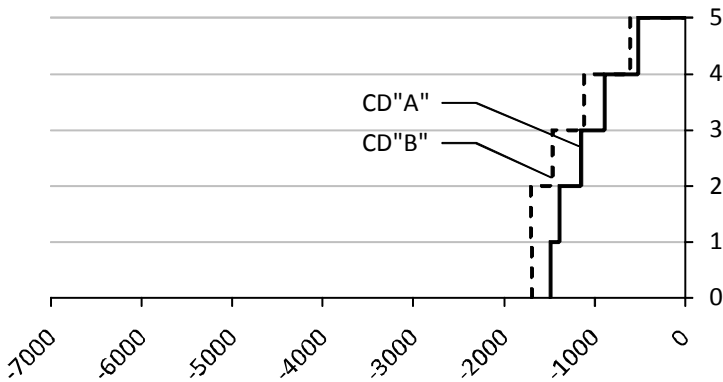


Figura 28 – Taglio da analisi per la parete 33 nel caso di CD“A” e CD“B”



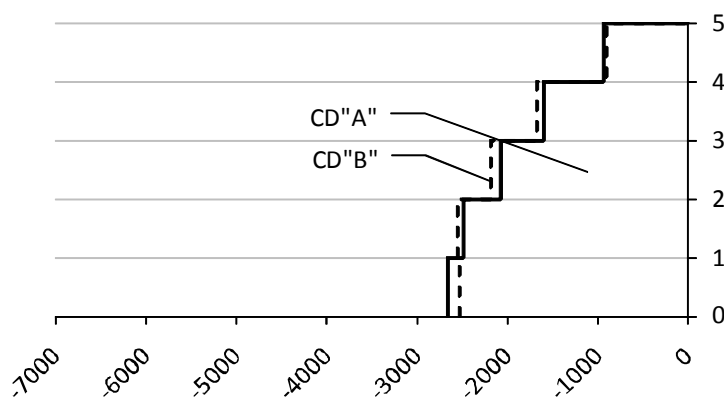


Figura 29 – Amplificazione del taglio secondo i coefficienti di normativa pari a 1.8 nel caso di CD "A" e 1.5 per CD "B" per la parete 33

Le ultime due rappresentazioni, Figura 30 e Figura 31, riguardano il taglio resistente ottenuto, per il calcestruzzo e per le armature, nei due casi. Si consideri che le espressioni di calcolo adottate dalla normativa sono diverse; pertanto, per rendere omogenea la rappresentazione, è stato necessario scalare opportunamente i valori. Nel caso del taglio resistente del calcestruzzo  $V_{Rcd}$  l'espressione adottata è la (19) sia per alta che bassa duttilità. La normativa prescrive tuttavia per CD "A" che il valore al piano terra sia ridotto moltiplicandolo per un fattore 0.4. Il risultato che ne consegue mostra valori sostanzialmente coincidenti per i quattro piani superiori, mentre il piano terra è fortemente penalizzato nel caso di alta duttilità. A dimostrazione di ciò si osservi come nella fase di progetto proprio la verifica a taglio del calcestruzzo abbia reso necessario incrementare la sezione della parete del primo ordine sia in lunghezza che nello spessore. Riguardo il taglio resistente delle armature, invece, la normativa fornisce espressioni di calcolo completamente diverse: la (18) per bassa duttilità e la (21) per alta. Scalando i diagrammi tramite un fattore che tiene conto della differente espressione di calcolo e del diverso valore di  $\text{ctg } \theta$  impiegato, si osserva una maggiore penalizzazione per l'alta duttilità. Tenendo conto dei limiti minimi adottati nella dotazione di armature, tale penalizzazione ha concreta-

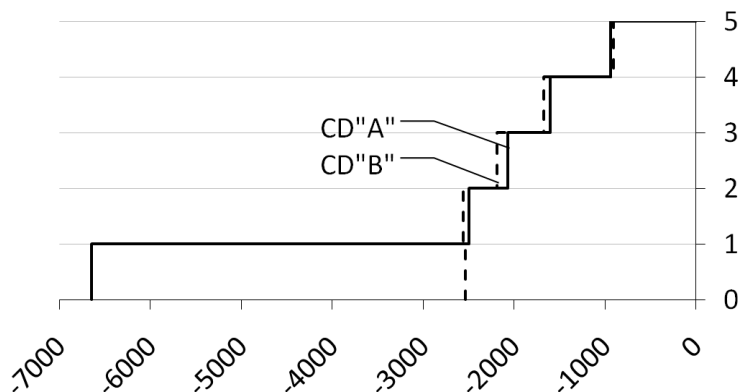


Figura 30 – Valori scalati del taglio resistente del calcestruzzo  $V_{Rcd}$  per la parete 33 nel caso di CD“A” e CD“B”

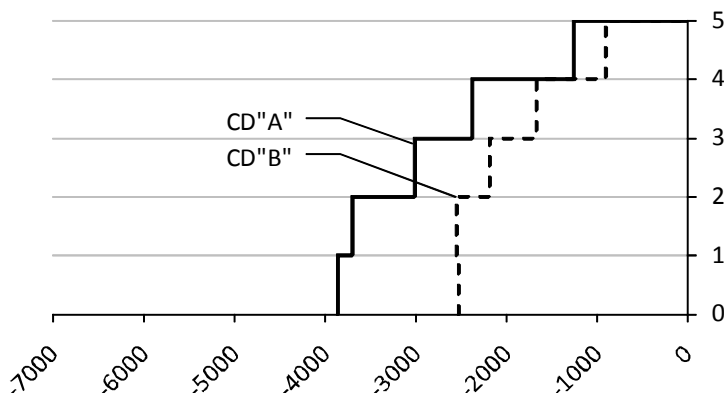


Figura 31 – Valori scalati del taglio resistente delle armature  $V_{Rsd}$  per la parete 33 nel caso di CD“A” e CD“B”

mente effetto solo ai due piani inferiori, dove è stato necessario infittire il passo delle armature a taglio orizzontali.

La Tabella 70 mostra in dettaglio il confronto tra le sezioni e le armature orizzontali reagenti a taglio ottenute piano per piano.

A seguire sono riportati i disegni esecutivi della parete 33 progettate ad alta e bassa duttilità, con le sezioni e il posizionamento dei ferri piano per piano, la vista frontale e la distinta delle armature. Si può in definitiva concludere che in presenza di strutture antisismiche a pareti

il progetto a bassa duttilità risulta vantaggioso, consentendo un consistente risparmio sulla dimensione delle sezioni trasversali in calcestruzzo e sull'armatura a taglio, sebbene comporti armature longitudinali più forti rispetto al caso di alta duttilità.

Tabella 70 – Confronto tra le armature a taglio per la parete 33 in CD“A” e CD“B”

Piano	CD“A”		CD“B”	
	Sezione	Armatura a taglio	Sezione	Armatura a taglio
V	30x600	$\Phi 12/25$	30x550	$\Phi 12/25$
IV	30x600	$\Phi 12/25$	30x550	$\Phi 12/25$
III	30x600	$\Phi 12/25$	30x550	$\Phi 12/25$
II	30x600	$\Phi 12/20$	30x550	$\Phi 12/25$
I	40x600	$\Phi 12/20$	30x550	$\Phi 12/25$

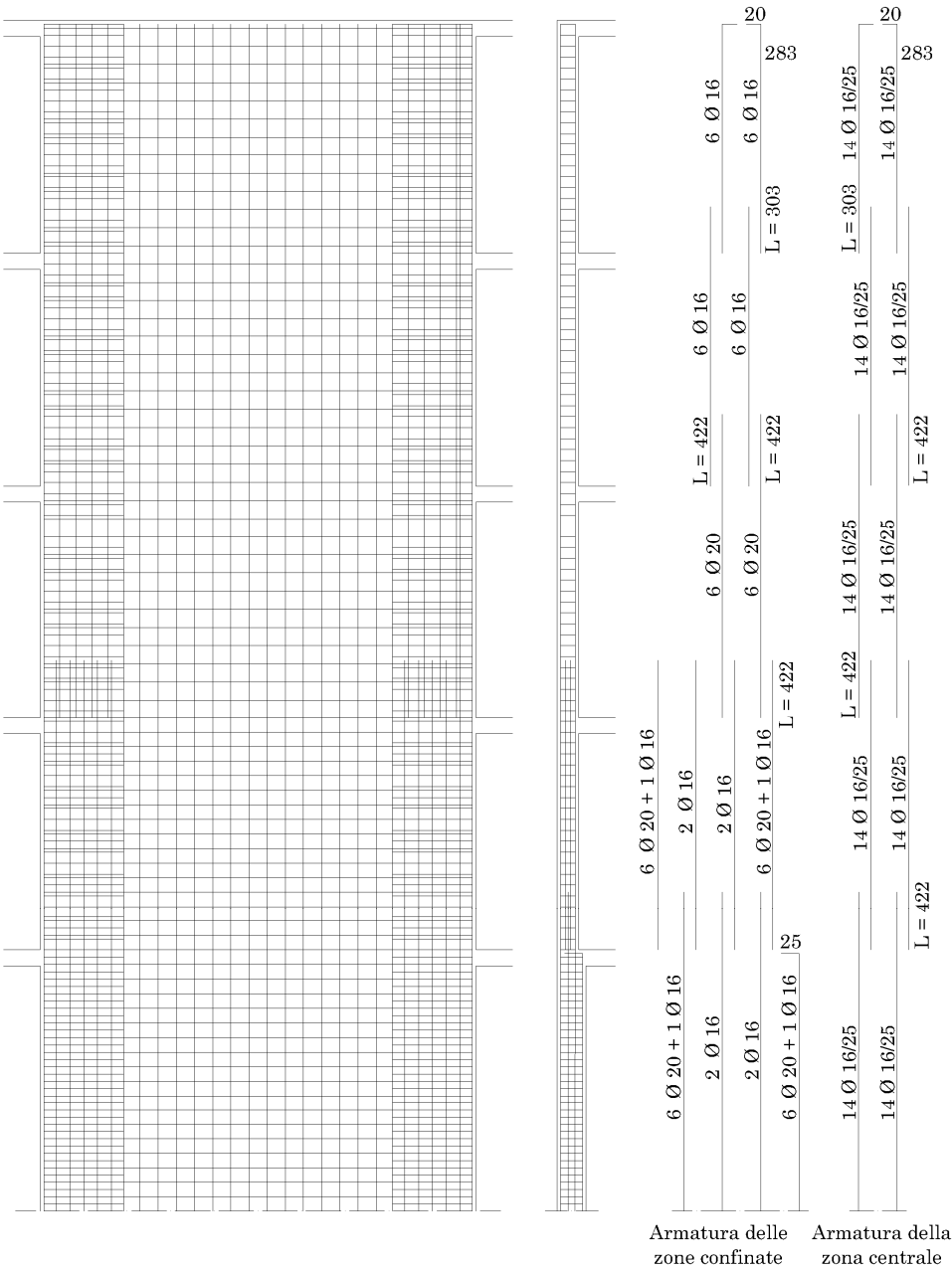


Figura 32 – Parete 33 e distinta delle armature per CD”A”

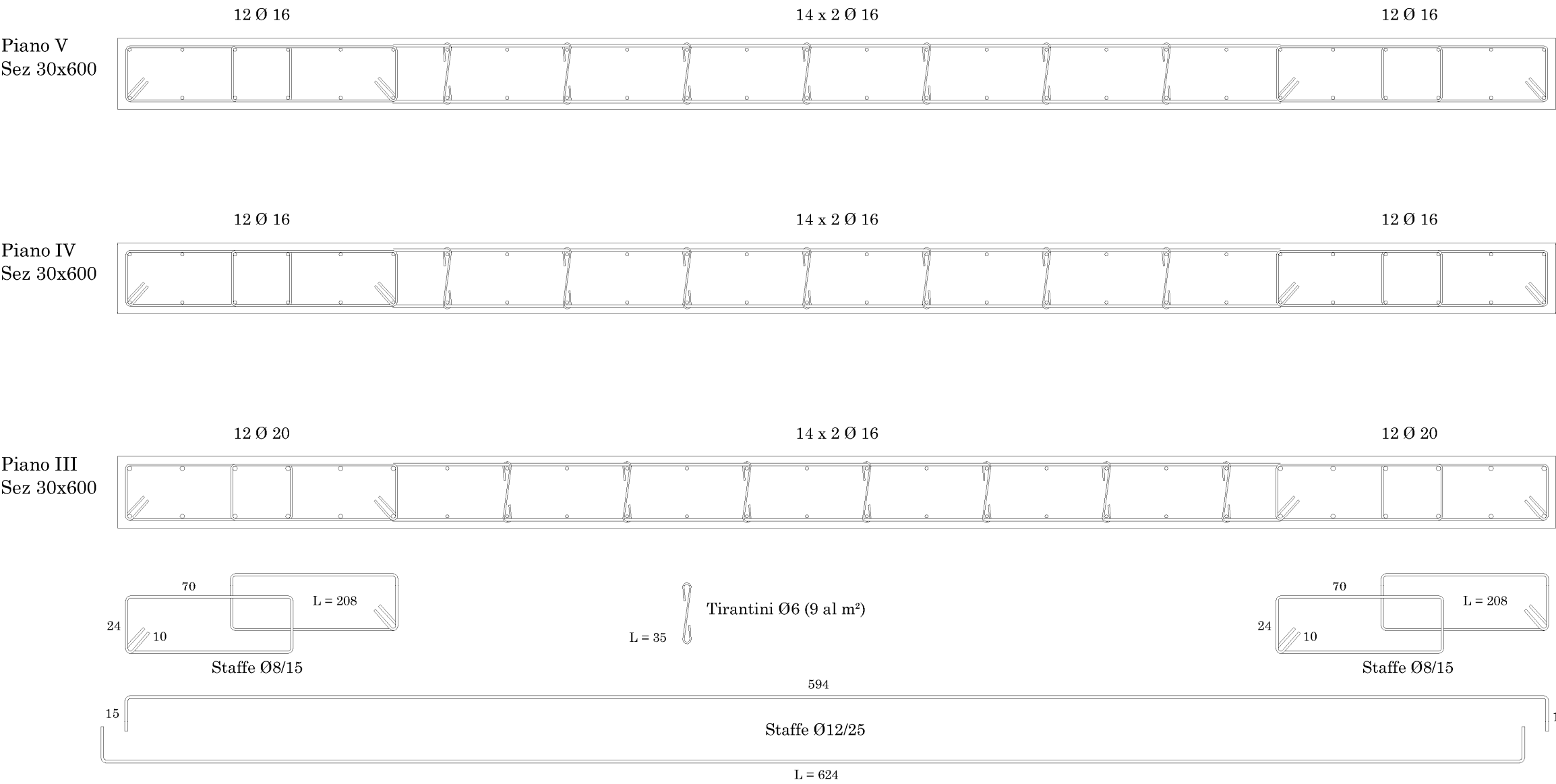
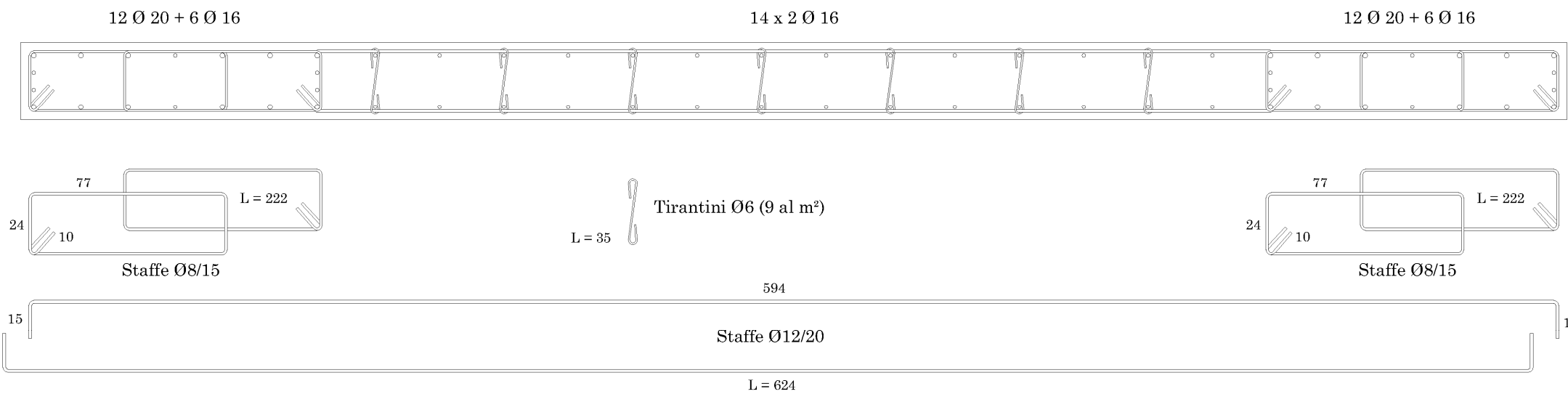


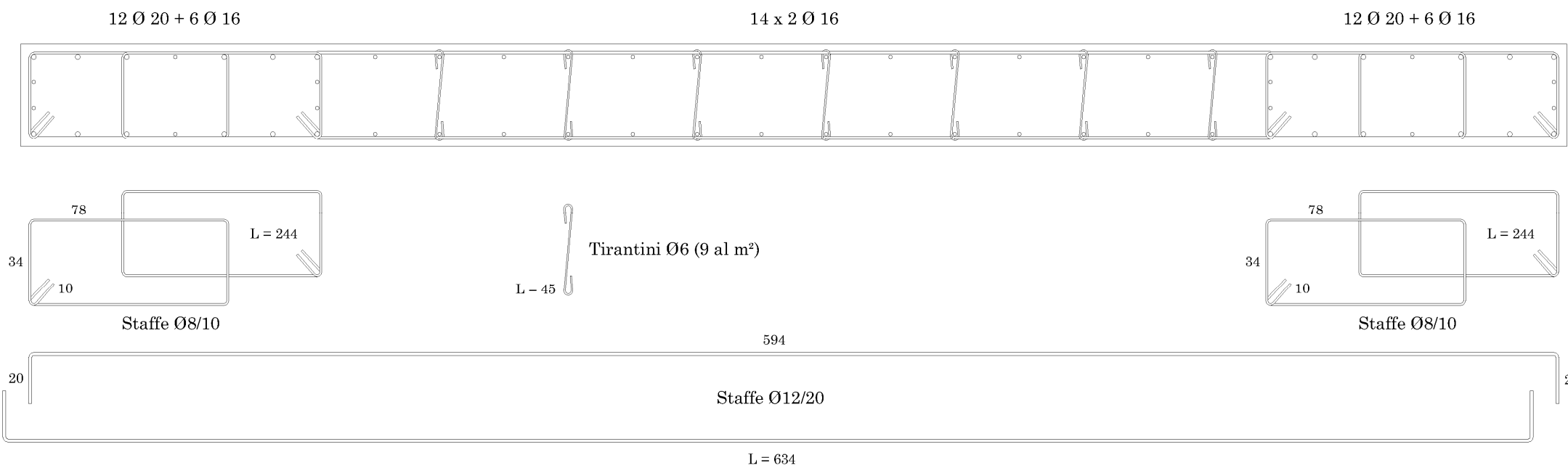
Figura 33 – Disegno esecutivo delle sezioni trasversali ad ogni piano della parete 33 per il progetto ad alta duttilità



Piano II  
Sez 30x600



Piano I  
Sez 40x600



Segue Figura 33 - Disegno esecutivo delle sezioni trasversali ad ogni piano della parete 33 per il progetto ad alta duttilità





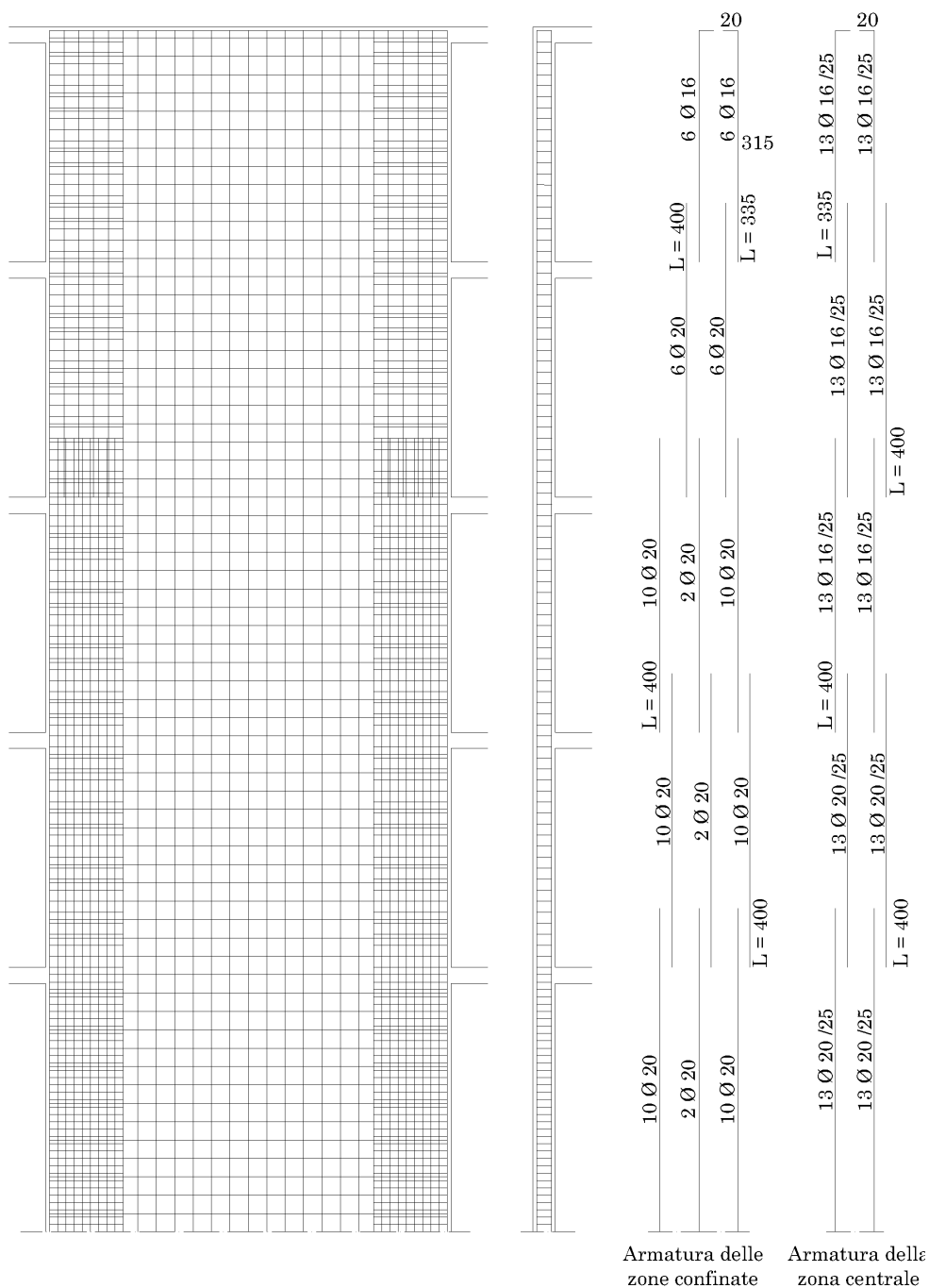


Figura 34 – Parete 33 e distinta delle armature per CD"B"



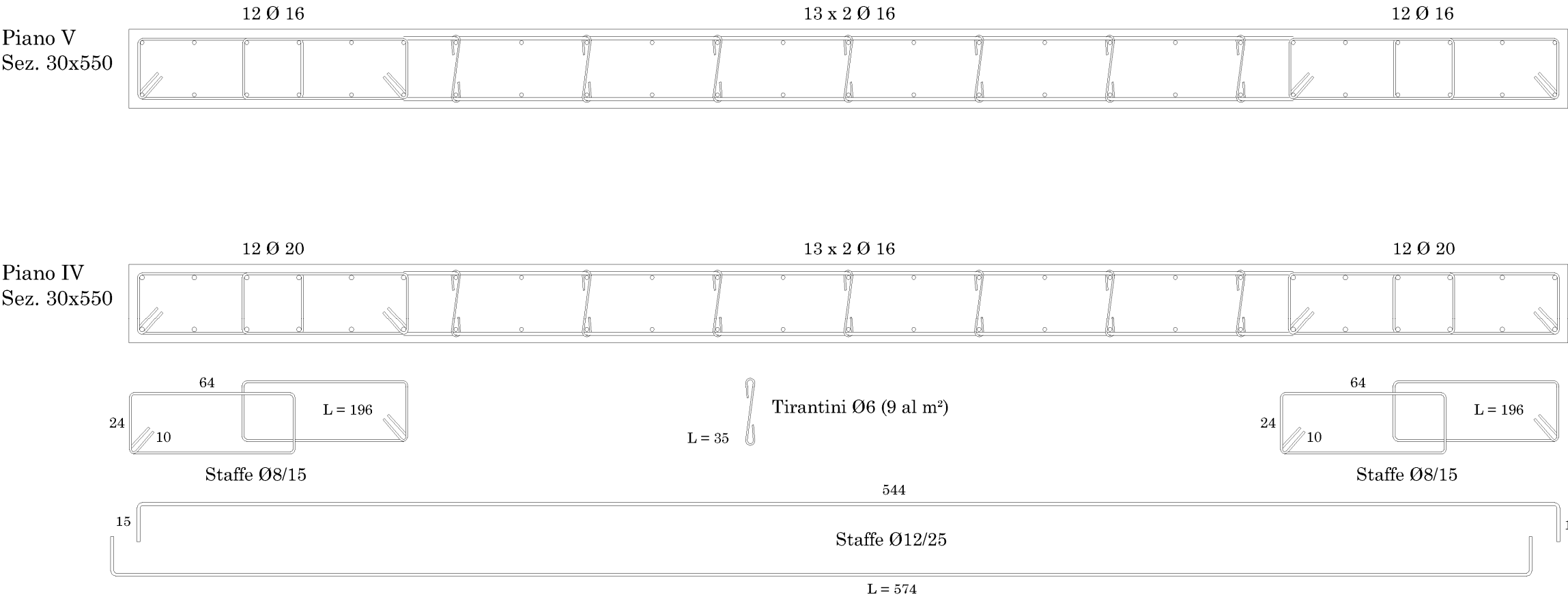


Figura 35 – Disegno esecutivo delle sezioni trasversali ad ogni piano della parete 33 per il progetto a bassa duttilità





Segue Figura 35 – Disegno esecutivo delle sezioni trasversali ad ogni piano della parete 33 per il progetto a bassa duttilità



## 5. Progetto delle restanti pareti della struttura in CD“B”

Sulla base delle conclusioni tratte nel precedente paragrafo, si è proseguito il progetto delle altre pareti della struttura secondo i criteri forniti dalla normativa per la bassa duttilità.

Nel seguito si riportano le combinazioni di caratteristiche della sollecitazione impiegate per la verifica e il progetto di ogni parete e le conseguenti armature disposte. Come per la parete 33, anche per le altre, tenendo conto dei limiti per la staffatura in zona confinata, sono stati disposti  $\Phi 8/10$  all'interno della zona critica e  $\Phi 8/15$  nella restante parte.

Per la parete 2, appartenente al telaio 6X, la sezione adottata nel progetto a bassa duttilità ha dimensioni 30x500; la lunghezza della zona confinata è di 100 cm; i dati del progetto sono mostrati nelle tabelle seguenti:

Tabella 71 - Momenti e sforzi normali sollecitanti, progetto delle armature longitudinali e momenti resistenti della parete 2 per CD“B”

Piano	Zona	$M_{Ed}$ [kNm]	$N_{Ed}$ [kN]	n	$\Phi$	n	$\Phi$	Strati	$M_{Rd}$ [kNm]
V	Conf.	4468.9	-119.0	12	16	-	-	-	8462.8
	Centr.			-	-	2	16	12	
IV	Conf.	6571.9	-233.4	12	16	-	-	-	8610.1
	Centr.			-	-	2	16	12	
III	Conf.	8674.9	-349.0	12	16	-	-	-	8690.4
	Centr.			-	-	2	16	12	
II	Conf.	10777.9	-467.1	12	20	-	-	-	11019.3
	Centr.			-	-	2	16	12	
I	Conf.	10777.9	-571.0	12	20	-	-	-	11237.5
	Centr.			-	-	2	16	12	

Tabella 72 – Taglio sollecitante e resistente della parete 2 per CD“B”

	V <sub>Ed</sub> [kN]	V <sub>Rcd</sub> [kN]	A <sub>st</sub> /s [cm <sup>2</sup> ]	Barre orizzontali	V <sub>Rsd</sub> [kN]	A <sub>par</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Barre verticali
V	437.4	3419.0	1.40	Φ12/25	2830.9	11.18	12x2 Φ16/25
IV	828.6	3437.3	2.65	Φ12/25	2830.9	21.18	12x2 Φ16/25
III	1101.7	3455.8	3.52	Φ12/25	2830.9	28.16	12x2 Φ16/25
II	1309.7	3474.7	4.18	Φ12/25	2830.9	33.47	12x2 Φ16/25
I	1366.5	3491.4	4.37	Φ12/25	2830.9	34.92	12x2 Φ16/25

Riguardo la verifica a scorrimento, la posizione normalizzata dell’asse neutro della sezione alla base vale  $\xi = 0.1653$ ; il coefficiente  $\eta$  è pari a 0.54, mentre lo sforzo normale di compressione al piano terra è di 571,0 kN. La resistenza a scorrimento, calcolata con questi valori, fornisce il seguente risultato:

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} = 1196.2 + 0 + 948.1 = 2144.4kN$$

Tale valore è superiore a quello del taglio sollecitante alla base, pari a 1366.5 kN e pertanto la verifica è soddisfatta.

La parete 16, inserita nel telaio 1Y, ha una sezione trasversale 30x450. La lunghezza della zona confinata è di 90 cm; i dati del progetto sono mostrati nella Tabella 73 e nella Tabella 74:

Tabella 73 – Momenti e sforzi normali sollecitanti, progetto delle armature longitudinali e momenti resistenti della parete 16 per CD“B”

Piano	Zona	M <sub>Ed</sub> [kNm]	N <sub>Ed</sub> [kN]	n	Φ	n	Φ	Strati	M <sub>Rd</sub> [kNm]
V	Conf.	6787.0	-101.7	12	16	-	-	-	7080.0
	Centr.			-	-	2	16	11	
IV	Conf.	9980.8	-193.4	16	20	-	-	-	10884.6
	Centr.			-	-	2	16	11	
III	Conf.	13174.7	-286.2	22	20	-	-	-	13662.0
	Centr.			-	-	2	16	11	
II	Conf.	16368.6	-381.7	26	20	-	-	-	17094.1
	Centr.			-	-	2	20	11	
I	Conf.	16368.6	-479.6	26	20	-	-	-	17255.6
	Centr.			-	-	2	20	11	



Tabella 74 – Taglio sollecitante e resistente della parete 16 per CD“B”

	V <sub>Ed</sub> [kN]	V <sub>Rcd</sub> [kN]	A <sub>st</sub> /s [cm <sup>2</sup> ]	Barre orizzontali	V <sub>Rsd</sub> [kN]	A <sub>par</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Barre verticali
V	682.2	3076.3	2.42	Φ12/25	2547.8	17.43	11x2 Φ16/25
IV	1362.4	3090.9	4.84	Φ12/25	2547.8	34.82	11x2 Φ16/25
III	1799.6	3105.8	6.39	Φ12/25	2547.8	45.99	11x2 Φ16/25
II	2138.4	3121.1	7.59	Φ12/25	2547.8	54.65	11x2 Φ20/25
I	2221.9	3136.7	7.89	Φ12/25	2547.8	56.78	11x2 Φ20/25

Ai fini della verifica a scorrimento, la posizione normalizzata dell'asse neutro della sezione alla base vale  $\xi = 0.2067$ ; il coefficiente  $\eta$  è pari a 0.54, mentre lo sforzo normale di compressione al piano terra è di 479,6 kN. La resistenza a scorrimento, calcolata con questi valori, fornisce il seguente risultato:

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} = 2249.0 + 0 + 1067.6 = 3316.6 \text{ kN}$$

Tale valore è superiore a quello del taglio sollecitante alla base, pari a 2221.9 kN e pertanto la verifica è soddisfatta.

Infine la parete 19, appartenente al telaio 8Y, ha anch'essa una sezione 30x450. La lunghezza della zona confinata è di 90 cm; i dati del progetto sono riportati nelle seguenti tabelle:

Tabella 75 - Momenti e sforzi normali sollecitanti, progetto delle armature longitudinali e momenti resistenti della parete 19 per CD“B”

Piano	Zona	M <sub>Ed</sub> [kNm]	N <sub>Ed</sub> [kN]	n	Φ	n	Φ	Strati	M <sub>Rd</sub> [kNm]
V	Conf.	7432.2	101.0	14	16	-	-	-	7632.3
	Centr.			-	-	2	16	11	
IV	Conf.	10929.7	186.0	18	20	-	-	-	11742.2
	Centr.			-	-	2	16	11	
III	Conf.	14427.3	272.9	22	20	-	-	-	15173.3
	Centr.			-	-	2	20	11	
II	Conf.	17924.8	363.7	30	20	-	-	-	18824.4
	Centr.			-	-	2	20	11	
I	Conf.	17924.8	460.0	30	20	-	-	-	18985.0
	Centr.			-	-	2	20	11	

Tabella 76 – Taglio sollecitante e resistente della parete 19 per CD“B”

	$V_{Ed}$ [kN]	$V_{Rcd}$ [kN]	$A_{st}/s$ [cm <sup>2</sup> ]	Barre orizzontali	$V_{Rsd}$ [kN]	$A_{par}$ [cm <sup>2</sup> ]	Barre verticali
V	687.7	3189.5	2.44	Φ12/25	2547.8	17.57	11x2 Φ16/25
IV	1381.6	3308.6	4.90	Φ12/25	2547.8	35.31	11x2 Φ16/25
III	1840.2	3427.1	6.53	Φ12/25	2547.8	47.03	11x2 Φ20/25
II	2189.8	3544.3	7.77	Φ12/25	2547.8	55.96	11x2 Φ20/25
I	2313.7	3357.5	8.21	Φ12/25	2547.8	59.13	11x2 Φ20/25

Per la verifica a scorrimento, la posizione normalizzata dell'asse neutro della sezione alla base vale  $\xi = 0.2074$ ; il coefficiente  $\eta$  è pari a 0.54, mentre lo sforzo normale di compressione al piano terra è di 460,0 kN. La resistenza a scorrimento, calcolata con questi valori, fornisce il seguente risultato:

$$V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} = 2492.2 + 0 + 1071.0 = 3563.2 \text{ kN}$$

Tale valore è superiore a quello del taglio sollecitante alla base, pari a 2313.7 kN e pertanto la verifica è soddisfatta.

## Capitolo 7

# CONSIDERAZIONI SULLO SCHEMA STRUTTURALE

### 1. Verifiche allo Stato Limite di Danno

Il progetto e la verifica dei vari elementi della struttura, portati avanti nel capitolo precedente sia nel caso di alta che di bassa duttilità, hanno condotto ad effettuare alcune modifiche sullo schema geometrico iniziale. La conferma dell'idoneità dei risultati ottenuti richiede tuttavia che siano effettuati controlli sugli spostamenti massimi prodotti da un sisma di moderata entità, ovvero la verifica allo SLD. Come detto al Capitolo 1 infatti, uno degli obiettivi di una buona progettazione è che eventi sismici modesti non provochino danni agli elementi non strutturali. Per verificare che ciò non accada, la normativa invita a confrontare lo spostamento di interpiano generato da un terremoto prescritto con il limite dato in funzione dell'altezza dei piani. Per l'oggetto di studio, tale confronto è stato effettuato nella fase successiva al dimensionamento ma, per ragioni di chiarezza e logica espositive, è riportato di seguito.

I parametri sismici da impiegare per il sito di progetto, per un tempo di ritorno  $T_R$  di 50 anni richiesto dallo SLD, sono riportati in Tabella 4. Lo spettro di risposta che se ne ricava, già mostrato nella Figura 13, fornisce, in corrispondenza del periodo proprio della struttura  $T_1 = 0.407$  s, un'accelerazione spettrale  $S_e = 0.285$ .

Nel progetto modificato per adempiere alle prescrizioni dell'alta duttilità, questo valore induce un taglio alla base  $F_h$ , valutato con la

(13), pari a 4410.2 kN, che ripartito linearmente lungo l'altezza della struttura determina le forze da applicare ad ogni impalcato, riportate nella seguente tabella:

Tabella 77 – Pesi degli impalcati e forze orizzontali agenti per CD“A” allo SLD

Piano	Superficie [m <sup>2</sup> ]	Peso W [kN]	Quota z [m]	Wz [kNm]	Forza F [kN]	Taglio V [kN]
V+torrino	379.9	3307	16.40	54227	1321.6	1321.6
VI	323.5	3805	13.20	50229	1224.2	2545.8
III	323.5	3805	10.00	38052	927.4	3473.2
II	323.5	3805	6.80	25876	630.7	4103.9
I	263.2	3492	3.60	12570	306.4	4410.3
TOTALE		18214		180954	4410.3	

Risolvendo lo schema con le forze sopra citate e applicando agli spostamenti ottenuti la formula di Rayleigh (14), si ottiene una stima più precisa del periodo della struttura nelle due direzioni:

$$T_{1X} = 0.290 \text{ s}$$

$$T_{1Y} = 0.315 \text{ s}$$

Entrambi i periodi sono ancora compresi tra  $T_B$  e  $T_C$  e pertanto si collocano nella parte piatta dello spettro; ciò indica che i valori della pseudo accelerazione spettrale assunti in prima approssimazione sono esatti. Il massimo spostamento di interpiano si ha all'ultimo livello in corrispondenza del telaio 7; la Tabella 78 mostra i contributi dati dalle quattro componenti del sisma: le due forze ortogonali e le due coppie rappresen-

Tabella 78 – Componenti da sisma dello spostamento relativo [mm] tra gli ultimi due impalcati in corrispondenza del telaio 7

Piano	$F_x$	$F_y$	Coppia( $F_x$ )	Coppia( $F_y$ )	$d_r \text{ tot}$
V+torrino	0.156	2.808	0.159	0.234	3.137
VI	0.164	2.784	0.157	0.231	3.111
III	0.157	2.511	0.141	0.208	2.808
II	0.126	1.895	0.106	0.156	2.121
I	0.069	0.944	0.052	0.077	1.057

tative dell'eccentricità accidentale; l'ultimo valore riportato rappresenta la combinazione di tali schemi base.

L'espressione fornita dalla normativa per la determinazione del valore limite è:

$$d_r < 0.005h \quad (31)$$

Poiché per la struttura in esame l'altezza  $h$  di interpiano è di 3.2 m, lo spostamento relativo massimo ammissibile è pari a 16 mm e dunque la verifica è soddisfatta.

Il medesimo valore della pseudo accelerazione spettrale,  $S_e = 0.285$ , può essere utilizzato per eseguire la verifica nel caso di bassa duttilità. Il taglio alla base  $F_h$ , valutato con la (13), è in questo caso pari a 4339.1 kN, che ripartito linearmente lungo l'altezza da:

Tabella 79 – Pesi degli impalcati e forze orizzontali agenti per CD“B” allo SLD

Piano	Superficie [m <sup>2</sup> ]	Peso W [kN]	Quota z [m]	Wz [kNm]	Forza F [kN]	Taglio V [kN]
V+torrino	379.9	3275	16.40	53710	1307.20	1307.20
VI	323.5	3742	13.20	49398	1202.30	2509.50
III	323.5	3742	10.00	37422	910.80	3420.30
II	323.5	3742	6.80	25447	619.30	4039.60
I	263.2	3418	3.60	12305	299.50	4339.10
TOTALE		17920		178282	4339.10	

La stima periodo della struttura nelle due direzioni con la (14), fornisce:

$$T_{1x} = 0.320 \text{ s}$$

$$T_{1y} = 0.394 \text{ s}$$

Anche in questo caso la pseudo accelerazione spettrale assunta inizialmente è esatta. Lo spostamento di interpiano all'ultimo livello del telaio 7 vale:

Tabella 80 – Componenti da sisma dello spostamento relativo [mm] tra gli ultimi due impalcati in corrispondenza del telaio 7

Piano	$F_x$	$F_y$	Coppia( $F_x$ )	Coppia( $F_y$ )	$d_{r\text{ tot}}$
V+torrino	0.321	4.405	0.252	0.371	4.948
VI	0.329	4.368	0.249	0.366	4.907
III	0.310	3.978	0.226	0.332	4.471
II	0.251	3.087	0.175	0.257	3.472
I	0.144	1.61	0.093	0.136	1.817

Sebbene gli spostamenti siano più grandi di circa il 50% rispetto a quelli ottenuti con il progetto ad alta duttilità, si tratta di valori ancora ben lontani dal limite di normativa di 16 mm.

## 2. Modellazione del materiale

Modellare una struttura implica sempre la scelta tra molteplici schemi più o meno semplificati. Un modello di calcolo strettamente aderente alla realtà non solo è difficile da conseguire, ma, nella maggior parte dei casi, risulta anche così articolato da rendere arduo il computo di risultati poi difficilmente verificabili. Nella struttura qui analizzata si è assunta fino ad ora, per le pareti in calcestruzzo armato, una rigidezza corrispondente a quella della sola sezione geometrica. Adesso, al fine di valutare l'attendibilità dei risultati ottenuti, si ritiene opportuno effettuare ulteriori analisi con modellazioni differenti del materiale, considerando in particolare il momento d'inerzia della sezione reagente omogeneizzata e la relativa area a taglio.

### 2.1. Risoluzione dello schema con pareti fessurate

Nell'introdurre il concetto di fessurazione del calcestruzzo nella modellazione, l'attenzione è stata rivolta in modo particolare alle pareti, elementi che condizionano in modo preponderante la reazione della struttura al sisma. Note le caratteristiche della sollecitazione cui ciascun elemento è sottoposto, è stato possibile, operando al secondo stadio, indi-

viduare la posizione dell'asse neutro della sezione trasversale al variare dell'altezza. Ciò ha consentito di stabilire, per ogni parete e piano, qual è la porzione reagente di calcestruzzo e dunque di valutare momento d'inerzia e area a taglio dell'intera sezione in modo più realistico.

Per la determinazione della posizione dell'asse neutro è stato impiegato un foglio di calcolo nel quale sono state inserite le caratteristiche geometriche e materiche della sezione, specificando la quantità e la posizione dei singoli strati di armatura. Ritenendo il comportamento del calcestruzzo da secondo stadio, ovvero assumendo un modello lineare non reagente a trazione, si sono assunti come valori limite ammissibili delle tensioni:  $\sigma_s = 255$  MPa per l'acciaio delle armature e  $\sigma_c = 9.75$  MPa per il calcestruzzo di classe C25/30. Inoltre si è adottato un duplice valore del coefficiente di omogeneizzazione dalle armature al fine di tener conto della possibile presenza di carichi sia di breve che di lunga durata, prendendo poi i risultati più sfavorevoli. Si è impiegato nel primo caso  $n = 6.35$ , dato dal rapporto tra il modulo di elasticità dell'acciaio,  $E_s = 200000$  MPa, e quello del calcestruzzo,  $E_c = 31500$  MPa, mentre nel secondo caso è stato adottato il valore  $n = 15$ . Impo-  
nendo quindi il raggiungimento del limite alle armature tese o al calcestruzzo compresso si è individuato l'andamento delle tensioni corrispondente all'esatto sforzo normale di ogni sezione, rintracciando così la posizione dell'asse neutro. Con questo dato si è ricavata l'area della sezione reagente omogeneizzata e il relativo momento d'inerzia. Si osserva in generale una maggiore riduzione della rigidezza in corrispondenza del coefficiente di omogeneizzazione per carichi di breve durata, condizione tra l'altro verosimile per la natura impulsiva del sisma. Il momento d'inerzia delle sezioni fessurate oscilla tra il 55% e il 35% dell'inerzia delle corrispondenti sezioni geometriche; la riduzione più forte si manifesta ai piani superiori dove, a causa del blando sforzo normale di compressione, solo una modesta porzione di calcestruzzo è reagente. Si ricordi che la normativa consente di ridurre la rigidezza delle sezioni al 50%, mentre in questa sede si è arrivati a riduzioni più forti.

Per descrivere il comportamento della sezione fessurata è stato quindi necessario valutare l'area a taglio equivalente:

$$A_V = \frac{V^2}{\int_A \tau^2 dA} \quad (32)$$

dove  $V$  è il taglio sollecitante della sezione, mentre la tensione tangenziale  $\tau$  è stata ricavata come media dei valori ottenuti dalla formula di Jourawski applicata alle corde in corrispondenza di ogni strato di armatura:

$$\tau_{yz} = \frac{V \cdot S_x}{b \cdot I_x} \quad (33)$$

Le figure seguenti mostrano l'andamento delle tensioni tangenziali sul-

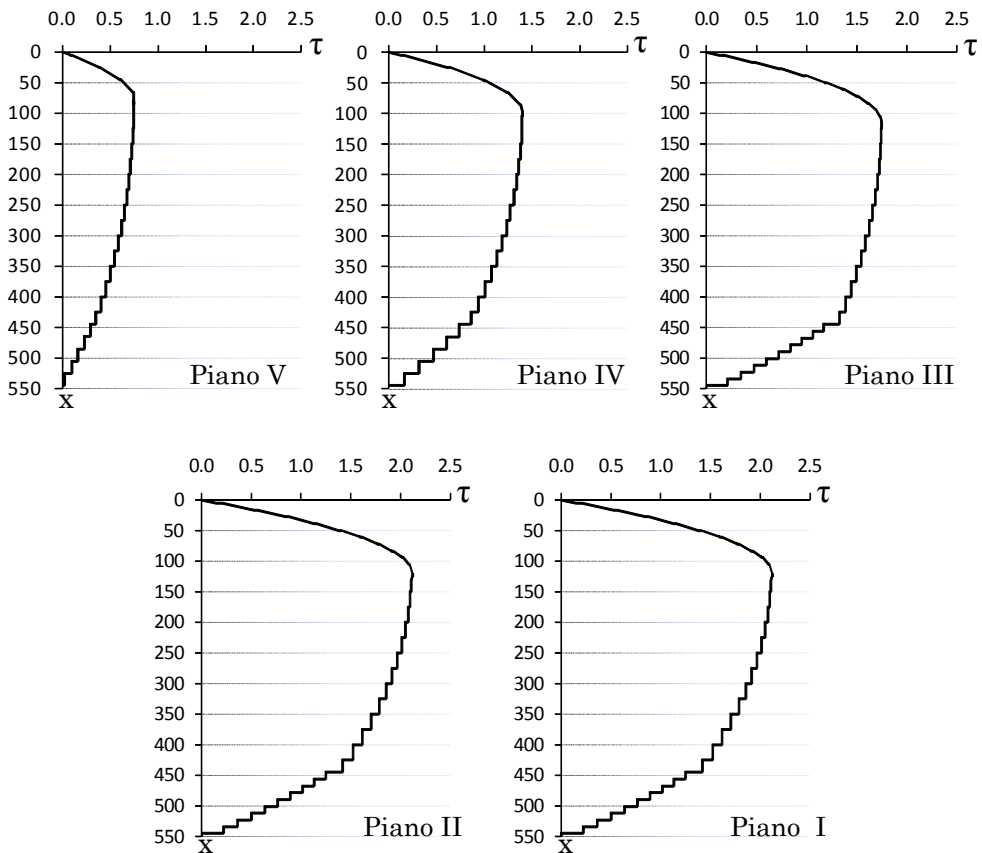


Figura 36 – Diagrammi delle tensioni tangenziali per le sezioni ai diversi piani della parete 33



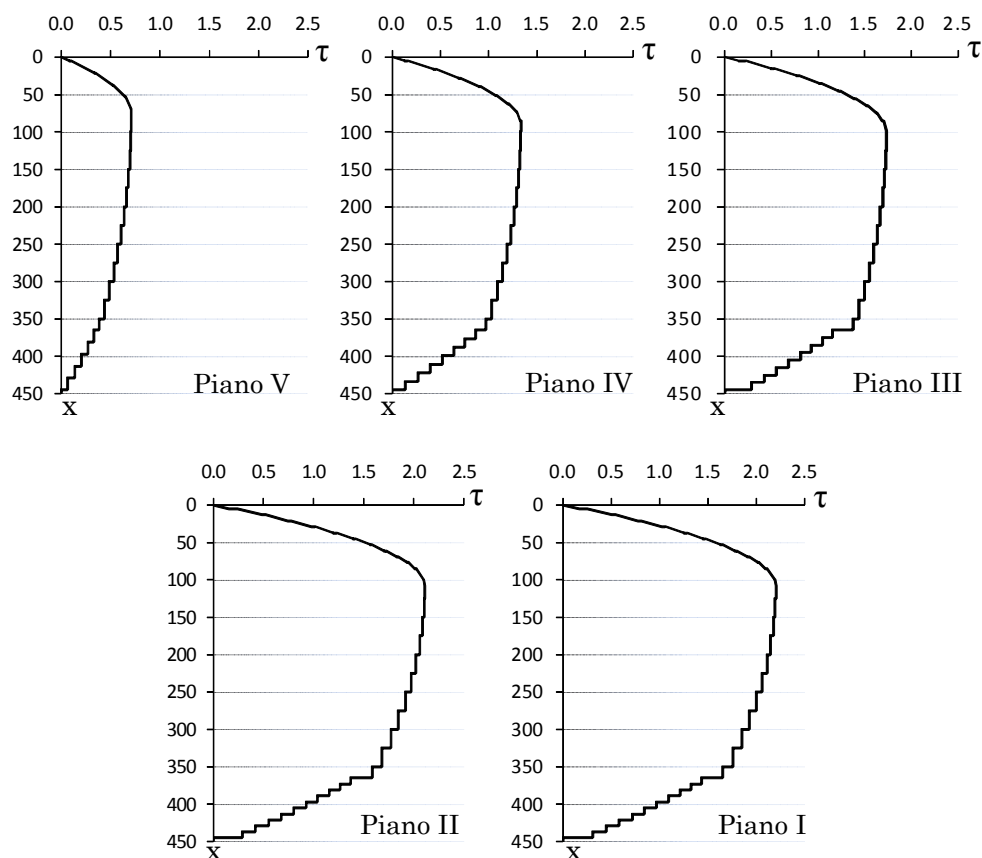


Figura 37 – Diagrammi delle tensioni tangenziali per le sezioni ai diversi piani della parete 16

la sezione trasversale delle pareti.

Si osserva il caratteristico andamento parabolico nel tratto dove il calcestruzzo compresso lavora e costante al di sotto dell'asse neutro, con salti lungo tutta la sezione, localizzati in corrispondenza delle armature. Procedendo dal primo livello verso l'altro, inoltre, l'area diminuisce la tensione tangenziale media sulle sezioni e cresce la corrispondente area a taglio equivalente. A titolo esemplificativo, nelle figure di cui sopra sono stati riportati dei diagrammi che mostrano l'andamento delle  $\tau$  lungo l'altezza delle sezioni trasversali di due pareti, una per direzione. In definitiva si può concludere che il modello fessurato applicato alle

pareti determina una riduzione del momento d'inerzia e un incremento dell'area a taglio, che si accentuano procedendo dal basso verso l'alto.

Con riferimento all'espressione (33), si osserva l'incremento dell'area a taglio, nonostante crescano sia il taglio sollecitante che la tensione tangenziale. Dalla Tabella 81 alla Tabella 86 è riepilogato il

Tabella 81 – Momento d'inerzia, area e area a taglio nei modelli fessurato e non per la parete 33

		I [m <sup>4</sup> ]	Δ%	A[m <sup>2</sup> ]	A <sub>v</sub> [m <sup>4</sup> ]
Sezione geometrica		4.159		1.650	1.375
Sezioni fessurate	Piano V	1.535	36.9%	0.308	1.631
	Piano IV	1.835	44.1%	0.389	1.441
	Piano III	2.194	52.8%	0.491	1.454
	Piano II	2.270	54.6%	0.537	1.449
	Piano I	2.287	55.0%	0.546	1.449

Tabella 82 – Momento d'inerzia, area e area a taglio nei modelli fessurato e non per la parete 2

		I [m <sup>4</sup> ]	Δ%	A[m <sup>2</sup> ]	A <sub>v</sub> [m <sup>4</sup> ]
Sezione geometrica		3.125		1.500	1.250
Sezioni fessurate	Piano V	1.198	38.4%	0.294	1.295
	Piano IV	1.253	40.1%	0.313	1.292
	Piano III	1.303	41.7%	0.332	1.286
	Piano II	1.474	47.2%	0.393	1.278
	Piano I	1.494	47.8%	0.402	1.255

Tabella 83 – Momento d'inerzia, area e area a taglio nei modelli fessurato e non per la parete 16

		I [m <sup>4</sup> ]	Δ%	A[m <sup>2</sup> ]	A <sub>v</sub> [m <sup>4</sup> ]
Sezione geometrica		2.278		1.350	1.125
Sezioni fessurate	Piano V	0.906	39.8%	0.277	1.186
	Piano IV	1.152	50.6%	0.379	1.198
	Piano III	1.280	56.2%	0.434	1.197
	Piano II	1.384	60.8%	0.498	1.182
	Piano I	1.393	61.2%	0.506	1.175

Tabella 86 – Momento d'inerzia, area e area a taglio nei modelli fessurato e non per la parete 19

		I [m <sup>4</sup> ]	Δ%	A[m <sup>2</sup> ]	A <sub>v</sub> [m <sup>4</sup> ]
Sezioni geometriche		2.278		1.350	1.125
Sezioni fessurate	Piano V	0.953	41.8%	0.296	1.194
	Piano IV	1.191	52.3%	0.395	1.192
	Piano III	1.306	57.4%	0.459	1.187
	Piano II	1.448	63.5%	0.524	1.186
	Piano I	1.456	63.9%	0.531	1.179

confronto tra le caratteristiche di ogni parete ottenute con il modello iniziale in presenza di calcestruzzo integro e con quello fessurato.

## 2.2. Valutazione dell'effetto della fessurazione su rigidità e periodo della struttura

Utilizzando i suddetti parametri per descrivere la struttura con le pare-

Tabella 84 – Spostamenti assoluti dei telai in direzione x sotto l'applicazione delle forze di piano F<sub>x</sub> per CD“B” nel modello fessurato

Piano	Tel 1	Tel 2	Tel 3	Tel 4	Tel 5	Tel 6
V	16.067	15.398	15.108	14.758	14.226	13.678
VI	12.010	11.499	11.279	11.012	10.606	10.188
III	7.981	7.634	7.484	7.302	7.026	6.741
II	4.317	4.123	4.040	3.938	3.784	3.625
I	1.475	1.406	1.376	1.340	1.286	1.229

Tabella 85 – Spostamenti assoluti dei telai in direzione y sotto l'applicazione delle forze di piano F<sub>y</sub> per CD“B” nel modello fessurato

P.	Tel 7	Tel 8	Tel 9	Tel 10	Tel 11	Tel 12	Tel 13	Tel 14
V	20.690	21.053	21.207	21.346	21.578	21.825	22.149	22.426
VI	15.443	15.692	15.798	15.894	16.053	16.223	16.446	16.636
III	10.240	10.389	10.453	10.510	10.605	10.707	10.840	10.955
II	5.514	5.585	5.615	5.643	5.688	5.737	5.800	5.855
I	1.863	1.884	1.893	1.901	1.914	1.928	1.947	1.963

ti fessurate, è stata ripetuta nuovamente la risoluzione dello schema di calcolo con il programma Tel2008. I valori di spostamento che si ottengono nelle due direzioni, riportati nella Tabella 84 e nella Tabella 85, mostrano un deciso incremento rispetto ai risultati tratti dal precedente modello (paragrafo 3.2 del Capitolo 4). Ciò è conseguenza diretta della riduzione di rigidità considerata per le pareti, principali elementi resistenti nei confronti di azioni orizzontali. L'intera struttura mostra un'accresciuta deformabilità e fa presupporre coerentemente un aumento del periodo fondamentale, valutabile con la (14). Tale incremento potrebbe portare a valori inferiori della pseudo accelerazione spettrale e dunque a forze di progetto meno intense. È pertanto necessario verificare come varia il periodo della struttura; operando allo SLU le forze e i pesi degli impalcati da utilizzare sono:

Tabella 87 – Pesi degli impalcati e forze orizzontali agenti allo SLU per CD“B” sul modello fessurato

Piano	Superficie [m <sup>2</sup> ]	Peso W [kN]	Quota z [m]	Wz [kNm]	Forza F [kN]	Taglio V [kN]
V+torrino	379.9	3275	16.40	53710	1233.50	1233.50
VI	323.5	3742	13.20	49398	1134.50	2368.00
III	323.5	3742	10.00	37422	859.50	3227.50
II	323.5	3742	6.80	25447	584.40	3811.90
I	263.2	3418	3.60	12305	282.60	4094.50
TOTALE		17920		178282	4094.50	

I valori che si ricavano sono i seguenti:

$$T_{1X} = 0.387 \text{ s}$$

$$T_{1Y} = 0.459 \text{ s}$$

a fronte di quelli precedenti, relativi al modello non fessurato, pari a:

$$T_{1X} = 0.330 \text{ s}$$

$$T_{1Y} = 0.406 \text{ s}$$

Pur essendo considerevole, l'aumento del periodo non è tale da comportare una riduzione delle forze di progetto, poiché entrambi i valori ricadono ancora all'interno del tratto costante dello spettro di normativa, compreso tra  $T_B = 0.177 \text{ s}$  e  $T_C = 0.530 \text{ s}$ .

### 2.3. Verifica allo Stato Limite di Danno

Rilevato nel paragrafo precedenti il sostanziale aumento degli spostamenti, si ritiene necessario procedere alla verifica dello SLD con i nuovi parametri della struttura. Le forze applicate, corrispondenti alla pseudo accelerazione spettrale  $S_e = 0.285$ , sono le medesime riportate nella Tabella 79. I contributi di spostamento dati dalle quattro componenti del sisma e la loro combinazione sono di seguito riportati:

Tabella 88 – Componenti da sisma dello spostamento relativo [mm] tra gli ultimi due impalcati in corrispondenza del telaio 7

Piano	$F_x$	$F_y$	Coppia( $F_x$ )	Coppia( $F_y$ )	$d_r \text{ tot}$
V+torrino	0.361	5.525	0.391	0.575	6.326
VI	0.373	5.478	0.383	0.564	6.269
III	0.354	4.976	0.344	0.506	5.691
II	0.290	3.843	0.262	0.386	4.395
I	0.161	1.962	0.133	0.195	2.245

Come già calcolato, il massimo spostamento relativo ammissibile è pari a 16 mm e dunque la verifica è soddisfatta.

### 2.4. Valutazione dell'effetto della fessurazione sugli elementi strutturali

Operando adesso allo SLU, si prosegue controllando, per ogni categoria di elementi strutturali, le variazioni riscontrabili nelle caratteristiche della sollecitazione. A questo scopo occorre combinare opportunamente i risultati degli schemi base, come già esposto in precedenza.

Per le pareti, dall'analisi dei risultati e dalla comparazione con quelli riportati al paragrafo 3 del Capitolo 6, inerenti la struttura con il calcestruzzo interamente reagente, emerge una riduzione dei momenti sollecitanti che si attesta attorno al 20%. Lo sgravio della sollecitazione su questi elementi implica la possibilità di ridurre le armature flessionali, concretizzata nel nuovo dimensionamento condotto. Le tabelle seguenti riportano per ognuna delle quattro pareti: i valori di momento e sforzo normale sollecitanti; le armature da disporre, valutate con il pro-

gramma EC2, e il momento resistente esplicato dalle sezioni così armate.

Tabella 89 - Momenti e sforzi normali sollecitanti, progetto delle armature longitudinali e momenti resistenti della parete 33 nel modello fessurato

Piano	Zona	$M_{Ed}$ [kNm]	$N_{Ed}$ [kN]	n	$\Phi$	n	$\Phi$	Strati	$M_{Rd}$ [kNm]
V	Conf.	6713.9	114.2	12	16	-	-	-	9599.7
	Centr.			-	-	2	16	13	
IV	Conf.	9873.4	222.8	14	16	-	-	-	10423.6
	Centr.			-	-	2	16	13	
III	Conf.	13032.9	332.4	14	20	-	-	-	13319.8
	Centr.			-	-	2	16	13	
II	Conf.	16192.4	445.7	16	20	-	-	-	16865.1
	Centr.			-	-	2	20	13	
I	Conf.	16192.4	546.9	16	20	-	-	-	17064.7
	Centr.			-	-	2	20	13	

Tabella 90 - Momenti e sforzi normali sollecitanti, progetto delle armature longitudinali e momenti resistenti della parete 2 nel modello fessurato

Piano	Zona	$M_{Ed}$ [kNm]	$N_{Ed}$ [kN]	n	$\Phi$	n	$\Phi$	Strati	$M_{Rd}$ [kNm]
V	Conf.	3247.5	111.5	12	16	-	-	-	8590.3
	Centr.			-	-	2	16	12	
IV	Conf.	4775.7	217.8	12	16	-	-	-	8783.8
	Centr.			-	-	2	16	12	
III	Conf.	6303.9	325.9	12	16	-	-	-	8892.1
	Centr.			-	-	2	16	12	
II	Conf.	7832.1	437.8	12	16	-	-	-	8968.3
	Centr.			-	-	2	16	12	
I	Conf.	7832.1	537.7	12	20	-	-	-	11611.5
	Centr.			-	-	2	16	12	

Tabella 91 - Momenti e sforzi normali sollecitanti, progetto delle armature longitudinali e momenti resistenti della parete 16 nel modello fessurato

Piano	Zona	$M_{Ed}$ [kNm]	$N_{Ed}$ [kN]	n	$\Phi$	n	$\Phi$	Strati	$M_{Rd}$ [kNm]
V	Conf.	5499.4	97.6	12	16	-	-	-	7113.3
	Centr.			-	-	2	16	11	
IV	Conf.	8087.3	184.8	12	20	-	-	-	9131.7
	Centr.			-	-	2	16	11	
III	Conf.	10675.2	273.5	16	20	-	-	-	11004.3
	Centr.			-	-	2	16	11	
II	Conf.	13263.2	365.5	18	20	-	-	-	13550.8
	Centr.			-	-	2	20	11	
I	Conf.	13263.2	461.0	18	20	-	-	-	13702.4
	Centr.			-	-	2	20	11	

Tabella 92 - Momenti e sforzi normali sollecitanti, progetto delle armature longitudinali e momenti resistenti della parete 19 nel modello fessurato

Piano	Zona	$M_{Ed}$ [kNm]	$N_{Ed}$ [kN]	n	$\Phi$	n	$\Phi$	Strati	$M_{Rd}$ [kNm]
V	Conf.	6583.4	91.1	12	16	-	-	-	7066.3
	Centr.			-	-	2	16	11	
IV	Conf.	9681.4	165.8	14	20	-	-	-	9941.3
	Centr.			-	-	2	16	11	
III	Conf.	12779.5	243.3	18	20	-	-	-	13375.7
	Centr.			-	-	2	20	11	
II	Conf.	15877.5	326.5	24	20	-	-	-	16115.8
	Centr.			-	-	2	20	11	
I	Conf.	15877.5	418.1	24	20	-	-	-	16261.2
	Centr.			-	-	2	20	11	

Se la fessurazione dei principali elementi resistenti al sisma ne riduce la rigidità e dunque il carico da sisma assorbito, a risentire negativamente delle conseguenze sono in generale travi e pilastri, chiamati ad incrementare il contributo fornito per la risposta dell'intera struttura.

Per la verifica sommaria del comportamento delle travi si consideri quella maggiormente sollecitata, già individuata al Capitolo 5 nella 12-13 al quarto piano. I valori del momento flettente ai due estremi sono riportati a seguire:

Tabella 93 – Momento sollecitante agli estremi della trave 12-13 al piano IV nello schema con pareti fessurate

	Momento sollecitante	
	12	13
$F_x$	21.54	-21.64
$F_y$	-0.96	0.96
$M(F_x)$	-0.59	0.59
$M(F_y)$	-0.86	0.87
CV in presenza di sisma	-46.91	48.49
Solo CV	-74.92	-77.16
Sisma X	22.13	-22.23
Sisma Y	-1.82	1.83
CV+Sisma X+Sisma Y	69.59	-71.27

Si osservano momenti flettenti di entità maggiore rispetto a quelli ottenuti in precedenza, ma comunque inferiori ai circa 80 kNm stimati in fase di predimensionamento. Inoltre lo schema per soli carichi verticali genera ancora momenti lievemente più grandi rispetto alla condizione sismica.

Si effettua un analogo controllo anche sui tratti di trave adiacenti alle pareti, dove la dimensione ridotta potrebbe indurre momenti abbastanza forti, anche se il decremento di rigidità nelle pareti dovrebbe trasferire all'elemento minori sollecitazioni. Come fatto in precedenza, occorre considerare il valore all'estremo della trave connesso al pilastro e quello della reale sezione di attacco trave-parete, riportati nella seguente tabella:



Tabella 94 – Momento sollecitante agli estremi della trave 31-33 al piano IV  
nello schema con pareti fessurate

	Momento sollecitante		Taglio
	31	33	31
$F_x$	85.70	-277.12	-68.46
$F_y$	-7.62	24.61	6.08
$M(F_x)$	5.28	-17.09	-4.22
$M(F_y)$	7.77	-25.14	-6.21
CV in presenza di sisma	-17.65	-261.85	42.14
Solo CV	-28.25	-417.68	67.37
Sisma X	90.98	-294.21	-72.68
Sisma Y	15.39	-49.75	-12.29
CV+Sisma X+Sisma Y	113.25	-570.99	-118.51

L'equazione di equilibrio alla rotazione attorno all'estremo 32 è:

$$M_{32} = V_{31} \cdot l - M_{31}$$

Noto che il tratto di trave in esame è lungo  $l = 2.55$  m, sostituendo i valori trovati si ricava:  $M_{32} = -188.95$  kNm. Tale momento è di molto superiore ai circa 80 kNm che la sezione è in grado di portare.

Pertanto le indicazioni di normativa portano da una parte a sovra-dimensionare le sezioni delle pareti e dall'altra ad accettare per gli altri elementi dimensioni esigue, che rischiano di non essere più accettabili nel momento in cui si considera una modellazione della struttura più accurata.

Riguardo la verifica dei pilastri si consideri infine il numero 31, quello maggiormente caricato e adiacente ad una delle travi maggiormente sollecitate. Il momento e lo sforzo normale in testa e al piede del quinto ordine sono riportati rispettivamente nella Tabella 95 e nella Tabella 96. Dal progetto delle armature con l'EC2 emerge una quantità

Tabella 95 – Momenti sollecitanti del pilastro 31 al quinto ordine

	Pilastro 31 – Piano V	
	Piede	Testa
$F_x$	70.43	-96.95
$F_y$	-6.52	8.81
$M(F_x)$	-4.37	6.00
$M(F_y)$	-6.43	8.82
CV in presenza di sisma	-1.75	3.92
Solo CV	-2.21	6.04
Sisma X	74.80	-102.95
Sisma Y	-12.95	17.63
CV+Sisma X+Sisma Y	80.44	112.16

Tabella 96 – Sforzo normale sollecitante del pilastro 31 al quinto ordine

	Pilastro 31 – Piano V
$F_x$	47.05
$F_y$	4.28
$M(F_x)$	2.91
$M(F_y)$	4.28
CV (max) $[g_k + \Psi_2 q_k]$	-156.60
CV min $[g_k]$	-147.98
Solo CV	-220.41
Sisma X	49.96
Sisma Y	8.56
CV (max) + Sisma	-209.13
CV (min) + Sisma	-200.51

di armatura necessaria pari a  $4.3 \text{ cm}^2$  per lato, di poco superiore a quella prevista in precedenza. Si tratta comunque di sollecitazioni molto inferiori a quelle che un pilastro di sezione  $30 \times 50$  può portare con il minimo di armatura da disporre in condizioni sismiche, pari all'1% dell'area di calcestruzzo.

In definitiva l'assumere un modello fessurato per il calcestruzzo delle pareti ha condotto ad un rilevante sgravio delle sollecitazioni sulle stesse, mentre il carico sismico assorbito dagli altri elementi, travi e pilastri, è cresciuto; se ciò risulta essere favorevole per pareti dalle dimensioni già considerevoli, a cause delle restrittive verifiche di normativa cui sono sottoposte, per gli altri elementi occorre tener conto, in fase di predimensionamento, del limite riscontrato per la modellazione semplificata con sezioni integre, in qualche caso poco cautelativa.

### **3. Modellazione delle fondazioni**

Nello studio condotto sulla struttura si è considerato un modello semplificato con telai incastrati alla base. In effetti la presenza di elementi fortemente rigidi come le pareti, pone il problema della realizzazione di una fondazione adeguata: risulterebbe infatti molto oneroso realizzare questo elemento con una rigidezza tale da potersi considerare infinita rispetto a quella delle pareti e pertanto ritenere pienamente valido lo schema con incastro al piede. Per queste ragioni un possibile sviluppo del presente lavoro potrebbe riguardare una modellazione più realistica del complesso terreno-fondazione, al fine di analizzare gli effetti sulle caratteristiche di sollecitazione dei vari componenti della struttura in elevazione. Un'ipotesi potrebbe essere quella di introdurre nello schema un graticcio di travi di fondazione e considerare un modello di suolo elastico alla Winkler. A supporto delle travi di fondazione potrebbe inoltre essere necessario inserire dei pali in grado di trasferire dalla struttura al terreno, tramite la resistenza laterale per attrito, non solo gli sforzi normali compressione, ma anche quelli di trazione generati agli estremi delle pareti per equilibrare momenti sollecitanti di grande entità.



## Conclusioni

Il presente lavoro affronta molteplici aspetti teorici e pratici relativi al progetto delle strutture a pareti in cemento armato. La prima parte è dedicata all'analisi del materiale reperito attraverso un'estesa ricerca bibliografica sulle pareti in cemento armato. Ciò ha permesso di rintracciare modelli semplificati adatti a descriverne il comportamento sismico, di analizzare parallelamente la vigente normativa italiana ed europea, di comprenderne l'approccio, la scelta delle espressioni di verifica proposte ed il perché dei coefficienti adottati. Qualche perplessità resta sulle forti penalizzazioni imposte sulla resistenza a taglio del calcestruzzo delle pareti in classe di duttilità alta.

Il progetto dell'edificio del caso studio analizzato ha, innanzitutto, messo in evidenza la grande versatilità delle strutture in cemento armato con pareti. Infatti, la presenza di pochi elementi resistenti a cui affidare le azioni sismiche (pareti) ha reso estremamente agevole l'impostazione della carpenteria ed il predimensionamento degli elementi strutturali. Nonostante l'irregolarità della pianta dell'edificio, intervenendo sulla dimensione e sulla posizione delle pareti, si è riusciti facilmente ad ottenere una configurazione strutturale ottimale, caratterizzata da rigidezze traslazionali simili lungo due direzioni ortogonali, da una buona rigidezza torsionale e da bassa eccentricità strutturale. L'analisi modale della struttura ha ben evidenziato il buon risultato ottenuto, mettendo in luce una risposta rotazionale sostanzialmente disaccoppiata da quella traslazionale, con una netta prevalenza in termini di massa modale partecipante per i modi corrispondenti alla traslazione nelle due direzioni ortogonali. La risposta sismica della struttura de-

terminata con l'analisi statica è molto simile a quella ricavata dall'analisi modale. Ciò è dovuto alla riduzione delle forze sismiche di progetto attraverso il coefficiente  $\lambda=0.85$ , prescritto dalle Norme Tecniche delle Costruzioni in caso di analisi statica, che appare ben calibrato almeno per strutture comuni. Le differenze sensibili riscontrate tra il periodo fondamentale ottenuto dalla relazione semplificata delle Norme Tecniche delle Costruzioni e quelli determinati mediante analisi modale consiglia, per la determinazione del periodo, l'uso di metodi più precisi quali quello di Rayleigh.

Il progetto è stato sviluppato parallelamente secondo i dettami sia dell'alta che della bassa duttilità, consentendo un confronto delle sollecitazioni di progetto e delle sezioni strutturali ottenute. Le penalizzazioni stabilite dalla normativa sulla verifica a taglio delle pareti di edifici ad alta duttilità hanno portato ad ottenere sezioni trasversali delle pareti più grandi e maggiormente armate proprio per questi edifici, nonostante l'azione sismica di progetto fosse minore. Le armature longitudinali delle zone confinate agli estremi, necessarie per portare il momento flettente, sono invece più grandi per le pareti dell'edificio a bassa duttilità.

Nell'ultima fase si è studiata l'influenza della modellazione delle pareti sul risultato del progetto. In particolare, sono state considerate la modellazione classica, che assume le caratteristiche geometriche della parete uguali a quella della sezione in calcestruzzo, e quella che tiene conto della fessurazione del calcestruzzo, in cui si fa riferimento alla sezione reagente omogeneizzata. L'impiego di questo secondo modello di calcolo ha comportato sollecitazioni più basse sulle pareti, in virtù della ridotta rigidità, e sulle travi ad esse direttamente collegate. Contemporaneamente, però, si è registrato un incremento delle sollecitazioni sugli altri elementi strutturali che, nei casi più gravosi, ha messo in luce la necessità di un ridimensionamento.

## Bibliografia

1. Bozorgnia Y. and Bertero V. *Earthquake Engineering – From Engineering Seismology to Performance-based Engineering*, CRC Press, USA, 2004.
2. Park R. and Paulay T. *Reinforced Concrete Structures*, Wiley-Interscienze Publication, USA, 1975.
3. Naeim F. *The Seismic Design Handbook*, KAP, USA, 2001.
4. Gherzi A. *Il cemento armato*, Dario Flaccovio Editore, Palermo, 2008.
5. Gherzi A. e Lenza P. *Edifici antisismici in cemento armato*, Dario Flaccovio Editore, Palermo, 2009.
6. Fang H. *Foundation Engineering Handbook*, VNR, New York, 2009.