

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI CATANIA
Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale

Roberta Suppo

**PROGETTAZIONE DI EDIFICI IN ACCIAIO
IN ZONA SISMICA**

Tesi di laurea in Ingegneria edile - architettura

Relatori:

Prof. Ing. Aurelio Gherisi

Anno Accademico 2009-10

In copertina *SIEEB, Pechino, Cina 2006*
Progetto di *Mario Cucinella Architects, Bologna*
Foto di *Daniele Domenica*

INDICE

Introduzione	9
Capitolo 1.....	11
LE BASI DELLA PROGETTAZIONE.....	11
1. Premessa.....	11
2. Obiettivi della progettazione antisismica	11
3. Valutazione dell'azione sismica.....	15
3.1. Spettri di risposta elastica.....	15
3.2. Spettri di progetto.....	18
4. Criteri generali per la progettazione.....	18
5. Metodi di analisi	20
5.1. Analisi modale	20
5.2. Analisi statica	22
Capitolo 2.....	25
STRUTTURE IN ACCIAIO	25
1. Premessa.....	25
2. Progettazione delle strutture dissipative.....	25
2.1. Materiale.....	26
2.2. Fattore di struttura	28
2.3. Duttilità locale	33
3. Strutture a telaio	35
4. Confronto NTC 2008 con la vigente normativa europea	39
4.1. Progettazione di edifici in acciaio	40

Capitolo 3.....	43
CONCEZIONE STRUTTURALE.....	43
1. Premessa.....	43
2. Componenti strutturali.....	44
3. Regolarità strutturale.....	46
4. I collegamenti	47
5. Collegamenti trave-colonna per strutture intelaiate.....	49
6. Collegamenti trave-colonna, dai sistemi tradizionali alle innovazioni, passando dalla ricerca	55
Capitolo 4.....	57
PROBLEMATICHE SUI TELAI	57
1. Collocazione del progetto strutturale nel processo edilizio	57
2. Perché le strutture in acciaio.....	57
3. Impostazione della carpenteria	58
3.1. Problematiche generali.....	58
3.2. Criteri per l'impostazione	59
4. Dalla carpenteria al primo dimensionamento delle sezioni	61
Capitolo 5.....	67
EDIFICIO MULTIPIANO CON TELAI IN ACCIAIO.....	67
1. Premessa.....	67
2. Dati generali	67
2.1. Il sito	72
3. Normativa di riferimento	73
4. Impostazione carpenteria	73
5. Modalità di progettazione.....	77
5.1. Spettri di risposta	77
5.2. Dimensionamento.....	78
5.3. Considerazioni conclusive.....	95
Capitolo 6.....	97
RISOLUZIONE DELLO SCHEMA STRUTTURALE.....	97
1. Premessa.....	97
2. Carichi.....	98
2.1. Carichi unitari	98
2.2. Carichi sulle travi.....	99

2.3. Masse degli impalcati	99
2.4. Eccentricità accidentale.....	102
3. Schema geometrico	103
4. Analisi dei risultati degli schemi base	103
4.1. Risultati dovuti ai carichi verticali.....	103
4.2. Risultati dovuti all'azione sismica.....	103
4.3. Effetto dell'eccentricità accidentale.....	112
4.4. Considerazioni sull'effetto della contemporanea presenza delle due componenti del sisma	113
5. Una possibilità: nuova impostazione della carpenteria.....	114
6. Combinazione degli schemi base	119
7. Verifica della struttura.....	121
7.1. Verifica delle colonne.....	121
7.2. Verifica delle travi	126
8. Osservazioni conclusive	130
Capitolo 7.....	131
PROGETTO DEI COLLEGAMENTI	131
1. Premessa.....	131
2. Progetto dei collegamenti trave-colonna	131
Conclusioni	143
Bibliografia	145

Introduzione

Il recente terremoto, che ha colpito duramente il territorio abruzzese, ha portato ancora una volta alla ribalta il problema della riduzione del rischio sismico nel nostro Paese.

Appare sorprendente ed incomprensibile la ragione per cui, tra le possibili soluzioni costruttive antisismiche, si parli così poco in Italia di quella che è da considerarsi certamente la più efficace: l'acciaio strutturale. Le proprietà intrinseche del materiale e dei prodotti nonché la razionalità degli schemi strutturali sono solo alcune delle ragioni per le quali l'acciaio consente di realizzare, soprattutto in zone sismiche, costruzioni efficienti ed affidabili; capaci di coniugare la sicurezza strutturale con i paradigmi dell'architettura contemporanea. Inoltre l'esigenza sempre più attuale di controllare la sostenibilità e l'impatto ambientale, sia dei processi industriali che delle costruzioni realizzate, e la sempre maggiore sensibilità sul tema da parte dei progettisti e degli operatori del settore, pongono l'acciaio al vertice della classifica dei materiali da utilizzare grazie alla sua notevole riciclabilità.

Da tali premesse il lavoro di tesi trae spunto per analizzare le ragioni per le quali l'acciaio resiste così bene al sisma e presentare in maniera semplice le problematiche e gli aspetti essenziali della progettazione antisismica di strutture in acciaio.

Dopo aver analizzato in dettaglio i principi generali di progettazione contenuti nelle recenti Norme Tecniche per le Costruzioni e della corrispondente Normativa Europea, evidenziandone le incongruenze e le criticità, si passa ad esaminare in dettaglio la tipologia intelaiata attraverso un esempio progettuale. Lo studio di tale tipologia sismoresistente

ha permesso di mettere a punto un metodo di dimensionamento, che, attraverso la conoscenza delle peculiarità della struttura intelaiata, permette di ricavare una previsione affidabile della risposta strutturale.

Per confermare l'attendibilità del lavoro svolto viene eseguita, con l'ausilio di un programma di calcolo, l'analisi strutturale utilizzando i metodi menzionati nelle normative (quella italiana ed europea), ovvero l'analisi statica e modale, considerando inoltre i criteri stabiliti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni per strutture sismoresistenti ad alta duttilità. Tale verifica consente di dimostrare l'affidabilità del metodo di dimensionamento utilizzato.

Per rendere completo il lavoro viene infine progettato il collegamento trave-colonna, che è uno degli elementi fondamentali per far sì che l'edificio consegua un buon comportamento strutturale sotto l'effetto del sisma. Per il progetto del collegamento è stata presa in considerazione anche la normativa americana, data la grande esperienza che questa nazione consegue in ambito di progettazione di strutture in acciaio rispetto al nostro Paese.

Un ringraziamento speciale va al prof. Aurelio Ghersi per la disponibilità e cortesia con il quale ha supportato il lavoro di tesi. Per il supporto affettivo ringrazio la mia famiglia e gli amici, che mi sono stati accanto per tutto il mio percorso universitario. Infine ringrazio Vincenzo che mi è stato tanto vicino con amore e pazienza.

Roberta Suppo

Capitolo 1

LE BASI DELLA PROGETTAZIONE

1. Premessa

Per illustrare i principi generali della progettazione antisismica è stato esaminato l'ultimo Decreto Ministeriale in materia di Norme Tecniche per le Costruzioni, ovvero quello del 14 gennaio 2008. Queste (indicate da questo momento in poi con la sigla NTC 08) contengono i *principi*, cioè i requisiti generali per i quali non sono ammesse alternative, e *regole applicative*, cioè indicazioni generalmente coerenti con i principi e tali da soddisfarli (questo approccio delle nuove norme è la più grande innovazione).

L'esame della normativa italiana, non si limita a mettere in luce i principi e le regole da adottare, ma attraverso un'analisi critica vuole mettere in evidenza, se sono presenti, contraddizioni e lacune che portano ad errate interpretazione.

2. Obiettivi della progettazione antisismica

La filosofia progettuale, su cui si fondano le norme italiane, è quella del *performance based design*, che individua più livelli prestazionali (o stati limite) che dovrebbero essere soddisfatti.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limiti, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel

suo complesso, includendo elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO), quando si richiede che la costruzione nel suo complesso, includendo impianti ed elementi non strutturali, non subisca danni e interruzioni d'uso significative;
- Stato Limite di Danno (SLD) o di immediato utilizzo, quando si richiede che la costruzione subisca danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti di azioni verticali e orizzontali, mantenendosi pertanto immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), quando si accetta che la costruzione subisca rotture e crolli dei componenti non strutturali e significativi danni dei componenti strutturali, con perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali, ma si richiede che essa conservi una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali ed un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- Stato Limite di Collasso (SLC), quando si accetta che la costruzione subisca gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali e danni molto gravi dei componenti strutturali, ma si richiede che essa conservi ancora una parte della rigidezza e resistenza alle forze verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Per i quattro stati limite, elencati precedentemente, si deve far riferimento ad una specifica probabilità di frequenza dell'evento sismico P_{VR} (vedi Tab. 1). Il valore di quest'ultima resta immutata quale che sia la classe d'uso della costruzione considerata. Tali probabilità valutate nel periodo V_R proprio della costruzione considerata, consentano di individuare, per ciascun stato limite, l'azione sismica di progetto corrispondente. Pertanto deve essere preliminarmente valutato il periodo di riferimento V_R della costruzione, ottenuto tramite la formula seguente:

Tabella 1. Probabilità di superamento al variare dello stato limite, secondo le NTC 08

Stati limite		P_{VR} Probabilità di superamento nel periodo di ritorno V_R
Stati limite d’esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimo	SLV	10%
	SLC	5%

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

(1)

dove V_N è il valore della vita nominale dipende dalla tipologia di costruzione (vedi Tab. 2), C_U è il coefficiente che dipendente dalla classe d’uso in cui la costruzione ricade(vedi Tab.3). Si ricava in seguito il periodo di ritorno attraverso la seguente relazione:

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

(2)

La norma italiana prevede che per ciascuna località venga espressamente indicato il valore a_g in funzione del periodo di riferimento.

Nella definizione dell’azione sismica si evidenzia che al variare del periodo di ritorno varia non solo a_g ma anche la forma dello spettro di risposta.

Tabella 2. Tipologie di costruzioni e relativa vita nominale, secondo le NTC 08

Tipologie di costruzione		V_N Vita Nominale
1	Opere provvisorie, opere provvisionali, strutture in fase costruttiva	≤ 10 anni
2	Opere ordinarie, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50 anni
3	Grandi opere, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100 anni

Tabella 3. Classi d'uso e relativo coefficiente C_U , secondo le NTC 08

Classi d'uso		C_U
I	Costruzioni con presenza occasionale di persone, edifici agricoli	0.7
II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, 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 gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente	2.0

La normativa in genere prevede la verifica di uno o più stati limite. Per quanto riguarda gli stati limite ultimi, dato che l'obiettivo principale della norma è quello di lasciare un buon margine rispetto al collasso viene preso in considerazione in ambito progettuale lo SLV. Come verrà meglio mostrato nel paragrafo 5, la verifica si basa usualmente sul calcolo elastico lineare delle caratteristiche della sollecitazione, considerando la struttura soggette a forze equivalenti alle azioni sismiche, opportunamente ridotte per tener conto della duttilità, ed ai carichi verticali presenti in concomitanza al sisma (tenendo in considerazione in tale approccio il criterio delle gerarchia delle resistenze, per assicurarsi così una buona duttilità globale).

È imposta inoltre la verifica agli SLD, per evitare che i danni subito da un terremoto di lieve entità possa comunque compromettere l'utilizzo della costruzione danneggiando parti strutturali e non strutturali; operativamente ciò si traduce nel controllo degli spostamenti laterali di interpiano, che devono essere contenuti entro limiti prescritti dalle normative. In questo caso la verifica si basa sempre sul calcolo elastico lineare per la valutazione delle caratteristiche della sollecitazione e soprattutto degli spostamenti.

3. Valutazione dell'azione sismica

3.1. Spettri di risposta elastica

La normativa fornisce uno spettro di risposta elastico convenzionale che racchiude, in maniera semplificata e cautelativa, le caratteristiche degli spettri di risposta elastica dei terremoti che possono aversi in un assegnato sito. Quest'ultimi difatti presentano delle caratteristiche comuni che permettono di dividere lo spettro in più intervalli, in funzione del periodo (Fig. 1). Per periodi bassi, da 0 a T_A , l'accelerazione massima è costante ed è uguale all'accelerazione di picco del terreno, che è indicata con a_g nel caso dello strato roccioso di base (suolo A) e con $a_g S$ per terreni differenti (S è maggiore dell'unità, perché si ritiene che le accelerazioni vengono amplificate da strati soffici di terreno). Per periodi immediatamente superiori, da T_A a T_B , l'accelerazione massima cresce col periodo. Il valore di T_A è trascurabile dato il suo valore basso; la normativa considera quindi un unico tratto ad accelerazione crescente, quello che va da 0 a T_B . In un secondo tratto, da T_B a T_C , l'accelerazione massima può ritenersi mediamente costante; l'amplificazione rispetto all'accelerazione di picco del terreno dipende dalle caratteristiche del terreno (attraverso il fattore F_o) ma anche dallo smorzamento della struttura (attraverso il fattore η). In un terzo tratto, da T_C a T_D , è la velocità mas-

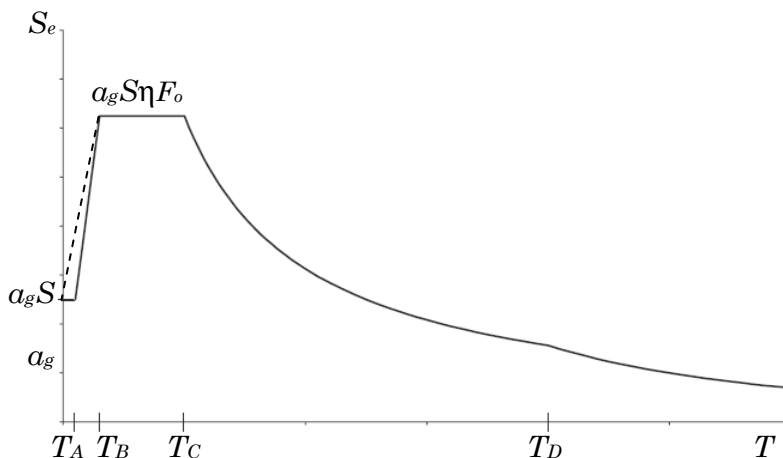


Figura 1 - Spettro elastico di normativa

sima a rimanere costante e conseguentemente l'accelerazione varia in maniera inversamente proporzionale al periodo. In un quarto tratto infine, per $T > T_D$, lo spostamento massimo rimane costante e la pseudo-accellerazione varia in maniera inversamente proporzionale al quadrato del periodo. Tali indicazioni permettono di delineare lo spettro di risposta elastico, tramite l'ausilio delle seguenti espressioni analitiche contenute nella normativa:

$$\text{per } 0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g S \eta F_o \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad (3 \text{ a})$$

$$\text{per } T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g S \eta F_o \quad (3 \text{ b})$$

$$\text{per } T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g S \eta F_o \left(\frac{T_c}{T} \right) \quad (3 \text{ c})$$

$$\text{per } T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g S \eta F_o \left(\frac{T_c T_d}{T^2} \right) \quad (3 \text{ d})$$

I parametri basi che permettono di determinare lo spettro sono individuate nella normativa attraverso dei punti appartenenti ad una griglia, che mappa il territorio italiano, in cui per ciascun valore del periodo di ritorno del sisma assegna i parametri:

a_g accelerazione massima nel sito;

F_o amplificazione spettrale massima per accelerazione orizzontali;

Tabella 4. Parametri S_s e C_c per le NTC 08

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.4 - 0.4 F_o \frac{a_g}{a} \leq 1.20$	$1.10 (T_c^*)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.7 - 0.6 F_o \frac{a_g}{a} \leq 1.50$	$1.05 (T_c^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.4 - 1.5 F_o \frac{a_g}{a} \leq 1.80$	$1.25 (T_c^*)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.0 - 1.1 F_o \frac{a_g}{a} \leq 1.60$	$1.15 (T_c^*)^{-0.40}$

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

Da questi valori si ricavano i valori S_s e C_c , dipendenti dal tipo di suolo (vedi Tab. 4), ed il coefficiente di amplificazione topografica S_T (vedi Tab. 5). Da quest'ultimi valori e dai parametri base si possono infine stimare i parametri che descrivono lo spettro di risposta elastico:

$$T_c = C_c \cdot T_c^* \quad (4 \text{ a})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (4 \text{ b})$$

$$T_D = 4.0 \frac{a_g}{g} + 1.6 \quad (4 \text{ c})$$

$$S = S_s \cdot S_T \quad (4 \text{ d})$$

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55 \quad (4 \text{ e})$$

Lo spettro di risposta elastico per le accelerazioni verticali è ottenuto con relazioni analoghe alle (3), nelle quali l'amplificazione è data dal parametro F_v anziché F_o . I parametri da usare (vedi Tab. 6) valgono per tutte le categorie di suolo.

Tabella 5. Coefficienti di amplificazioni topografica S_T per le NTC 08

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera	S_T
T1	---	1.0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.4

Tabella 6. Valori dei coefficienti che definiscono lo spettro di risposta elastico: accelerazioni verticali, stato limite ultimo e di danno per le NTC 2008

Categoria del suolo	S_s	F_v	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1.00	$1.35 F_o \sqrt{\frac{a_g}{g}}$	0.05 s	0.15 s	1.00 s

3.2. Spettri di progetto

La normativa tiene conto della possibilità di ridurre le forze di progetto grazie alla duttilità locale e globale della struttura mediante un opportuno parametro q , denominato fattore di struttura. In funzione di questo parametro si determina per ciascun tipo di suolo uno spettro di progetto convenzionale, $S_d(T)$, con ordinate spettrali pari a quelle dello spettro elastico ridotte. Come criterio generale, si utilizzano le espressioni (3) già descritte dello spettro elastico, sostituendo in esse il fattore $1/q$ al posto di η che rappresenta lo smorzamento. Alle espressioni (3) viene aggiunta un'ulteriore condizione

$$S_d(T) \geq 0.2 \cdot a_g \quad (5)$$

che pone un limite minimo per l'accelerazione, indipendentemente dal fattore di struttura.

4. Criteri generali per la progettazione

La normativa (vedi NTC 2008, al punto 7.2.1 “*Criteri generali di progettazione*”) consente in generale al progettista di utilizzare due diversi criteri di progettazione, in accordo al diverso comportamento strutturale, ovvero:

- a) Comportamento strutturale non dissipativo
- b) Comportamento strutturale dissipativo

Nella verifica allo stato limite di esercizio si fa sempre riferimento al comportamento strutturale non dissipativo. In tal caso gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati indipendentemente dalla tipologia strutturale, considerando un comportamento lineare. In definitiva, trascurando la tipologia strutturale, tale compor-

tamento non tiene conto del fattore di struttura q , citato nel paragrafo precedente, cioè quest'ultimo viene considerato pari a uno.

Quando si progetta la struttura allo stato limite ultimo ci si riferisce invece usualmente al comportamento strutturale dissipativo. Per fronteggiare il sisma previsto per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita, SLV, gli organismi strutturali devono possedere una adeguata resistenza, ma anche una adeguata duttilità. Pertanto si considera l'effetto combinato delle azioni sismiche e delle altre azioni in funzione della tipologia strutturale, tenendo in considerazione il comportamento non lineare. In questo caso a differenza del precedente si tiene conto del fattore di struttura q , che risulta maggiore di uno, ovvero si tiene conto della capacità dissipativa della tipologia struttura in esame.

Le strutture a comportamento dissipativo, dosando opportunamente la resistenza e la duttilità, si distinguono per due livelli di capacità dissipativa o *Classi di duttilità*:

- Classe di duttilità alta (CD “A”)
- Classe di duttilità bassa (CD “B”)

La differenza tra le classi è motivata dalla diversa entità di plasticizzazione, a cui si riconduce in fase di progettazione. La scelta della classe di duttilità in caso di progettazione ex novo, deve essere fatta a monte.

Per assicurare un comportamento dissipativo e duttile, evitando rotture fragili e meccanismi di instabilità, si ricorre all'utilizzo del procedimento nominato “*Gerarchia delle resistenze*”. Tale metodo si basa sul principio basilare di progettare gli elementi duttili o dissipativi, con una resistenza minore di quelli fragili o non dissipativi. Tale sovrarresistenza è valutata moltiplicando la resistenza nominale di calcolo delle zone dissipative per un opportuno coefficiente di sovrarresistenza γ_{Rd} ¹ assunto pari a 1.3 per CD “A”, 1.1 per CD “B”.

¹ Il coefficiente di sovrarresistenza γ_{Rd} che caratterizza la gerarchia delle resistenze compare per la prima volta nelle NTC 08, punto 7.2.1., e si presenta con la lettera “*d*” del pedice minuscolo. Nel punto 7.5.1 lo stesso simbolo γ_{Rd} è usato per indicare un parametro completamente diverso, che rappresenta la sovrarresistenza specifica del materiale acciaio. Nel punto 7.5.4.3, che descrive la gerarchia delle resistenze trave-colonna riferita alla progettazione di strutture in acciaio, il coefficiente di sovrarresistenza è nuovamente citato ma col simbolo

La differenza tra le due classi in sintesi è legata alla duttilità locale e al comportamento globale. La prima viene ottenuto con prescrizione specifiche che si differenziano per strutture in c.a. rispetto a quelle in acciaio. Per le strutture in c.a. la duttilità locale viene assicurata da un minimo di armature, dai dettagli costruttivi e dalle tensioni medie di lavoro; per quelle in acciaio invece la duttilità locale è assicurata dalla resistenza del materiale, dalla classe di appartenenza della sezione e dai dettagli costruttivi. La seconda ovvero, il comportamento globale, viene garantita individuando le zone che devono plasticizzarsi e dissipare energia, ed imponendo una sovraresistenza nelle restanti zone in modo da evitare rotture fragili che possono recare danni o addirittura portare al collasso l'intera struttura.

5. Metodi di analisi

L'analisi delle strutture sismiche possono essere lineari o non lineari; nella normativa italiana tali metodi vengono entrambi menzionati.

Studiamo solo l'analisi lineare, considerato oggi il metodo più semplice e affidabile. L'analisi lineare si divide in due categorie, che sono: analisi modale e analisi statica (vedi NTC 2008 al punto 7.3.3 “*Analisi lineare dinamica o statica*”).

5.1. Analisi modale

Analisi lineare modale consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione;
- nel calcolo degli effetti del sisma (in funzione dell'accelerazione fornita dallo spettro di progetto) per ciascun modo di vibrare;
- nella combinazione di questi effetti.

γ_{RD} , ovvero con la lettera del pedice maiuscola (“D” anziché “d”). Tutto ciò porta ad una notevole confusione. Infatti il coefficiente nel punto 7.2.1 e nel punto 7.5.4.3 dovrebbero essere identificati con lo stesso simbolo, mentre il termine del punto 7.5.1 che indica concettualmente un'altra sovraresistenza dovrebbe essere differenziato.

Devono essere considerati i modi con una massa partecipante significativa, ovvero maggiore del 5%, e comunque con una massa partecipante totale superiore all' 85%. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi, deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti di ciascun modo; se i periodi differiscono tra loro di meno del 10%, si utilizza l'espressione seguente:

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad (6)$$

con

E_j valore dell'effetto relativo al modo j ;

ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j , calcolata con l'espressione:

$$\rho_{ij} = \frac{8 \xi^2 (1 + \beta_{ij}) \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \xi^2 \beta_{ij} (1 + \beta_{ij})^2} \quad (7)$$

ξ smorzamento viscoso dei modi i e j ;

β_{ij} rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i - j di modi ($\beta_{ij} = T_j / T_i$).

Se i periodi sono ben distinti tra loro, è possibile utilizzare l'espressione semplificata (*Square Root of Sum of Squares* o SRSS):

$$E = \sqrt{\sum_{j=1}^n E_j^2} \quad (8)$$

Gli effetti dell'eccentricità accidentale del centro di massa, possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici, costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante della forza orizzontale agente al piano, determinata con la formula (11), moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla posizione di calcolo. Per i soli edifici, in assenza di più accurate determinazioni dell'eccentricità accidentale, non può essere considerata inferiore al 0.05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

5.2. Analisi statica

L'analisi statica è una semplificazione dell'analisi modale e consiste nell'applicazione di forze statiche, sostanzialmente equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica con riferimento al solo modo principale. Può essere adottata quando la struttura in esame ha un periodo fondamentale T_1 non elevato (non superiore a $2,5 T_C$ o a T_D) ed è regolare in altezza. Il limite del periodo è imposto per approssimare tale approccio all'analisi modale, valutata secondo il primo modo, perdendo significato quando questo non è predominante. La seconda limitazione, legata alla regolarità in altezza, appare poco fondata perché la mancanza di regolarità in altezza non pregiudica in maniera rilevante la plausibilità del risultato dell'analisi statica. Nella normativa non è menzionata nessuna limitazione sulla regolarità in pianta, che al contrario spesso compromette l'efficacia dell'analisi statica.

Un problema importante per la corretta applicazione dell'analisi statica è la valutazione del periodo fondamentale T_1 . La normativa consente di valutare il periodo fondamentale per edifici di altezza inferiore a 40 m, la cui massa è distribuita in maniera approssimativamente uniforme lungo l'altezza, mediante l'espressione seguente:

$$T_1 = C_1 H^{3/4} \quad (9)$$

dove:

H è altezza della costruzione in metri, dal piano di fondazione;

C_1 vale 0.085 per costruzioni con telaio in acciaio, 0.075 per strutture a telaio in calcestruzzo armato e 0.050 per costruzioni di qualsiasi altro tipo.

Il valore del periodo fondamentale T_1 , determinato con la formula (9) risulta spesso poco attendibile; per un calcolo più aderente al modello reale per la determinazione di T_1 si consiglia di utilizzare la formula di Rayleigh, ovvero:

$$T_1 = 2 \pi \sqrt{\frac{\sum m_i u_i^2}{\sum F_i u_i}} \quad (10)$$

dove F_i, m_i, u_i sono rispettivamente la forza, la massa, lo spostamento del piano i -esimo (quest'ultimo stimato con opportune relazioni).

L'entità delle forze si ottiene, dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 , e dalla loro distribuzione sulla struttura, che segue il modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato. La forza da applicare alla massa i -esima è:

$$F_i = F_h \frac{W_i z_i}{\sum_j W_j z_j} \quad (11)$$

dove:

F_h rappresenta la forza di taglio totale al piede della costruzione, calcolata secondo la formula:

$$F_h = \lambda \frac{S_d(T_1)}{g} W \quad (12)$$

W è il peso totale della costruzione, λ è un coefficiente riduttivo (pari a 0.85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e periodo T_1 inferiore a $2T_c$, 1.0 in caso contrario con T_1 superiore a $2T_c$) e g è all'accelerazione di gravità;

W_i e W_j sono rispettivamente i pesi delle masse dell'impalcato i e j ;

z_i e z_j sono le quote rispetto al piano di fondazione delle medesime masse.

Capitolo 2

STRUTTURE IN ACCIAIO

1. Premessa

Dopo aver esaminati i principi generali della progettazione, sono qui esaminati i provvedimenti specifici che le NTC 08 prescrivono di adottare per la progettazione di strutture in acciaio in zona sismica; in particolare l'attenzione è stata rivolta alla tipologia strutturale intelaiata.

L'esame della normativa italiana anche in questo caso non si limita ad uno studio acritico, ma attraverso un'analisi attenta sono state individuate contraddizioni e lacune presenti nella norma. Tale ricerca ha come scopo, difatti il riuscire a estrapolare delle linee guide per un corretto e rapido approccio progettuale.

Infine tali provvedimenti sono stati messi a confronto con la norma europea – EC8.

2. Progettazione delle strutture dissipative

Nel capitolo 7.5 delle NTC 2008, inerente alla progettazione delle strutture in acciaio, sono integrate le regole generali di progettazione ed esecuzione per le costruzioni in acciaio in zona sismica. Ovvero sono esplicate le caratteristiche di duttilità che deve possedere la struttura sia a livello locale che globale per assicurare il rispetto della gerarchia delle resistenze, nonché le prescrizioni per la concezione dei dettagli, in particolare delle zone dissipative (vedi Circolare esplicativa n 671 del 2 feb-

braio 2009, nel capitolo 7.5), e le modalità di verifica in termini sempre di gerarchie delle resistenze.

Per assicurare un meccanismo plastico globale, nella progettazione di strutture dissipative, la normativa impone che siano individuate in maniera oculata le zone dissipative; ovvero la struttura in esame deve possedere delle caratteristiche specifiche, che variano in base alla tipologia strutturale adottata.

Anche i criteri di progettazione sono specifici per ciascuna tipologia, ma la normativa prevede che siano comunque rispettati i seguenti requisiti:

- 1) la resistenza R_d delle zone dissipative deve essere maggiore degli effetti di azione calcolati E_d , per poter conferire sufficiente resistenza alla struttura: $R_d \geq E_d$
- 2) la duttilità delle zone dissipative deve essere sufficiente a permettere che il meccanismo plastico globale abbia una resistenza stabile fino al verificarsi degli spostamenti imposti dal sisma;
- 3) gli altri elementi strutturali devono essere progettati in modo da rimanere elastici e stabili;
- 4) deve esservi una sovrarresistenza omogenea delle zone non dissipative tale da garantire la formazione di un meccanismo plastico globale piuttosto che parziale.

Riassumendo, è necessario innanzitutto porsi come obiettivo un meccanismo plastico globale, attraverso la scelta delle zone dissipative (che devono essere ben progettate) evitando deformazioni plastiche, rotture fragili e/o instabilità elastiche in punti della struttura al di fuori delle zone dissipative.

2.1. Materiale

Le caratteristiche degli acciai da carpenterie, per edifici in zona sismica, sono esplicitati nel capitolo 11 delle NTC 08 inerente ai materiali da costruzioni.

In particolare al punto 11.3.4.9 per le zone dissipative sono precisate le seguenti regole aggiuntive per soddisfare i requisiti di duttilità e il criterio della gerarchia delle resistenze previsti dal progetto antisismico:

Tabella 1 – Fattori di sovraresistenza, secondo le NTC 2008

Acciaio	$\gamma_{Rd} = \frac{f_{t,m}}{f_{yk}}$
S 235	1.20
S 275	1.15
S 355	1.10
S 420	1.10
S 460	1.10

- i limiti delle proprietà meccaniche del materiale in termine di incrudimento, tramite il rapporto fra valori caratteristici della tensione di rottura e quella di snervamento f_{tk} / f_{yk} , che deve risultare maggiore di 1.2;
- l'allungamento percentuale a rottura, che misurato su un provino standard deve essere non inferiore al 20%
- la tensione di snervamento massima $f_{y,max}$ deve essere $f_{y,max} \leq 1.2 f_{yk}$.

I primi due requisiti garantiscono la duttilità dell'acciaio necessaria per conferire alle membrature un'elevata duttilità. La duttilità del materiale consente sia la redistribuzione delle tensioni all'interno delle sezioni, e quindi delle membrature strutturali, sia ampie deformazioni in campo plastico prima di giungere alle condizioni di rottura. Ricordiamo che tutti i normali acciaio di carpenteria rispondono largamente a queste richieste.

Il terzo requisito è importante ai fini della gerarchia delle resistenze. Valori elevati della tensione di snervamento f_y , degli elementi che dovrebbero elasticizzarsi, possono infatti modificare il meccanismo di collasso.

Di quest'ultima problematica si tiene conto anche mediante il coefficiente di sovraresistenza, che influenza la proprietà del materiale delle parti strutturali non dissipative, ovvero il γ_{Rd} (vedi Cap.1 - Par.4: Nota 1). Nel capitolo 7.5 delle NTC 08 tale coefficiente è dato dal rapporto fra il valore medio della tensione di snervamento f_{ym} e il valore caratteristico nominale f_{yk} ; in assenza di specifiche valutazioni si possono assumere i valori dati dalla normativa (Tab.1). Se la tensione di snervamento dell'

acciaio, delle zone non dissipative è maggiore della tensione di snervamento delle zone dissipative, è possibile assumere il coefficiente di sovraresistenza pari a uno.

2.2. Fattore di struttura

La definizione del fattore di struttura q è un punto fondamentale nella progettazione di strutture antisismiche. Le norme impongono che tale fattore sia uno dei primo valori da determinare, in funzione della duttilità locale e globale che si ritiene abbia la struttura.

La duttilità globale in particolare è espressa tramite il rapporto tra la resistenza ultima α_0 e la resistenza di prima plasticizzazione α_1 . Tale rapporto è definito, dalla Circolare esplicativa n.617 del 2 febbraio 2009 - punto 7.5.2.1, come coefficiente di sovraresistenza² e può essere valutato tramite un'analisi sismica statica equivalente non lineare, ovvero la cosiddetta analisi pushover, come rapporto tra il taglio alla base corrispondente al collasso e il taglio di prima plasticizzazione di una sezione.

Il fattore di struttura è espresso dalla relazione:

$$q = q_0 \cdot K_R \quad (1)$$

Il termine q_0 che è in funzione delle riserve plastiche disponibile (date dal coefficiente di sovraresistenza α_0/α_1) e della classe di duttilità, rappresenta il valore massimo che può assumere il fattore di struttura (Tab. 2).

² Tale denominazione è riferita alla resistenza che ha la struttura rispetto alla prima plasticizzazione. Da non confondere con la sovraresistenza del materiale γ_{Rd} , che tiene conto della variabilità delle caratteristiche del materiale, e con la sovraresistenza data dal rapporto $\Omega_i = R_{Rd,i} / R_{Ed,i}$ ($R_{Rd,i}$ è la sollecitazione di progetto della i -esima membratura in condizioni sismiche; $R_{Ed,i}$ è la resistenza di calcolo della i -esima membratura), che rappresenta invece la maggiore resistenza da conferire all'elemento che deve rimanere in campo elastico "zone non dissipative", rispetto a quello che si deve plasticizzare "zone dissipative", per essere sicuri che si plasticizzi l'elemento desiderato.

Tabella 2 – Valori di q_o secondo le NTC 2008

TIPOLOGIA STRUTTURALE	q_o	
	CD “B”	CD “A”
a) Strutture intelaiate	4	$5 \alpha_v / \alpha_1$
c) Strutture con controventi eccentrici		
b1) Controventi concentrici diagonale tesa	4	4
b2) Controventi concentrici a V	2	2,5
c) Strutture a mensola o a pendolo inverso	2	$2 \alpha_v / \alpha_1$
c) Strutture intelaiate con controventi concentrici	4	$4 \alpha_v / \alpha_1$
c) Strutture intelaiate con tamponature in muratura	2	2

Il termine K_R è un fattore riduttivo che tiene conto della regolarità in altezza (pari ad 1 per edifici regolari in altezza e pari a 0.8 per edifici non regolari in altezza). Una forte disuniformità della distribuzione di masse e rigidezze e resistenze lungo l'altezza potrebbe portare, superato il limite elastico, ad un comportamento diverso da quello previsto col calcolo lineare e aumentare il rischio di formazione di cerniere plastiche nelle colonne dei singoli piani, riducendo così la duttilità globale.

Dal punto di vista tipologico, per le strutture in acciaio si può distinguere tra:

- a) *Strutture intelaiate*: sono composte da telai (assemblaggio di membrature rettilinee, travi e colonne) resistenti alle forze orizzontali, con un comportamento prevalentemente flessionale. Le zone dissipative sono numerose e sono concentrate nelle estremità delle aste, dove si formano le cosiddette cerniere plastiche, che dissipano energia attraverso un comportamento ciclico a flessione. Al fine di conseguire un comportamento duttile, e quindi di massimizzare la capacità di dissipare energia, tali cerniere devono svilupparsi principalmente nelle travi in prossimità dei collegamenti trave-colonna, e nell'attacco colonna fondazione. L'applicazione del criterio della gerarchia delle resistenze a livello globale consiste, dunque, nel progettare le colonne più resistenti delle travi in modo da attivare meccanismi di collasso globale ed evitare pericolosi fenomeni di meccanismi di piano (piano

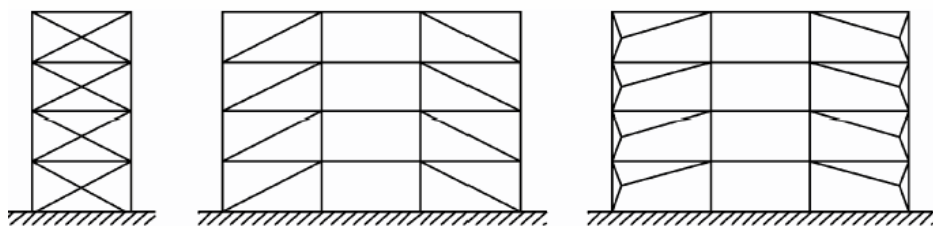
soffice). Il meccanismo globale è oltremodo favorevole, rispetto a qualunque altro che coinvolga le colonne nella plasticizzazione, poiché le cerniere plastiche nelle travi sono più duttili di quelle che si formano nelle colonne per il ridotto valore dello sforzo normale in esse agenti. Inoltre tale tipologia è generalmente preferita per la sua versatilità architettonica, in quanto consente la massima flessibilità nello sfruttamento degli spazi e non presenta elementi strutturali, quali i controventi, che impediscono l'apertura di vani finestra o porta. L'assenza di controventature inoltre da un comportamento strutturale prevalentemente duttile. Di contro, la rigidità laterale della struttura è modesta, difatti solitamente le dimensioni delle membrature sono condizionate dal controllo degli spostamenti laterali, che devono essere contenuti entro limiti di normativa.

- b) *Strutture con controventi concentrici* : sono composte da telai con l'aggiunta di membrature diagonali che fungono da controventi verticali. Le forze orizzontali sono così assorbite principalmente dai controventi che presentano un comportamento sostanzialmente estensionale (sforzi normali elevati e momenti flettenti trascurabile, grazie all'azioni orizzontali). In queste strutture le zone dissipative sono principalmente collocate nelle diagonali tese. I controventi in generale conferiscono alla struttura un'elevata rigidità elastica, ma anche una minore duttilità. Un importante vantaggio, rispetto alle strutture a telaio, è la riduzione degli spostamenti laterali.

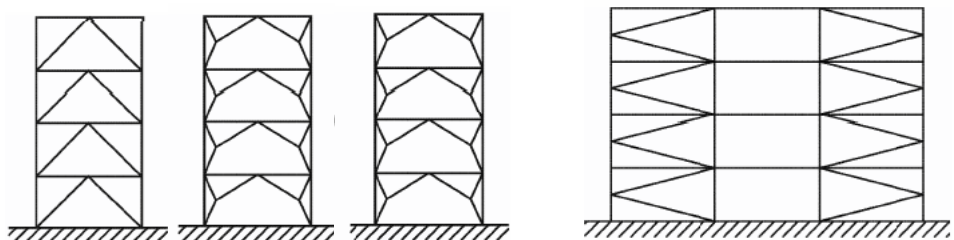
I controventi reticolari concentrici si distinguono nelle seguenti tre categorie:

- 1- *controventi concentrici con diagonale tesa attiva*, in cui la resistenza alle forze orizzontali e la capacità dissipativa è affidata alle diagonali soggette a trazione;
- 2- *controventi a V*, in cui le forze devono essere assorbite considerando sia le diagonali tese che quelle compresse. Il punto di collegamento di queste diagonali, giace su di una membratura orizzontale che deve essere continua;

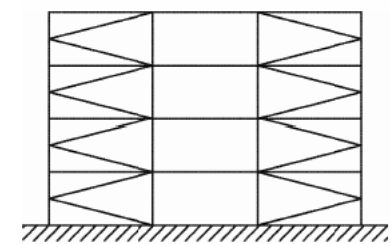
- 3- *controventi a K*, in cui il punto di intersezione delle diagonali cade su una colonna. Questa categoria non deve essere considerata dissipativa, dato che il meccanismo di collasso coinvolge la colonna.
- c) *Strutture con controventi eccentrici*: sono composte da telai con l'aggiunta di membrature diagonali che sono in prevalenza caricate assialmente. La presenza di eccentricità di schema permette inoltre la dissipazione di energia nei traversi per mezzo del comportamento ciclico a flessione e/o taglio, concentrati in alcuni elementi detti *link*, ossia i tronchi di trave che connettono due diagonali di controvento alla maglia strutturale del generico piano. I controventi eccentrici possono essere classificati come dissipativi quando la plasticizzazione dei traversi dovuta alla flessione e/o al taglio precede il raggiungimento della resistenza ultima delle altre parti strutturali. Può succedere che la plasticizzazione dei link a un piano, riduca fortemente la rigidezza e cambi il comportamento dinamico globale della struttura (meccanismo di piano soffice). Nella progettazione di tale strutture si deve tener conto della probabilità che si verifichi tale fenomeno. Questo sistema strutturale può considerarsi un ibrido perché combina i vantaggi dei sistemi controventati concentrici e dei telai, assicurando sia un'elevata rigidezza elastica sia una buona duttilità e capacità di dissipare energia.
- d) *Altre tipologie*:
- *Strutture a mensola o a pendolo inverso*: sono i sistemi strutturali in cui almeno il 50% della massa è concentrata nel terzo superiore dell'altezza dell'edificio, o in cui la dissipazione dell'energia ha luogo alla base dell'edificio nelle membrature pressoinflesse.
 - *Strutture intelaiate controventate*: sono i sistemi strutturali cosiddetti duali, in cui le azioni orizzontali sono assorbite sia dai telai che da controventi agenti nel medesimo piano. Tali tipologie possono essere considerate dei sistemi ibridi tra sistemi a controventi concentrici e telai o sistemi a controventi eccentrici e telai. Tali strutture offrono la possibilità di ottenere un'ampia gamma



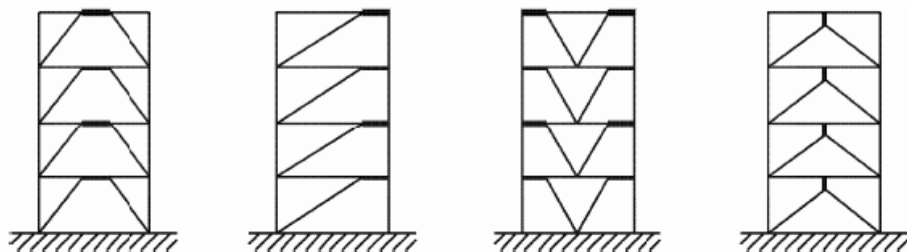
b1) Controventi concentrici diagonale tesa



b2) Controventi concentrici a V



b3) Controventi concentrici a K



c) Strutture intelaiate con controventi eccentrici

di soluzioni, intermedie tra sistemi controventi concentrici molto rigidi e sistemi intelaiate molto duttili, che a parità di requisiti di resistenza sono caratterizzate da diverse combinazioni di rigidità laterale e duttilità.

- *Strutture intelaiate con tamponature*: costituite da tamponature in muratura e in calcestruzzo non collegate ma in contatto con le strutture in intelaiate, che ne condizionano la rigidezza.

Per le strutture in acciaio in cui le forze orizzontali sono assorbite da nuclei o pareti di controvento in cemento armato si rimanda ai principi e alle regole applicative fornite dal capitolo 7.4 delle NTC 08 (Costruzioni sismoresistenti in calcestruzzo).

2.3. Duttilità locale

Per garantire una duttilità locale si deve innanzitutto assicurare che il materiale di cui sono costituite le membrane sia duttile, attraverso la verifica dei due requisiti citati nel paragrafo 2.1-“*Materiale*” ($f_{tk}/f_{yk} \geq 1.2$; $\epsilon_u \geq 0.2$). Secondo le NTC 08 al punto 7.5.3.1, si deve inoltre garantire che le sezioni degli elementi, che dissipano energia in compressione e/o flessione, siano duttili evitando che possano risentire di fenomeni di instabilità, ovvero le sezioni trasversali devono appartenere alle classi 1 o 2. In funzione della classe di duttilità e del fattore q_o , usato in fase di progetto, la normativa prescrive le relative classi di sezione che devono essere scelte in fase preliminare della progettazione (Tab.3).

Nel caso di membrane tese con collegamenti bullonati, la normativa precisa, che la resistenza plastica di progetto deve risultare inferiore alla resistenza ultima di progetto della sezione netta in corrispondenza dei fori. Ovvero gli eventuali fori non devono inficiare la duttilità delle sezioni. Pertanto si deve verificare (vedi NTC 2008 al punto 7.5.3.2):

$$\frac{A_{res}}{A} \geq 1.1 \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}} \cdot \frac{f_{yk}}{f_{tk}} \quad (2)$$

essendo

A l'area lorda;

A_{res} l'area resistente costituita dall'area netta in corrispondenza dei fori, integrata da un'eventuale area di rinforzo

γ_{M0} e γ_{M2} i fattori parziali (per i valori dei fattori parziali vedi NTC 2008 Par. 4.2.3.1.1-Tab. 4.2.V).

Quest'ultima formula appare formalmente uguale a quella specifica per la verifica delle ali delle travi inflesse, presente nelle NTC 08 al punto 4.2.4.1.2 (4.2.16), ovvero:

$$\frac{0.9 \cdot A_{f,net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M0}} \geq 1.1 \cdot \frac{A_f \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

con

A_f area della flangia tese;

$A_{f,net}$ area della medesima al netto dei fori.

Tabella 3 – Classe della sezione trasversale in funzione della classe di duttilità e di q_0 , secondo le NTC 2008.

Classe di duttilità	Valore di riferimento del fattore di strutture q_0	Classe di sezione trasversale richiesta
CD “B”	$2 < q_0 \leq 4$	Classe 1 o 2
CD “A”	$q_0 > 4$	Classe 1

Deve essere infine rispettato il criterio della gerarchia delle resistenza, assicurando una sovrarresistenza delle zone non dissipative, in modo che quest’ultime resistano in campo elastico alle azioni sismiche mentre le zone dissipative si plasticizzano sotto le azioni di progetto. Per tutte le tipologie strutturali per i collegamenti in zona dissipativa la normativa, per il rispetto del criterio della gerarchia delle resistenze (vedi NTC 08 al punto 7.5.3.3), distingue il caso delle saldature a completa penetrazione, in cui si può considerare già soddisfatto il requisito di sovrarresistenza, e il caso di collegamenti a cordoni ad angolo e dei collegamenti bullonati, in cui si deve applicare la seguente formula:

$$R_{j,d} \geq \gamma_{Rd} \cdot 1.1 \cdot R_{pl,Rd} = R_{U,Rd} \quad (3)$$

dove:

$R_{j,d}$ è la resistenza di progetto del collegamento;

$R_{pl,Rd}$ è la resistenza plastica di progetto della membratura collegata;

γ_{Rd} è il coefficiente di sovrarresistenza (Tab.1), che serve a considerare la variabilità aleatoria della tensione di snervamento del materiale di base;

1.1 è un coefficiente che serve a considerare l’ulteriore aumento della resistenza per l’effetto del incrudimento.

$R_{U,Rd}$ è la maggiore resistenza plastica della sezione della membratura collegata;

I collegamenti bullonati devono essere realizzati con bulloni ad alta resistenza di classe 8.8 o 10.9 (NTC 08 al punto 11.3.4.9).

3. Strutture a telaio

Lo scopo del principio della *Gerarchia delle resistenze* è evitare che la struttura possa conseguire un meccanismo di collasso poco dissipativo. Nelle strutture intelaiate un meccanismo di collasso favorevole, deve far sì che la domanda di duttilità possa svilupparsi con la minore richiesta di rotazione inelastica nelle cerniere plastiche. La condizione di collasso ideale è quindi un meccanismo di tipo globale, cosiddetto perché l'energia trasmessa dal terremoto alla struttura è dissipata a tutti i piani mediante deformazioni cicliche flessionali, che coinvolgono tutte le travi della struttura e la base della colonna al primo piano.

Colonne

Con lo scopo di favorire un meccanismo di collasso globale, le NTC del 2008 al punto 7.5.4.2, impongono di progettare le colonne in modo che la resistenza flessionale di progetto soddisfi la seguente formula:

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{Rd} \Omega M_{Ed,E} \leq M_{pl,Rd} \quad (4)$$

con

$M_{Ed,G}$ è la sollecitazione di flessione dovute alle azioni non sismiche;

$M_{Ed,E}$ è la sollecitazione di flessione dovute alle azioni sismiche;

γ_{Rd} è il coefficiente di sovra resistenza (Tab.1);

Ω è il minimo valore tra $\Omega_i = M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$ di tutte le travi in cui si attende la formazione di cerniere plastiche, essendo $M_{Ed,i}$ il momento flettente di progetto della i -esima trave in condizioni sismiche e il $M_{pl,Rd,i}$ il corrispondente momento plastico.

La definizione di quest'ultimo coefficiente Ω nella norma non è esplicitato in maniera esauriente. Infatti pensato come un incremento delle azioni orizzontali, dovuto ad un sisma di entità maggiore di quello considerato, dovrebbe essere espresso come

$$\Omega_i = \frac{M_{pl,Rd,i} - M_{Ed,G}}{M_{Ed,E}}$$

Ovvero rapporto dell'aliquota di momento resistente che la trave può utilizzare per assorbire solo le azioni sismiche (ovvero è stata sottratta l'aliquota di momento sollecitante dovuta ai soli carichi verticali), diviso l'aliquota del momento sollecitante di progetto dovuto solo alle azioni sismiche.

Inoltre le colonne devono essere verificate considerando la più sfavorevole combinazione di sollecitazioni assiali e di taglio. Le sollecitazioni di progetti delle colonne sono determinate dalle seguenti formule:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{Rd} \Omega N_{Ed,E} \quad (5)$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{Rd} \Omega V_{Ed,E} \quad (6)$$

con

$N_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$ sono le sollecitazioni di compressione e di taglio dovute alle azioni non sismiche;

$N_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$ sono le sollecitazioni di compressione e di taglio dovute alle azioni sismiche.

Il taglio³ di progetto deve rispettare anche la seguente limitazione:

$$V_{Ed} / V_{pl,Rd} \leq 0,50 \quad (7)$$

Nelle colonne in cui si attende la formazione di cerniere plastiche, la normativa italiana raccomanda che le sollecitazioni debbano essere calcolate nell'ipotesi che il momento flettente sollecitante sia pari a $M_{pl,Rd}$.

Per quanto riguarda i collegamenti trave-colonna, i pannelli nodali devono essere progettati in modo da escludere la loro plasticizzazione e instabilizzazione a taglio. Tale requisito si ritiene soddisfatto quando:

$$V_{vp,Ed} / \min (V_{vp,Rd}, V_{vb,Rd}) \leq 1 \quad (8)$$

³ La formula (7) e (11) è quella adottata nel dominio di resistenza plastica al punto 4.2.4.1.2 (vedi Par. *"Flessione e taglio"*) della normativa italiana, e indica che si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, eccetto nei casi in cui l'instabilità per taglio riduca la resistenza a flessione della sezione.

essendo

$V_{vp,Ed}$ è la forza di progetto;

$V_{vp,Rd}$ è la resistenza a taglio per plasticizzazione del pannello, che vale (vedi NTC 08 al punto 4.2.4.1.2 , formula (4.2.18)):

$$V_{vp,Rd} = f_{y,w} \cdot A_v / \sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}$$

dove $f_{y,w}$ è la tensione di snervamento del pannello (che nel caso del collegamento trave-colonna coincide con quella dell'anima della colonna), A_v è l'area resistente a taglio;

$V_{vb,Rd}$ è la resistenza a taglio per instabilità del pannello, che vale (vedi Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009, al punto 4.2.1.3.4.1):

$$V_{vb,Rd} = \chi_w f_{yw} h_w t / \sqrt{3} \gamma_{M0}$$

dove $f_{y,w}$ è la tensione di snervamento del pannello (che nel caso del collegamento trave-colonna coincide con quella dell'anima della colonna), χ_w è un coefficiente che tiene conto dell'instabilità elastica dell'elemento in funzione del coefficiente di snellezza λ_w , h_w è l'altezza del pannello e t è il suo spessore.

Nel calcolo della resistenza a taglio dei pannelli nodali si deve ovviamente tenere in conto degli eventuali irrigidimenti d'anima della colonna (Fig.1), i quali possono essere realizzati mediante piatti di continuità posti in prosecuzione delle flange e delle travi e/o costole diagonali, oppure mediante piatti supplementari.

Travi

Nelle travi, dove è attesa la formazione di cerniere plastiche, devono essere verificate le seguenti relazioni (vedi NTC 2008 al punto 7.5.4.1):

$$M_{Ed} / M_{pl,Rd} \leq 1 \quad (9)$$

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0,15 \quad (10)$$

$$(V_{Ed,G} + V_{Ed,M}) / V_{pl,Rd} \leq 0,50 \quad (11)$$

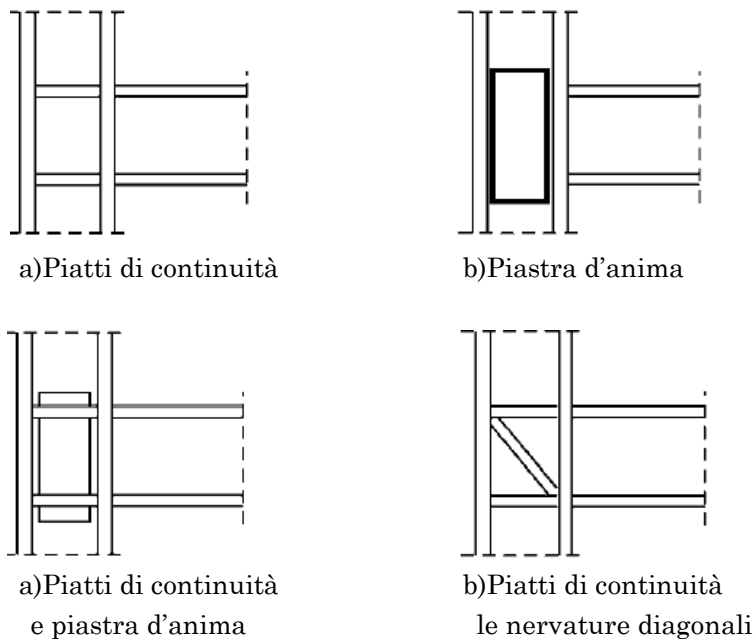


Figura 1 - Tipi di Irrigidimenti dei pannelli nodali trave-colonna

dove

M_{Ed} , N_{Ed} e V_{Ed} sono i valori di progetto del momento flettente, della sollecitazione assiale e del taglio;

$M_{pl,Rd}$, $N_{pl,Rd}$ e $V_{pl,Rd}$ sono i valori delle resistenze plastiche di progetto flessionale, assiale e tagliante;

$V_{Ed,G}$ è la sollecitazione di taglio di progetto dovuta alle azioni non sismiche;

$V_{Ed,M}$ è la sollecitazione di taglio dovuta all'applicazione di momenti plastici equiversi $M_{pl,Rd}$ nelle sezioni in cui è attesa la formazione delle cerniere plastiche.

L'equazione (9) è ovvia, perché anche in assenza di sisma la travi devono comunque soddisfarla.

Nelle travi inoltre lo sforzo normale N_{Ed} è spesso nullo a meno che non siano presenti nella struttura dei controventi di piano. L'equazione (10) infatti è prescritta in quest'ultimo caso al fine di garantire un ade-

guata duttilità rotazionale alle cerniere plastiche, tramite la riduzione dello sforzo normale agente (ricordando che, oltre l'entità dello sforzo normale, anche la snellezza locale dei piatti e la storia di deformazione plastica applicata, influenzano la capacità rotazionale delle cerniere plastiche). Il soddisfacimento di tale relazione implica inoltre che il momento resistente della sezione non è influenzato dalla presenza di sforzo normale.

Gerarchia delle resistenze trave-colonna

Per assicurare un meccanismo dissipativo globale, è necessario infine rispettare la gerarchia della resistenza trave - colonna, attraverso il rispetto in ogni nodo della seguente relazione (NTC08 al punto 7.5.4.3):

$$\sum M_{c,pl,Rd} \geq \gamma_{RD} \cdot \sum M_{b,pl,Rd} \quad (12)$$

dove

$\gamma_{RD} = 1,3$ per strutture di classe CD "A" e 1,1 per CD "B";

$M_{c,pl,Rd}$ è il momento resistente della colonna calcolato per i livelli di sollecitazioni assiali presenti nella colonna nelle combinazioni sismiche delle azioni;

$M_{b,pl,Rd}$ è il momento resistente delle travi che convergono nel nodo trave-colonna.

4. Confronto NTC 2008 con la vigente normativa europea

La normativa italiana attinge molto da quella europea, allontanandosi solo in alcuni punti. Le differenze sono riscontrabili nelle indicazioni progettuali, che in quella europea sono precise e inequivocabili, mentre in quella italiane sono spesso superficiali.

Per quanto riguarda le caratteristiche strutturali dell'edificio, più precisamente la regolarità in pianta, la normativa italiana si sofferma a regole generali senza dare precise indicazioni, mentre quella europea entra più in dettaglio.

A questo riguardo, l'Eurocodice (EC8 -Par. 4.2.3, *Criteri di regolarità strutturale*) raccomanda che: " le configurazioni in pianta a L, C, H,

I, e X siano attentamente esaminate, soprattutto per quello che riguarda la rigidezza dei tratti laterali, che dovrebbe essere paragonabile a quella della parte centrale, al fine di soddisfare la condizione di impalcato rigido”. Inoltre fornisce dettagliate regole per il calcolo del centro delle rigidezze (importante per il calcolo degli effetti torsionali del sisma).

Appare evidente che, esplicitando tali principi, la normativa europea rende inequivocabili determinate metodologie di progetto, fornendo un grande aiuto al progettista.

4.1. Progettazione di edifici in acciaio

Nelle costruzioni in acciaio, le due normative non presentano grosse differenze, entrambe sono coerenti al principio della “*Gerarchia delle resistenze*”. Le uniche discordanze presenti riguardano:

- Nel punto 7.5.1, le NTC 08 indicano la possibilità di assumere nelle verifiche il $\gamma_{Rd}=1$, qualora il valore caratteristico della tensione di snervamento f_{yk} dell'acciaio impiegato per le zone non dissipative (membrature e/o collegamenti) sia maggiore della $f_{y,maz}$ dell'acciaio delle zone dissipative. Non viene fornita alcuna definizione di $f_{y,maz}$. La regola di progetto è stata palesemente mutuata dall'Eurocodice 8 (al punto 6.2(4)), dove $f_{y,maz}$ è definita come la massima tensione di snervamento specificata in sede di progetto per l'acciaio delle zone dissipative. La differenza tra la prescrizione che compare in entrambe le norme è che l'Eurocodice precisa che questa opzione può essere utilizzata qualora il progetto venga eseguito in base ad un unico valore della tensione di snervamento, sia per le zone dissipative che per quelle non dissipative, pari a quella delle zone dissipative. Quest'ultima prescrizione è fondamentale e, la sua assenza nelle NTC 08 conduce a palesi errori nell'applicazione del principio di gerarchia delle resistenze.
- Nelle regole della progettazione per i telai resistenti a flessione, l'EC8 (al punto 6.6.1) ingloba nella classe di duttilità media anche le sezioni di classe 3. Nella norma italiana (al punto 7.5.2.2) invece nella classe di duttilità bassa, che corrisponde alla classe di duttilità media dell'EC8, considera solo le sezioni di classe 1 e 2.

- La norma europea, a differenza di quella italiana, esplicita la possibilità di utilizzare collegamenti semi-rigidi e/o a parziale resistenza purché, nel caso di strutture a telaio, le connessioni abbiano una capacità di rotazione compatibile con le deformazioni globali.
- Infine è importante segnalare che l'Eurocodice 8, a differenza delle NTC 08, per la tipologia a telaio non richiede il rispetto dell'equazione (12), per la verifica del criterio della gerarchia delle resistenze trave-colonna. Se ne deduce che la normativa italiana applica con maggiore severità il criterio delle gerarchie delle resistenze per i telai in acciaio con una doppia regola di verifica per i collegamenti trave-colonna (ovvero oltre alla regola (3) di verifica, valida per tutte le tipologie strutturali).

Da tale confronto emerge che la normativa italiana, per certi aspetti, è più conservativa di quella europea.

Capitolo 3

CONCEZIONE STRUTTURALE

1. Premessa

Un organismo edilizio deve rispondere ad esigenze di carattere statico, estetico, funzionale ed economico. Tuttavia le caratteristiche di un sistema costruttivo sono intrinsecamente legate alle proprietà fisico-meccaniche del materiale base utilizzato per i suoi componenti strutturali.

Nelle carpenterie metalliche il materiale base è l'acciaio; quest'ultimo possiede un'elevata prestazione meccanica, intesa come rapporto tra la resistenza meccanica e il suo peso specifico, e un'elevata duttilità che lo rendono particolarmente idoneo ad essere utilizzato nel caso di costruzioni site in zona sismica. Di contro per strutture realizzate con membrature snelle il rendimento meccanico del materiale non può essere sfruttato appieno, poiché tali elementi sono soggetti a fenomeni di instabilità sia globale che locale, oltre ad un'eccessiva deformabilità. Le scelte progettuali devono quindi mirare a sfruttare al massimo le caratteristiche del materiale, evitando tali fenomeni, attraverso l'utilizzo di acciai con idonee caratteristiche meccaniche o con irrigidimenti collocati in posizioni congeniali.

Un aspetto che certamente condiziona la concezione strutturale, e rende le strutture in acciaio altamente competitive, è inoltre la possibilità di industrializzazione degli elementi costruttivi. Questo aspetto è legato ad altri di importanza fondamentale, che non devono essere trascurati nella fase di progettazione e quindi nella concezione strutturale,

ovvero bisogna tener conto delle operazioni di produzione, trasformazione, trasporto e montaggio delle diverse parti.

2. Componenti strutturali

Tra i parametri di progetto per le strutture a carpenteria metallica rientra il grado di vincolo delle diverse parti. Quest'ultimo difatti varia avendo la possibilità di realizzare nodi strutturali del tipo a cerniera perfetta, rigidi o semirigidi, mediante opportuni accorgimenti costruttivi e/o tecnologici. La scelta del sistema di collegamento da utilizzare rappresenta un aspetto chiave che condiziona a sua volta la scelta delle diverse tipologia strutturali. Nel campo degli edifici il tipo di collegamento porta sostanzialmente alla realizzazione di strutture intelaiate, oppure con controventi concentrici o eccentrici.

Nel primo caso l'ossatura portante è costituita da ordini di telai ortogonali tra loro, la cui continuità strutturale tra le membrature orizzontali e verticali è garantita da collegamenti di tipo rigido o semirigido, caratterizzata da una risposta strutturale che si traduce in un regime di sollecitazioni di tipo flessionali. La scelta di tali tipologie di collegamenti è condizionata dall'elevata deformabilità delle strutture intelaiate. Nell'ambito della tipologia a telaio, sono possibili inoltre diverse soluzioni di distribuzione spaziale, che condizionano il numero di zone dissipative e la distribuzione delle forze di inerzia. Tra tali soluzioni le più usuali sono:

- a) telai spaziali;
- b) telai perimetrali;
- c) telai perimetrali combinati con controventi posizionati in opportune campate, i cosiddetti "*telai duali*".

Le soluzioni illustrate presentano rispettivamente un numero sempre decrescente di collegamenti rigidi trave-colonna, che cedono il posto ai collegamenti a cerniera lungo all'asse debole della colonna, che sono più facili da realizzare e più economici rispetto a quelli rigidi tipici di tale tipologia strutturale.

Queste alternative costruttive se non opportunamente calibrate, soprattutto per la seconda tipologia, comportano una rilevante diminuzio-

ne di rigidezza di piano, che porta ad un aumento dello spostamento laterale (condizionante per la verifica allo SLD), e di conseguenza all'aumento dell'effetto $P-\delta$, deleterio per la previsione della risposta strutturale. Per risolvere tali problematiche una delle possibilità è l'aumento della rigidezza di piano attraverso o l'aumento delle sezioni delle membrature o con opportuni controventi verticali (dando vita ai cosiddetti *telai duali*). In genere però per mantenere la tipologia intelaiata si preferisce la prima soluzione, che comporta un risparmio nei collegamenti ma non nelle dimensioni delle sezioni.

Nei sistemi appartenenti alla seconda tipologia, ovvero strutture controventate, composte da ordini di telai e dalla contemporanea presenza di elementi verticali che fungono da controventi, i collegamenti trave – colonna sono invece del tipo a cerniera. La rigidezza laterale in questo caso è conferita dai sistemi di controventamenti verticali. In quest'ultimo caso, si può distinguere la parte strutturale che trasmette i carichi verticali alla fondazione (*gli ordini di telai*), dalla parte che invece assorbe le azioni orizzontali dovute al sisma o al vento (*i controventi verticali*). Inoltre rispetto alla tipologia è precedente quest'ultima è meno duttile ma contemporaneamente meno deformabile (grazie alla presenza dei controventi)

Un ulteriore fattore che condiziona la concezione strutturale è l'impalcato. Dal punto di vista sismico infatti quest'ultimo deve costituire nel proprio piano un diaframma, con sufficiente rigidezza per la distribuzione delle forze sismiche tra gli elementi verticali e per assicurare un movimento rigido dell'impalcato nella direzione orizzontale. Tale funzione del impalcato riduce l'azione delle forze agenti sugli elementi verticali, migliorando il comportamento sismico della struttura.

In genere l'elemento di ripartizione del carico orizzontale in strutture controventate è proprio l'impalcato di piano. Solitamente negli edifici multipiano di acciaio esso è realizzato mediante lamiera grecata con soletta in calcestruzzo, o qualche cosa con controventi di piano. La prima soluzione ha come parametri di progetto, tenendo conto dei carichi verticali e orizzontali, l'altezza e lo spessore della lamiera grecata, e l'altezza della soletta di calcestruzzo (quest'ultima contribuisce alla rigidezza di piano). Il secondo è concepito come una vera e propria trave reticolare,

ottenuta mediante l'assemblaggio di cavi d'acciaio o di profili (soluzione spesso adottata per le coperture).

Nelle strutture intelaiate l'impalcato viene ipotizzato rigido (grazie a particolari accorgimenti costruttivi). Questa soluzione permette di evitare la presenza sulle travi di forti sollecitazioni assiali dovute ai carichi orizzontali (tali effetti infatti possono diminuire la resistenza a flessione delle travi). L'impalcato è considerato rigido quando è reso collaborante alla struttura portante del solaio, costituita da una semplice o doppia orditura di travi in acciaio, attraverso l'adozione di connettori (a differenza delle strutture intelaiate dove la soletta è semplicemente appoggiata alla struttura portante del solaio).

Molto diffusa infine nel caso di edifici in acciaio è anche la soluzione, che prevede il ricorso a pareti e/o nuclei in calcestruzzo armato come sistemi resistenti alle azioni orizzontali. Tali elementi, per effetto delle azioni orizzontali, risultano impegnati da un regime di sollecitazione prevalentemente di taglio e flessione. I nuclei, in particolare, presentano rigidità e resistenza anche nei confronti della torsione.

3. Regolarità strutturale

Nella concezione strutturale dell'intero edificio assume un ruolo importante, per ottenere un'adeguata risposta alle azioni sismiche, la distribuzione degli elementi resistenti in pianta e in elevazione. Per quanto riguarda la distribuzione in elevazione si raccomanda, se è possibile, una regolarità, intesa come distribuzione uniforme di resistenza e di rigidità di piano.

Per irregolarità a sua volta si intende, cambiamenti repentini di masse (ad esempio presenza di sporgenze o di arretramenti), o difformità topografiche. In tali casi si deve considerare il loro effetto in fase di progetto.

La regolarità in pianta si traduce nella capacità della struttura di vibrare senza torsione. La forma ideale diviene così quella compatta, in cui baricentro delle masse e centro di rigidità coincidono. A volte per esigenze architettoniche non è possibile l'utilizzo di tale conformazione, si interviene in questi casi con giunti di separazione, che permettono di

dividere l'edificio in due corpi indipendenti con un comportamento sismico regolare.

Anche la tipologia delle scale, nonché la sua posizione sia in pianta che in elevazione, condiziona la regolarità strutturale, data la sua diversa rigidezza rispetto al resto della struttura. Per limitare l'effetto di tale variazione di rigidezza si utilizza in edifici in zona sismica la scala alla Giliberti (tipologia scelta anche nell'esempio progettuale). Questa tipologia prende il nome del prof. Giliberti, che ne fu l'inventore, ed è prevalentemente utilizzata per edifici in calcestruzzo armato, ma può essere facilmente adattata per edifici a carpenteria metallica. Si tratta di una soletta rampante le cui due rampe non poggiano direttamente sulla trave di testata del pianerottolo di riposo ma su di un tronco di trave rispettivamente poggiato alla suddetta trave di testata mediante due pilastri. Il pianerottolo di riposo viene realizzato separato in due parti mediante un giunto e ciascuna delle due rampe rimane solidale all'impalcato, al quale è collegata senza che nascano significative sollecitazioni quando si verifica una traslazione relativa dei due piani.

Ulteriori fattori da tener in considerazione in fase progettuale sono gli elementi di completamento e i sistemi di chiusura corrispondenti alla facciata e ai tramezzi interni. Solitamente tali elementi sono considerati poco influenti nella risposta strutturale in presenza di sisma, ma attuali tendenze anche nel campo della ricerca, hanno confermata la loro importanza in caso di sisma di elevata entità. Tali elementi opportunamente progettati infatti, riescono a fungere da dissipatori energetici durante cicli di deformazioni plastiche.

4. I collegamenti

I collegamenti assumono un ruolo fondamentale nel progetto di edifici in acciaio. Sono difatti questi a definire lo schema statico di riferimento per il progetto strutturale.

Partendo dall'analisi dei due casi estremi di vincolo è possibile realizzare nodi a cerniera e ad incastro o rigido. Possono inoltre ottenersi anche nodi che presentano un comportamento meccanico intermedio, che vengono denominati semi-rigidi.

I nodi a cerniera permettono rotazioni libere e sono incapaci di trasmettere momento. Si parla in questo caso di strutture pendolari. Nei nodi ad incastro invece le aste che vi convergono presentano tutte le stesse rotazioni e spostamenti, i cosiddetti nodi a comportamento monolitico. I nodi semi-rigido sono efficacemente inseriti nel contesto delle imperfezioni meccaniche della struttura “industriale”, e permettono di avvicinarsi ad un comportamento più realistico della struttura (che sappiamo composta di aste imperfette e di conseguenza di nodi imperfetti).

Il collegamento data la sua importanza nel complesso strutturale quindi deve essere qualificato in termini di rigidezza, resistenza e capacità di deformazione.

In termini di rigidezza, sapendo che i collegamenti reagiscono prevalentemente a flessione, possono essere classificati in base al variare della rigidezza flessionale data dal rapporto $k=EI/l$ (I è il momento d'inerzia della sezione e l è la luce dalla trave). Lo schema di vincolo che racchiude tutte le tipologie di collegamento è l'incastro cedevole, ovvero la cerniera con una molla. In base alla rigidezza di quest'ultima il nodo viene classificato come cerniera propria se k tende a zero, rigido se k tende ad infinito o comunque ad un valore forte e semirigido per un k esiguo. Appare evidente che nella realtà è verosimile, date le imperfezioni presenti nel nodo, realizzare nodi a cerniera e semirigidi piuttosto che rigidi.

In termine di resistenza i collegamenti sono classificati come a completo ripristino di resistenza e a parziale ripristino di resistenza. Nel primo caso hanno una resistenza di progetto almeno uguale a quella delle membrature collegate; con riferimento al progetto plastico la cerniera plastica si formerà nelle membrature collegate e non nel collegamento. Nel secondo caso la resistenza di progetto è minore di quella delle membrature collegate; a tale collegamento è richiesta un'adeguata capacità di rotazione dato che la cerniera plastica si formerà proprio nel collegamento.

Infine in termini di deformazione se assumiamo predominante il comportamento a flessione bisogna fare riferimento alla relazione momento-rotazione. Tale relazione in presenza di azione sismica è di tipo ciclica, ed è strettamente legata al degrado della struttura che si evidenzia all'aumentare del numero di cicli. Il comportamento ciclico dei

collegamenti può essere di tipo stabile o instabile. Nel primo caso il collegamento mantiene le sue caratteristiche iniziale, nel secondo caso la rigidità e la resistenza diminuiscono al crescere del numero di cicli.

Per le strutture a telaio esistono diversi sistemi tecnologici per la realizzazione del collegamento trave-colonna. Il nodo rigido può ottenersi attraverso un collegamento di tipo saldato, con la disposizione di eventuali irrigidimenti nell'anima della colonna, che proseguono idealmente le ali delle travi. In alternativa si può realizzare un giunto flangiato e anche in questo caso si possono predisporre dei irrigidimenti nell'anima della colonna; oppure giunti con coprighiunti saldati alla colonna e bullonati alle ali della trave, e l'anima della trave collegata all'ala della colonna mediante una squadretta bullonata.

Per strutture pendolari, con collegamenti di tipo a cerniera, per le connessioni trave-colonna si realizzano squadrette bullonate. In particolare per i sistemi di controvento si realizzano collegamenti bullonati che prevedono la connessione anche delle diagonale.

5. Collegamenti trave-colonna per strutture intelaiate

Per i collegamenti trave-colonna come visto precedentemente vi sono diverse tecniche costruttive che spaziano dalle soluzioni classiche, utilizzate in genere in strutture in acciaio, alle soluzioni innovative, studiate appositamente per strutture antisismiche in acciaio.

Per strutture sismoresistenti intelaiato si utilizzano collegamenti rigidi a completo ripristino di resistenza. Tale collegamento viene concepito in maniera diversa nelle diverse nazioni. Le più note tipologie di collegamento sono quella americana, giapponese, e non per ultima europea.

Nei collegamenti trave-colonna tipicamente adottati nella pratica progettuale americana, le travi sono collegate alle colonne tramite saldatura a completa penetrazione limitata alla zona delle ali e tramite bullonatura dell'anima ad un piatto saldato in stabilimento all'ala della colonna (fig. 1). Tale tipologia è stata migliorata dopo gli eventi sismici di Northridge tramite l'inserimento di irrigidimenti o con

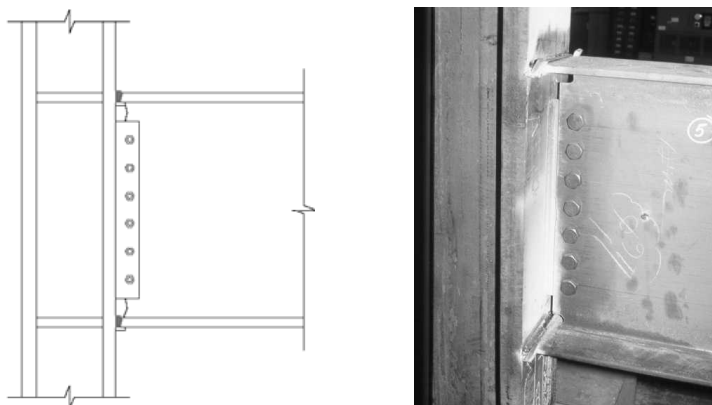


Figura 1 - Schema di collegamento saldato trave-colonna pre-Northridge

l'indebolimento della trave (fig. 2). Quest' ultime varianti sono motivate dalle forme di collasso riscontrate in quella occasione, in corrispondenza delle saldature tra ali delle travi e delle colonne e lungo la sezione della colonna (fig.3).

Durante gli ultimi venti anni, considerazioni di carattere economico hanno spinto i progettisti americani a limitare l'utilizzo di questa tipologia di collegamenti rigidi solamente ad alcuni telai della struttura passando così da un telaio spaziale (spatial MRF) ad un telaio perimetrale (perimeter MRF). Ciò comporta un significativo aumento dell'altezza delle sezioni delle travi adottate per i telai sismoresistenti, mentre per le colonne, al fine di garantire il criterio di gerarchia delle resistenze colonna forte-trave debole e comunque di non avere elementi ingombranti, sono state adottate sezioni caratterizzate da spessori elevati delle ali.

Nella pratica costruttiva giapponese i collegamenti sono realizzati mediante saldature in opera della travi, con sezione a doppio T, alla colonna, con profili scatolari rinforzati mediante piatti in continuità delle ali della trave (fig.4). Anche in questa tipologia sono state riscontrate, durante il terremoto di Kobe, in corrispondenza delle saldature tra ali delle travi e delle colonne, la stessa modalità di collasso di quella americana. Le soluzioni adottate per quest'ultimo problema sono state le medesime di quelle americane.

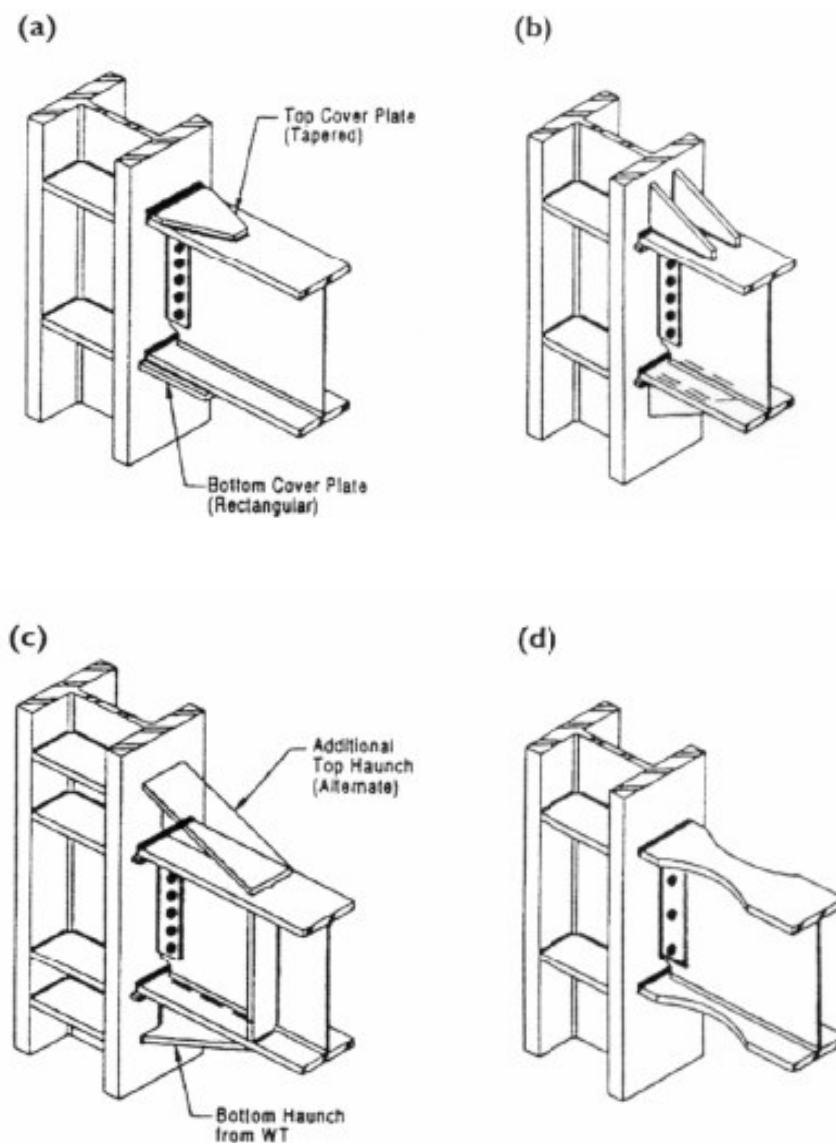


Figura 2 - Schemi di collegamento saldato post-Northridge



a) frattura lungo la saldatura tra la flangia della trave e della colonna



b) frattura lungo la flangia della colonna



c) frattura lungo la sezione della colonna

Figura 3 - Tipologie di collasso durante il terremoto di Northridge

In ambito europeo, dove invece viene utilizzata la tipologia strutturale a telaio spaziale (*spatial MRF*), le sezioni adottate per le travi sono meno alte rispetto a quelle adottate negli USA (anche a causa della dimensione minore delle campate), e le sezioni adottate per le colonne sono caratterizzate da spessori minori delle ali. La trave è collegata alla colonna tramite saldatura a completa penetrazione per le ali, e tramite saldatura a cordone d'angolo su entrambi i lati dell'anima (fig.5).

I collegamenti esaminati sono tutti quelli composti da due colonne e una trave (e/o due travi). Nella bibliografia consultata nulla o poco viene menzionato sulla consuetudine costruttiva per la realizzazione di collegamenti intermedi, ovvero con due colonne e quattro travi. Per quanto riguarda le colonne scatolari, la stessa logica utilizzata per un collegamento ad angolo può essere ripresa per un collegamento intermedio, gra-

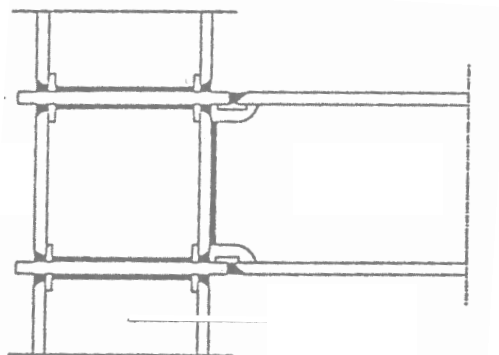


Figura 4 - Schema di collegamento trave-colonna, adottato in Giappone

zie ai lati tutti i uguali della sezione (vedi collegamento giapponese). Qualche informazione in più occorre avere invece per i collegamenti con colonne realizzate adottando profili a doppio T, in cui le due direzioni del collegamento devono essere concepite costruttivamente in maniera diversa o quasi (vedi collegamento americano e europeo). Su quest'ultima tipologia qualche informazione è stata ricavata da schizzi e riferimenti fotografici (fig.6). Le uniche informazioni dettagliate sono state ritrovate sul collegamento mostrato nelle figura 7. Si tratta di un nodo non rinforzato con piastra terminale. Il progetto prevede che le travi collegate

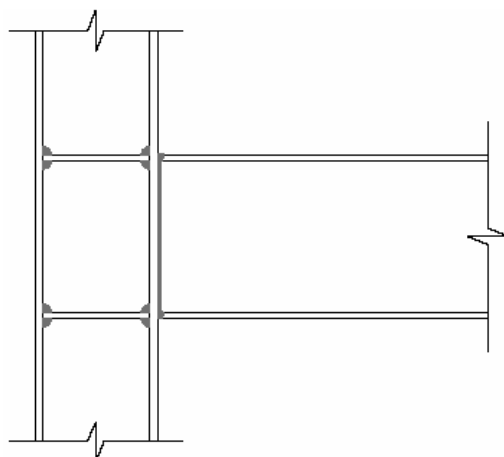
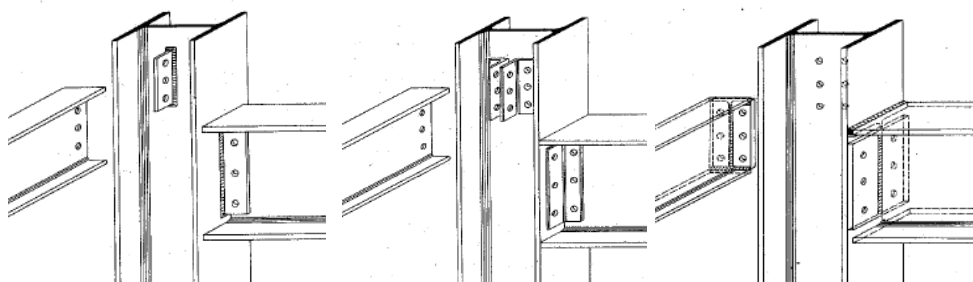


Figura 5 - Schema di collegamento trave-colonna saldato, adottato in Europa



a) Schizzi - Collegamento intermedio trave-colonna



b) Riferimento fotografico- Tipologia ad albero

Figura 6 - Collegamento intermedio

ortogonalmente all'anima della colonna, abbiano piastre terminali *'estese'* saldate durante la fabbricazione (vedi fig. 7 componente a), mentre sono bullonate in situ a piatti verticali saldati alle flange delle colonne (vedi fig. 7 componente b).

In definitiva la scarsità di indicazioni per quest'ultima tipologia di collegamento permette al progettista di ipotizzare, come meglio crede, il nodo intermedio da realizzare.

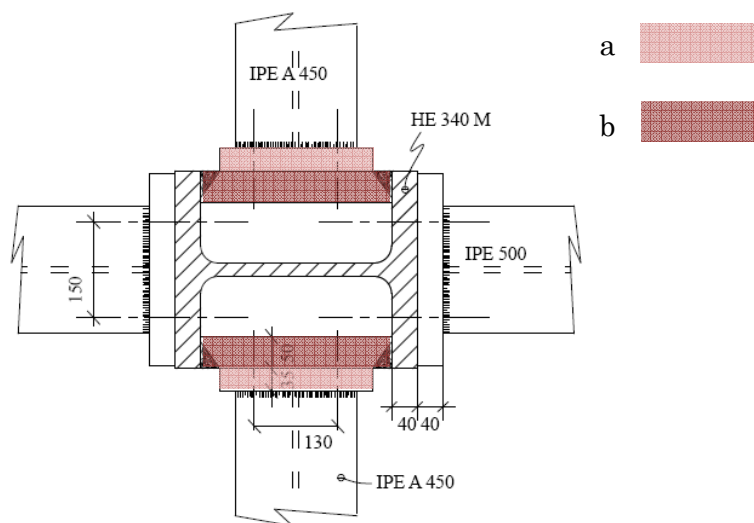


Figura 7 - Collegamento intermedio più dettagliata
Tipologia italiana senza piastra di rinforzo

6. Collegamenti trave-colonna, dai sistemi tradizionali alle innovazioni, passando dalla ricerca

Per rendere completa la trattazione sul collegamento trave-colonna, sono state esaminate le ricerche più significative sull'argomento.

I primi studi in Italia sul comportamento ciclico dei nodi trave-colonna di telai in acciaio risalgono agli '80 e si sono sviluppate attraverso la collaborazione dell'Università degli studi di Napoli "Federico II" e il politecnico di Milano. Quest'ultime mostrano, dall'analisi di collegamenti convenzionalmente utilizzati nella pratica costruttiva (vedi figura 5), la sensibilità del comportamento, in termini di rigidezza, resistenza, duttilità e capacità di assorbimento di energia, al variare di dettagli costruttivi apparentemente trascurabili. In generale è stato osservato che ogni modifica del collegamento, che avviene con all'aggiunta di elementi di irrigidimento, conduce ad un aumento della resistenza ma ad una riduzione della duttilità.

L'Università di Salerno invece ha svolto un programma di ricerca su una tipologia di collegamento per in strutture intelaiate in acciaio di grande interesse, per la semplicità realizzativa e la semplicità di sostituzione degli elementi della connessione danneggiati in seguito ad un evento sismico. Tale tipologia è rappresentata dal giunto d'estremità realizzato connettendo le flange della trave alla colonna mediante due T-stub. Il criterio di progetto proposto è quello di massimizzare la dissipazione delle connessioni T-stub, sfruttando i concetti applicati nella realizzazione dei dissipatori isteretici di acciaio, quali i dispositivi ADAS, usualmente impiegati nell'ambito del controllo antisismico passivo, pervenendo alla caratterizzazione dimensionale di "T-stub dissipativi".

Anche Ballio e Chen hanno condotto una compagna sperimentale su collegamenti trave-colonna, allargando la casistica della ricerca precedente. Effettuando delle prove cicliche tale sperimentazione mira alla misura della capacità rotazionale plastica dei nodi. Tale ricerca ha come oggetto due tipologie diffuse, ovvero collegamenti flangianti e saldati, in configurazione a una o due travi, considerando nei nodi saldati la variante dei bulloni d'anima a di ali rastremate (dog-bone).

Infine recentemente sono state sviluppate ricerche teoriche-sperimentali a livello internazionale sul tema dei collegamenti trave-colonna. L'ultimo progetto europeo denominato RECOS (*Reliability of moment resistant connections of steel building frames in seismic areas*), ha visto la collaborazione di otto Paesi europei, i quali hanno sviluppato una ricerca sui molti aspetti relativi alla progettazione dei collegamenti nei telai sismo-resistenti. In particolare hanno effettuato delle prove cicliche sui collegamenti trave-colonna anche in configurazione composta.

Tali sperimentazioni hanno l'obiettivo sia di schematizzare molti aspetti fondamentali del comportamento dei collegamenti, sia di identificare nuove tipologie di collegamento più conveniente e funzionale.

Capitolo 4

PROBLEMATICHE SUI TELAI

1. Collocazione del progetto strutturale nel processo edilizio

Il progetto strutturale dovrebbe accompagnare fin dall'inizio l'iter progettuale edilizio. Già a partire dalle scelte a scala urbanistica esiste la necessità di tenere in considerazione le esigenze strutturali, specialmente ora che le zone sismiche coprono l'intero territorio nazionale. Questa esigenza ovviamente aumenta quando il progetto investe la scala edilizia, perché gli aspetti architettonici della costruzione devono confrontarsi con quelli funzionali, impiantistici e strutturali. Il progettista si trova quindi a dover dare consistenza strutturale ad una forma rigidamente già definita, con spesso l'impossibilità di ottimizzare il comportamento della struttura, ad esempio dover ottenere regolarità e razionalità strutturale ad una costruzione che si presenta formalmente irregolare.

Le indicazioni dei paragrafi che seguono, anche se riportate a titolo esemplificativo mirano a consentire ai progettisti di comprendere le ragioni della struttura. Mirano inoltre ad evidenziare i grandi vantaggi nell'adottare le strutture a carpenteria metallica.

2. Perché le strutture in acciaio

Le problematiche espresse in precedenza possono semplificarsi adottando le strutture a carpenteria metallica, dati i tanti pregi che esse pos-

siedono quali la flessibilità, la funzionalità, la durabilità, le potenzialità architettoniche, la rapidità costruttiva e la semplicità di messa in opera.

Le strutture in acciaio garantiscono anche la possibilità di assorbire l'energia sismica, utilizzando le elevate riserve plastiche tipiche del materiale. Inoltre le costruzioni in acciaio sono caratterizzate da pesi strutturali decisamente inferiori rispetto alle soluzioni costruttive con materiali più tradizionali, riducendo così l'entità delle forze inerziali generate dal sisma sulla struttura e garantendo al contempo una più efficace capacità di dissipare l'azione sismica.

3. Impostazione della carpenteria

3.1. Problematiche generali

Immaginiamo di dover affrontare il progetto strutturale di un edificio dal punto di vista planovolumetrico, da un progetto architettonico difficilmente modificabile. La prima operazione che determina le più importanti scelte progettuali è l'impostazione della carpenteria, cioè l'individuazione dell'orditura dei solai e la posizione delle colonne e delle travi. Il procedimento è analogo a quello svolto per edifici prevalentemente soggetti a carichi verticali. La sostanziale differenza consiste nella necessità di realizzare una struttura in grado di sopportare anche le forze orizzontali agenti nelle due direzioni che simulano l'effetto del sisma; in particolare in caso di strutture intelaiate in acciaio oltre a determinare l'eventuale orientamento delle colonne è importante ipotizzare, già in questa fase dell'iter progettuale, il tipo di vincolo che si vuole realizzare per il collegamento trave-colonna. Quest'ultimo difatti influenza la rigidezza di piano, elemento fondamentale per ottenere un'adeguata risposta strutturale sotto l'effetto del sisma. Come visto precedentemente (vedi Cap.3 Par.2) tale impostazione deve rispettare i principi di regolarità e semplicità, necessari per migliorare la comprensione del comportamento strutturale.

Se la forma planimetrica non appare idonea, occorre innanzi tutto valutare se, per recuperare regolarità e simmetria, non sia opportuno dividere il fabbricato in blocchi, staticamente separati da giunti, ciascu-

no dotato di forma più semplice. Ove non sia possibile si dovrà cercare, lavorando con le rigidezze, di correggere le possibili eccentricità tra il baricentro delle masse (individuabile nel centro geometrico della figura) e quello delle rigidezze.

In questa decisione preliminare interviene anche l'impostazione della struttura della scala. L'adozione di una soletta rampante è sicuramente una soluzione più idonea in zona sismica. Infatti, l'unica alterazione che essa produce rispetto alla regolarità degli altri telai non influisce in maniera sensibile sulla rigidezza complessiva. In verità la soletta costituisce comunque un collegamento tra due impalcati successivi, del quale in passata non si teneva conto nel calcolo, ma può avere invece un'influenza non trascurabile, specie in caso di collocazione non simmetrica. E' quindi indubbiamente preferibile la variante alla Giliberti, illustrata precedentemente (vedi Cap.3 Par.3), che mantiene separate le due rampe e quindi svincolati gli impalcati; in essa, inoltre la collocazione a livello del piano della trave di testata che regge il pianerottolo di riposo contribuisce alla rigidezza e resistenza planimetrica dell'impalcato.

3.2. Criteri per l'impostazione

Negli edifici con telai in acciaio la resistenza dell'azioni sismiche è affidata sia alle colonne che alle travi. I due aspetti, carichi verticali e azioni orizzontali, devono quindi essere esaminati contemporaneamente.

Per semplicità operativa è possibile definire la carpenteria in maniera tale da supportare innanzitutto i carichi verticali, e poi attraverso particolari accorgimenti costruttivi (tipologie di sezioni e/o di nodi da adottare) supportare le azioni orizzontali.

Il primo requisito da assicurare è l'uniformità di luci indispensabile non solo per supportare carichi verticali ma anche per le azioni orizzontali, perché evita la concentrazione di sollecitazioni su campate più corte, e il dover adottare in uno stesso piano sezioni delle colonne di diversa dimensione. A differenza di strutture con telai in calcestruzzo armato, è più semplice assicurare regolarità e semplicità sia in pianta che in elevazioni. La consuetudine progettuale vuole infatti che, per le carpenterie metalliche avendo la possibilità di realizzare grandi luci,

all'allineamento delle colonne sia poco condizionato dalla disposizione dell'architettone e quindi sia facilmente realizzabile. Inoltre le sezioni scelte per le membrature di uno stesso piano raramente risultano differenti sia per le colonne che per le travi, perché ciò comporta una scarsa operatività in cantiere. Tale metodologia progettuale si traduce in campate regolari con colonne e travi della stessa dimensione (in uno stesso piano o a tutti i piani), ovvero con una distribuzione omogenea degli elementi resistenti sia in pianta che in elevazione.

Un ulteriore fattore condizionante nell'assicurare regolarità e simmetria nell'impostazione della carpenteria è l'orientamento delle colonne, requisito legato prettamente all'esigenza di un'adeguata risposta strutturale al sisma più che ai carichi verticali.

Le colonne difatti oltre ad essere dimensionate tenendo in considerazione i carichi verticali devono essere orientate in base alla loro rigidità, in modo da poter sopportare anche le azioni orizzontali (effetto del sisma) e da evitare forti spostamenti laterali tipici della tipologia a telai. La rigidità nelle due direzioni deve essere comparabile, in modo che il baricentro delle masse si avvicini con quelle delle inerzie per evitare la presenza di fenomeni torsionali.

L'orientamento delle colonne è influenzato da due fattori: tipo di sezioni adottate per le membrature portanti, e dai vincoli scelti per i collegamenti trave-colonna. Entrambe le condizioni sono influenzate, non solo dal modello statico da ottenere ma anche dalla consueta pratica progettuale, che può cambiare da una nazione ad un'altra (vedi Cap.3-Par.5).

Il tipo di sezione può variare da un profilo che possiede la stessa rigidità nelle due direzioni, come ad esempio gli scatolari o una sezione scaturita dall'assemblaggio di profili a C o a doppio T (la cosiddetta sezione a croce austriaca), ad un profilo con diversa rigidità nelle due direzioni (come i profili a doppio T). Ovviamente per la prima tipologia di sezioni, definite compatte, è più semplice l'orientamento delle colonne, mentre per sezioni allungate è più oneroso. Quest'ultime difatti devono permettere di correggere la rigidità di piano tenendo conto che esibiscono una diversa inerzia in base a come sono orientate in pianta.

Anche per la scelta del collegamento trave-colonna si deve tener conto del tipo di sezioni adottate. Queste infatti ci permettono di decide-

re quale è il tipologia di nodo più semplici da realizzare per l'operatore, in base alla rigidezza che deve esibire nelle due direzioni del sisma. Se la rigidezza è uguale in entrambe le direzioni è possibile realizzare un collegamento completamente rigido; ma se la rigidezza in una delle due direzioni può essere trascurata, allora come alternativa progettuale si può realizzare un incastro, rispetto all'asse forte della sezione, e una cerniera rispetto all'asse debole della medesima.

La possibilità di adottare nodi a cerniera deve essere tenuta in considerazione dal progettista già dalla scelta della disposizione di colonne e travi. Tali nodi infatti devono essere posizionati in zone congeniali, in modo da non ritrovarli in prossimità di area di influenza di un certo peso, perché ciò può condizionare la verifica di deformabilità delle trave principali (aumento della freccia massima).

In Italia la sezione più utilizzata sia per le colonne che per le travi è il profilo a doppio T (IPE o HE), e i collegamenti trave-colonna sono solitamente incastri (tipologia ad albero).

Le scelte condotte in questa fase sono sostanzialmente qualitative, pertanto sono possibili modifiche successive quando, applicati i carichi di progetto allo schema spaziale, sarà possibile valutare concretamente la rigidezza della struttura nelle due direzioni.

4. Dalla carpenteria al primo dimensionamento delle sezioni

Diversamente da come avviene per le strutture in calcestruzzo armato, dove la scelta delle sezioni si basa inizialmente sui carichi verticali, quindi sulla resistenza, e in seguito si fornisce una adeguata rigidezza attraverso l'armatura, per le strutture a carpenteria metallica le sezioni delle membrature già possiedono resistenza e rigidezza, e come tali la loro scelta deve essere ben oculata fin dall'inizio. Ciò evidenzia che assegnare una sezione alle membrature (colonne e travi principali) in acciaio è più problematico rispetto alle strutture in calcestruzzo armato.

La prima domanda da porsi per effettuare il dimensionamento è, quali forze devono essere tenute in considerazione? Tale quesito può sembrare quasi banale. Infatti sappiamo che in genere per il progetto delle sezioni si utilizzano le forze di progetto, quelle determinate allo

SLU tenendo in considerazioni il fattore di struttura q . Ma per alcune tipologie con ben note deformabilità, come quella in esame ovvero i telai, la verifica allo SLD è maggiormente condizionante ai fini del progetto. Valori pertinenti degli spostamenti d'interpiano limite, diversificati rispetto alla tipologia dell'elemento non strutturale e alle caratteristiche del suo collegamento con la struttura principale, sono auspicabili per conseguire criteri progettuali affidabili per il dimensionamento delle membrature.

Quest'ultima considerazione va rafforzata se si pensa che l'elevata deformabilità della struttura influisce "sull'effetto $P-\delta$ ", che si manifesta con l'incremento delle sollecitazioni flessionali nelle colonne, generato dagli sforzi assiali quando il telaio si trova in configurazione deformata (vedi Fig.1). L'effetto $P-\delta$ è una causa principale (insieme al degrado della resistenza) del collasso globale di strutture intelaiate in acciaio soggette ad azioni sismiche.

Studi su tipiche configurazioni di telai multipiano di acciaio hanno evidenziato che il controllo dello stato limite di danno impone un elevato livello di sovrarresistenza rispetto alle esigenze di progetto allo stato limite ultimo. A causa di tale sovrarresistenza, la duttilità globale necessaria alla struttura, associata alle forze di progetto esterne, è minore di quella richiesta dalle ipotesi di progetto allo stato limite ultimo.

Di conseguenza i telai in acciaio potrebbero essere direttamente progettati allo stato limite di danno, avendo cura di conferire al sistema adeguati requisiti di duttilità e capacità dissipativa a livello strutturale, sia locale che globale.

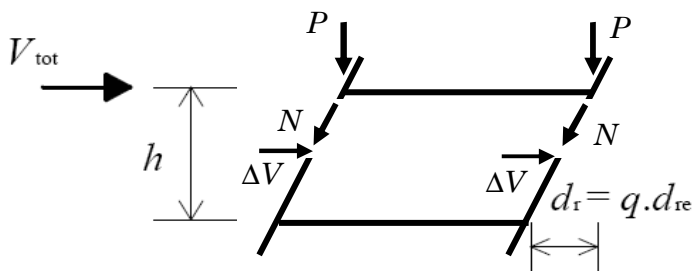


Figura1- Effetto $P-\delta$

L'adozione di criteri di progetto raffinati per il miglioramento della duttilità del sistema può essere conveniente nel caso di strutture progettate allo SLU e, più in generale, se il controllo di deformabilità non condiziona il progetto. Quest'ultimo approccio può essere interessante nel caso pratico di particolari tipologie strutturali, o quando sono applicabili limiti di flessibilità meno restrittivi, cioè nel caso in cui gli elementi strutturali possono subire grandi deformazioni con livello di danno tollerabile. Un'altra possibilità è l'uso intelligente dei pannelli di rivestimento poiché, in alcune condizioni le facciate possono fornire un incremento importante della rigidezza laterale della struttura portante, permettendo il progetto semplicemente per resistenza dei telai.

Si ricorda infine che le caratteristiche di sollecitazioni indotte dal calcolo sono condizionate dalla scelta della classe di duttilità, alta (A) o bassa (B). Il calcolo del fattore di struttura q citato in precedenza infatti è subordinato dalla classe di duttilità, che a sua volta condiziona la scelta della classe di appartenenza della sezione (vedi Cap.2 Par.2.2. "*Fattore di struttura*" e Par.2.3. "*Duttilità locale*"). Nel caso di strutture intelaiate in acciaio in genere la classe di duttilità è meno condizionante se si utilizza il controllo degli spostamenti (verifica allo SLD) per il dimensionamento delle sezioni delle membrature; rimane comunque indispensabile, come visto al punto precedente, per la scelta della classe delle sezioni da adottare.

Solaio e travi secondarie

Il solaio ha, innanzitutto, la funzione di trasmettere i carichi verticali alle travi secondarie che a sua volta li trasmettono alle travi principali. In zona sismica il solaio o meglio l'impalcato, ovvero l'insieme solaio (lamiera grecata con soletta in calcestruzzo) più travi secondarie e principali, svolge un ruolo importante nella ripartizione delle azioni inerziali, dalle masse agli elementi verticali resistenti al sisma, e deve essere pertanto dotato di adeguata rigidezza e resistenza nel proprio piano. Per quanto riguarda i carichi verticali, la normativa impone dei limiti alla dimensione minima della travi secondarie per contenere la loro deformazione sotto tali carichi, che provocherebbe a sua volta la deformazione del solaio (composto generalmente da lamiera grecata e soletta in

calcestruzzo) che di per se, e soprattutto per ampi luci, senza il sostegno delle travi secondarie risulta molto deformabile. Le indicazioni di normativa indicano che la freccia massima in campata per un solaio praticabile, dovuta a tutti carichi permanenti e variabili nella combinazione frequente dei valori caratteristici deve essere inferiore a $l/250$, essendo l la luce della generica campata. Inoltre se il solaio è caricato da tramezzi flessibili, è richiesta che la freccia massima in campata, prodotta dall'applicazione dei soli carichi variabili risulti inferiore ad $l/350$ (Per esaminare altri limiti vedi NTC08 al punto 4.2.4.2.2). Infine la lamiera grecata e la soletta di calcestruzzo devono avere uno spessore adeguato per sopportare i carichi gravitazionali massimi (informazioni che si acquisiscono dalla scheda tecnica della lamiera grecata).

Per quanto riguarda la ripartizione delle azioni orizzontali, il solaio deve comportarsi come un impalcato rigido per rendere uniforme e omogenea la distribuzione dei carichi sismici sugli elementi più rigidi, ovvero la soletta di calcestruzzo deve essere solidale con la struttura portante attraverso l'utilizzo di elementi di collegamento denominati connettori, in modo da renderla soletta collaborante con l'intera struttura portante. Anche in questo caso sia la posizione dei connettori, che la loro capacità di resistenza alle forze orizzontali e allo scorrimento sono mostrate nella loro scheda tecnica fornita dal produttore.

Travi principali

Le travi devono essere dimensionate essenzialmente tenendo in considerazione i carichi verticali in assenza di sisma perché, essendo la struttura in acciaio molto leggera, le sollecitazioni flesso-taglienti sulle travi indotte dal sisma sono sempre inferiori di quelle generate da tali carichi.

Ricordiamo che le dimensioni delle travi sono legate a quelle delle colonne attraverso il criterio della gerarchia delle resistenze. In genere infatti la trave deve avere sempre una sezione minore rispetto a quella della colonna o in maniera più corretta i suoi moduli di elasticità devono risultare inferiori.

Il criterio trave debole-colonna forte può ottenersi anche utilizzando un materiale con diversa resistenza, anche se questa ipotesi, nella maggior parte dei casi, si aggiunge alla precedente e non può sostituirla (tranne che i risultati comprovino comunque la validità delle scelte fatte).

Colonne

Le colonne devono essere dimensionate tenendo in considerazione la verifica di deformabilità, attraverso il controllo degli spostamenti di interpiano in modo che risultino inferiori ai limiti di normativa. Quest'ultimi condizionano il periodo della struttura che deve essere contenuto per ovvie ragioni⁴, soprattutto nel caso di carpenterie metalliche dove tende ad essere troppo elevato.

In questo modo nel dimensionare le colonne si considera la rigidezza che devono possedere per sopportare le forze orizzontali, piuttosto che la resistenza. Ciò non preclude che devono essere verificate considerando i carichi verticali (ovvero tenendo in considerazione lo sforzo normale maggiore, che può scaturire da tale combinazione di carico piuttosto che dalle forze orizzontali), per poter confermare se possiedono anche un'adeguata resistenza.

Nel dimensionare la sezione è necessario pensare anche al tipo di collegamento che si vuole realizzare. Le dimensioni tra colonne e trave devono difatti, essere compatibili per permettere operativamente di realizzare il nodo.

Anche in questo caso, come visto per le travi, è importante ed essenziale tener presente il criterio della gerarchia delle resistenze trave debole-colonna forte nella scelta delle sezioni da adottare.

⁴ A periodi propri della struttura maggiori si associano accelerazioni di picco al suolo a_g più basse, che si traducono in una diminuzione dell'entità delle forze orizzontali effetto del sisma ma in un aumento degli spostamenti laterali.

Capitolo 5

EDIFICIO MULTIPIANO CON TELAI IN ACCIAIO

1. Premessa

In quest'ultimi capitoli si mostra in maniera dettagliata l'applicazioni dei concetti sviluppati in precedenza, attraverso un esempio progettuale. L'oggetto di studio è un edificio, la cui funzione sismoresistente è affidata ai telai in acciaio, pensato con un numero modesto di piani per cogliere l'essenza delle problematiche senza perdersi in eccessivi complessità numeriche. Attraverso quest'esempio applicativo si è dedotto un metodo di dimensionamento immediato che permette di ottenere una previsione attendibile della risposta strutturale, con un semplice approccio lineare al problema.

Infine una particolare attenzione è stata rivolta anche allo studio dei collegamenti, prendendo in considerazione i sistemi di ultima generazione.

Anche se di scarsa rilevanza ai fini della metodologia di dimensionamento adottata, ricordiamo che per il calcolo delle caratteristiche della sollecitazione la struttura in esame è stata collocata in una classe di duttilità alta, secondo quanto prescritto dalle NTC 2008.

2. Dati generali

L'edificio in esame destinato ad uffici, la cui pianta del piano tipo è riportata in figura 1, è costituito da un piano terra su vespaio e da cinque

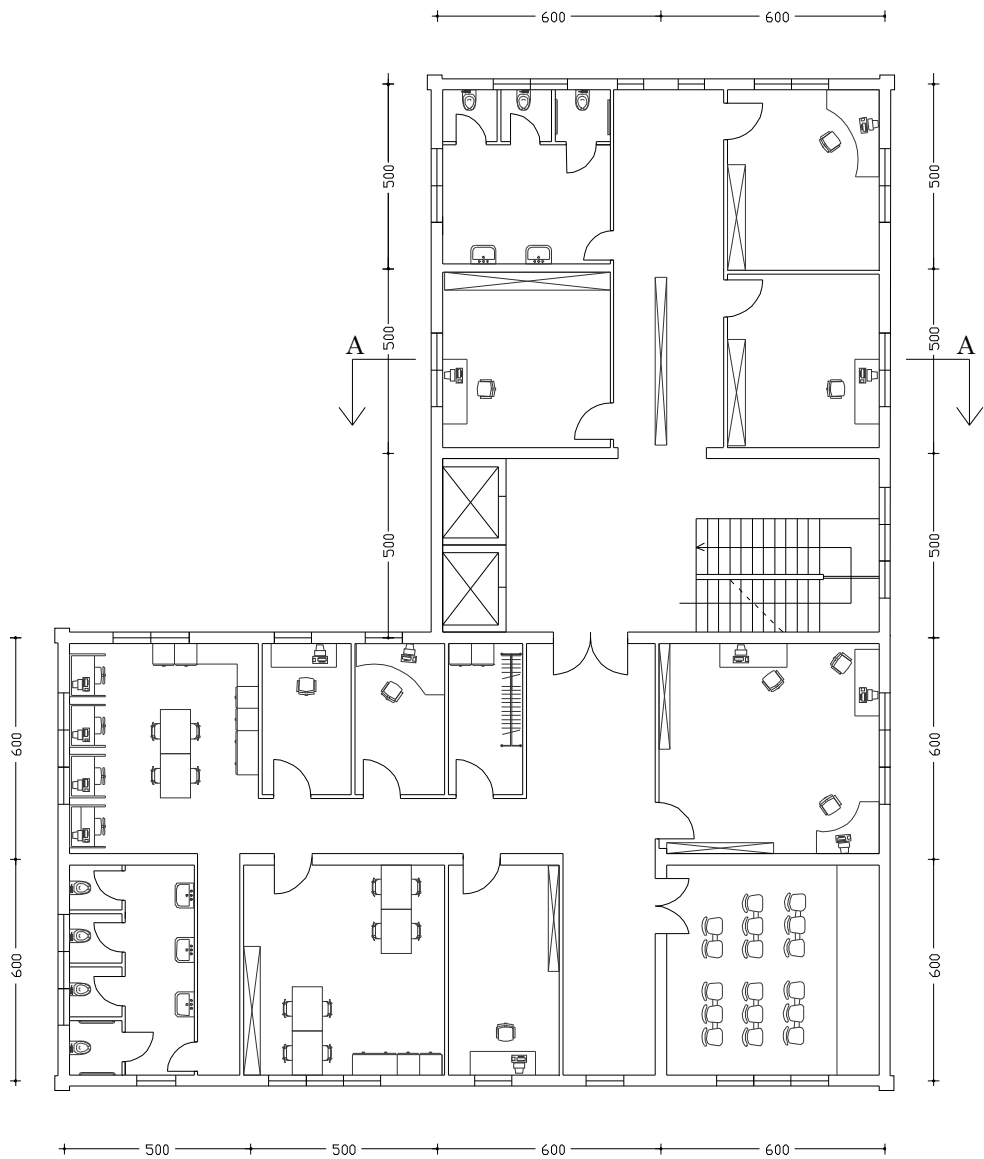


Figura 1 – Pianta architettonica del piano tipo

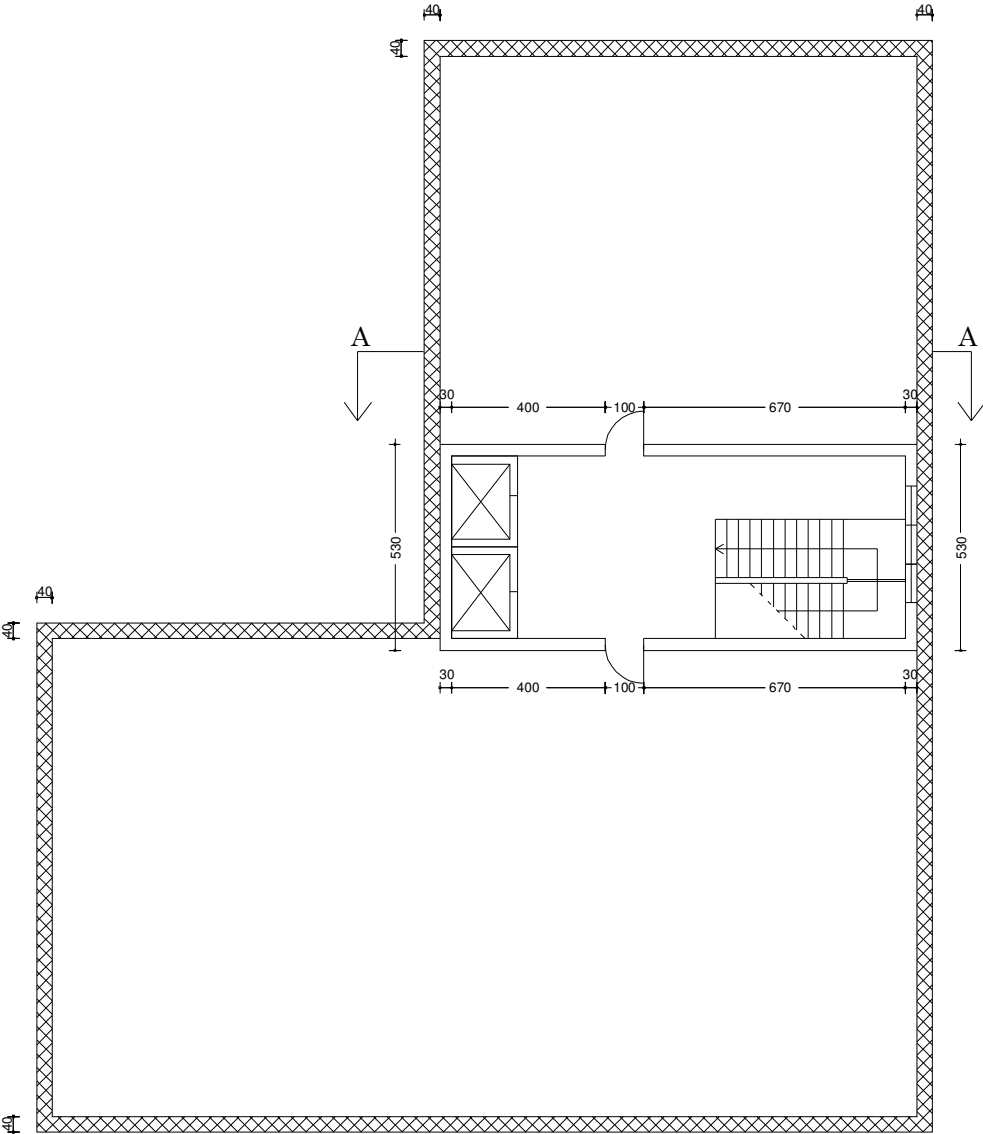


Figura 2 – Pianta copertura

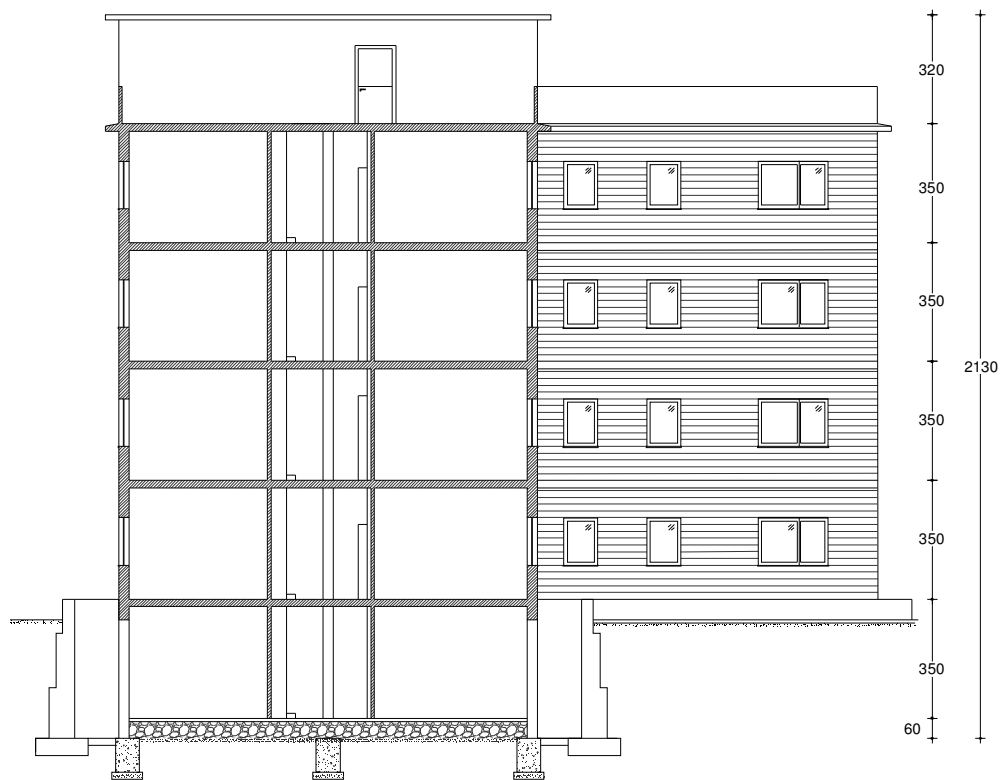


Figura 3 – Sezione del fabbricato (A-A)

impalcati in elevazione, con altezza di interpiano pari a 3,50 m. La copertura piana è accessibile tramite il torrino scale e ascensore (fig. 2).

La sua distribuzione in pianta ad L con corpo scala collegato tra i due bracci, con campate che vanno dai 5 ai 6 m, non permette l'utilizzo di giunti sismici. Gli impalcati a tutti i piani sono uguali. La scelta della tipologia di scala è ricaduta sulla struttura alla Giliberti, che non influenza la rigidità del telaio che la confinano.

L'ossatura portante è un telaio in acciaio, che costituisce il sistema strutturale resistente sia ai carichi verticali sia al sisma agente nelle due direzioni (x,y). La scelta della sezione delle colonne, costante lungo

tutta l'altezza dell'edificio, è ricaduta sui profili a doppio T, precisamente sui profili HE, che rendono semplice la realizzazione dei collegamenti trave-colonna. Per le travi principale e secondarie, ancora una volta, sono state utilizzate sezione a doppio T, realizzate però con profili IPE. L'ipotesi delle sezioni è stata supportata anche dalla loro classe di appartenenza, sono tutte sezioni della prima classe come prescrive la normativa italiana, per strutture appartenenti ad un classe di duttilità alta (Cap.2 - Tab.2).

Infine la tipologia di solaio adottata è quella con lamiera grecata e soletta in calcestruzzo. Per rendere la struttura del solaio collaborante, sono stati scelti dei connettori di nuova generazione, denominati a diapason (fig.4).

Il materiale utilizzato per la carpenterie è acciaio S 275 (Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$ - tensione di rottura caratteristica a $f_{tk}=430 \text{ N/mm}^2$) e/o S355 ($f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ - $f_{tk}=510 \text{ N/mm}^2$) con modulo di elasticità tangenziale $E_s= 210.000 \text{ N/mm}^2$. Per quanto riguarda i bulloni sono stati utilizzati quelli ad alta resistenza per i collegamenti trave-colonna (come prescrive la normativa italiana), ovvero 8.8 o 10.9, mentre per altri collegamenti sono stati utilizzati bulloni di classe inferiore.

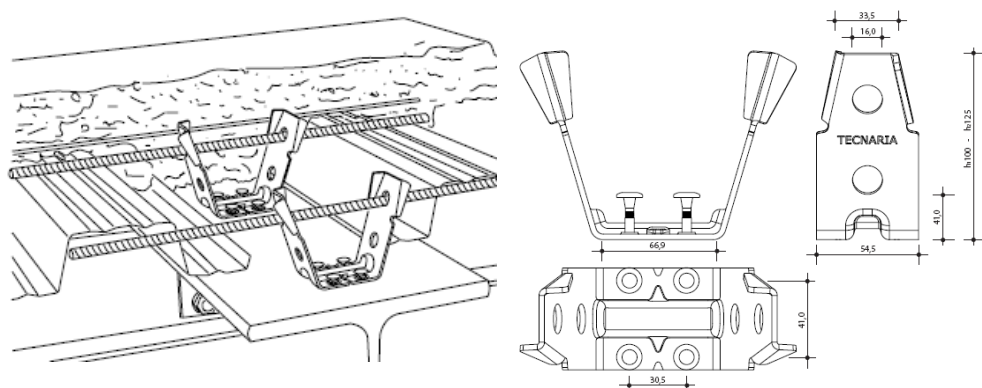


Figura 4 – Diapason: connettori di seconda generazione

2.1. Il sito

Le caratteristiche sismiche del sito di progetto ipotizzato sono riportate nella tabella 1. In funzione del tempo di ritorno T_r del sisma sono stati individuati difatti:

- a_g accelerazione orizzontale massima nel sito;
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione spettrale per accelerazioni orizzontali;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Dai valori precedenti sono stati ricavati i dati caratteristici del sottosuolo (vedi Tab.2), che in questo esempio è stato ipotizzato come suolo B. Tra tali dati abbiamo il coefficiente C_c che tiene conto della tipologia di sottosuolo, e il coefficiente S , dato dalla formula:

$$S = S_s \cdot S_t \quad (1)$$

con

S_s coefficiente di amplificazione stratigrafica;

S_t coefficiente di amplificazione topografica.

Tali valori concorrono alla definizione degli spettri di risposta allo SLV e allo SLD, per il sito ipotizzato.

Tabella 1 – Parametri sismici del sito di progetto secondo le NTC 08

Periodo di ritorno T_r [anni]	a_g [g]	F_o	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

Tabella 2 – Parametri caratteristici del terreno

Categoria topografica	T1	
	SLD $T_r = 50$ anni	SLV $T_r = 475$ anni
C_c	1.407	1.349
S_s	1.324	1.159
S_t	1	1
S	1.324	1.159

3. Normativa di riferimento

Il progetto e le verifiche della struttura sono condotte in accordo alle prescrizioni del D.M. 14/1/08 “ Norme tecniche per le costruzioni” (Cap.7- *Progettazione per azioni sismiche*). Inoltre, in qualche caso, si fa riferimento anche alla normativa europea (Eurocodice 8 - *Progettazione delle strutture per la resistenza sismica*), per render completo il lavoro svolto.

4. Impostazione carpenteria

L'impostazione della carpenteria costituisce l'individuazione dell'orditura dei solai e la posizione delle travi e delle colonne. Il procedimento, come visto nel capitolo precedente, è analogo a quello che viene eseguito per edifici prevalentemente soggetti a carichi verticali. La sostanziale differenza consiste nella necessità di realizzare una struttura in grado di sopportare anche le forze orizzontali agenti nelle due direzioni, che simulano l'effetto del sisma.

Da una prima analisi della pianta architettonica si può notare che è sostanzialmente costituita da due blocchi, che danno vita alla particolare conformazione ad L, tra i quali è individuato il corpo scala. Dividere la struttura in due corpi di forma rettangolare è possibile, ma in questo caso appare sconveniente per la divisione che lascerebbe il vano scala ad un'estremità di un corpo e ciò potrebbe essere comunque un elemento di irregolarità.

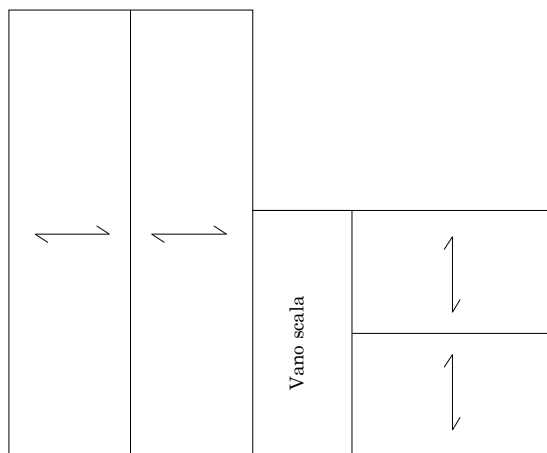


Figura 5 – Impostazione preliminare della carpenteria per soli carichi verticali

Le prime considerazioni sulla carpenteria nascono dall'esigenza di portare i carichi verticali. La forma rettangolare allungata e la disposizione della tramezzatura in ciascuna ala degli uffici suggeriscono, per entrambi i blocchi, la realizzazione di tre travi longitudinali (una di spina e due perimetrali) sulle quali scaricare il solaio, nonché la disposizione di ulteriori travi trasversali portanti le tamponature perimetrali (Fig.5). A sostegno delle travi portanti vengono disposte le colonne con un interasse di 5÷6 metri, condizionate ma non in maniera preponderante dalla disposizione dell'architettone (posizione dei tramezzi, dei vani porta e finestra). Tali colonne sono ipotizzate con profili a doppio T e possono essere schematizzate inizialmente con una forma rettangolare, di dimensione tale che rientrino nel pacchetto delle chiusure verticali. Negli interni per la disposizione delle colonne si presentano meno difficoltà, perché non tutte vengono inglobate nei tramezzi ma sono lasciate a vista acquistando un valore architettonico di tutto rispetto.

Per quanto riguarda invece l'esigenza di portare le azioni orizzontali dovute dal sisma per una struttura con pianta non compatta, come nel caso seguente in cui si presenta ad L, bisogna prestare particolare attenzione all'operazione di orientamento delle colonne, condizionata dai profili adottati che presentano una diversa rigidezza nelle due direzioni. La distribuzione architettonica anche per questa operazione non è stata

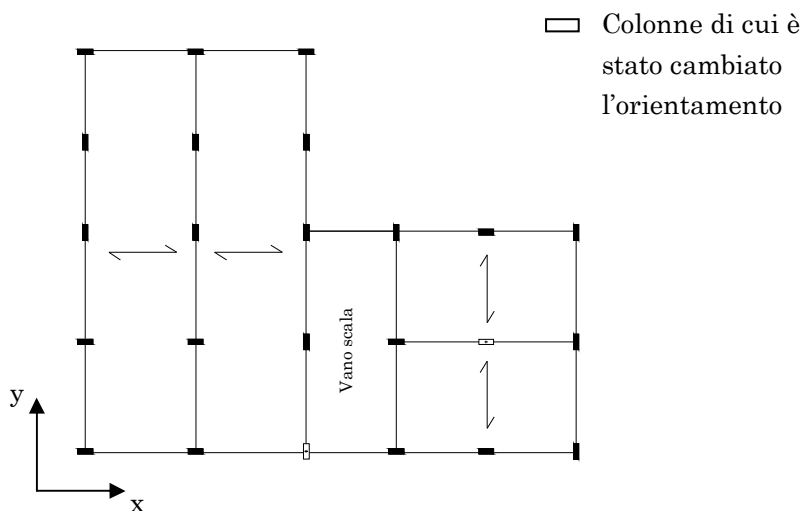


Figura 6 - Possibile orientamento delle colonne

particolarmente condizionante grazie alla grandi luci; è stato possibile difatti sia aver un ugual numero di colonne orientate in una direzione e nell'altra sia di poter allineare le colonne in pianta e in alzato. Quest'ultime condizioni permettono che la rigidezza nelle due direzioni sia comparabile, e che il baricentro delle masse si avvicini a quelle delle inerzie per evitare la presenza di fenomeni torsionali. Nel progetto sono presenti 12 colonne orientate in direzioni x , e 12 in direzioni y .

Inoltre a differenza delle strutture in c.a. in quelle in acciaio nell'impostazione delle carpenteria si deve tener conto anche del grado di vincolo tra le diverse parti, ovvero della tipologia di collegamento da realizzare tra trave – colonna. Quest'ultima difatti influenza l'inerzia che le membrature riescono a trasmettere, in base al loro orientamento, nel nodo per sopportare il sisma. Come tipologia di collegamenti trave-colonna si sono ipotizzati tutti incastri.

Le scelte condotte sono sostanzialmente qualitative, pertanto sono state modificate successivamente quando, applicati i carichi di progetto allo schema spaziale, è stato possibile valutare concretamente la rigidità della struttura. Infatti la colonna 17 e la 21 una volta eseguita l'analisi modale, per migliorare la risposta strutturale, sono state orientate in maniera diversa (perché il lato destro dell'edificio traslava maggiormente rispetto all'altro, ovvero emergeva come il lato debole).

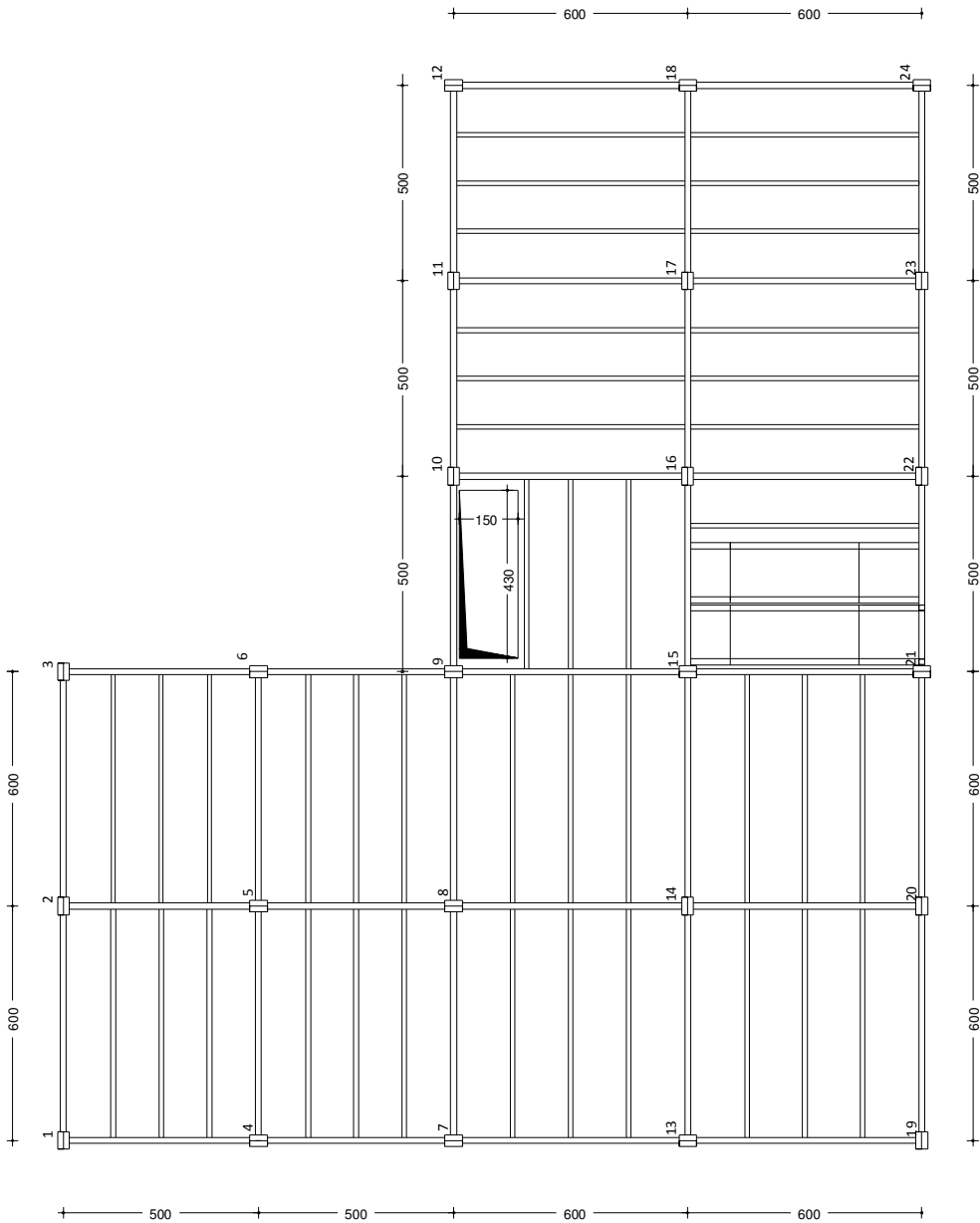


Figura 7 – Prima bozza della carpenteria del piano tipo

5. Modalità di progettazione

La tipologia a telaio, data la sua elevata deformabilità di piano, è stata progettata direttamente allo stato limite di danno, mentre le verifiche sono state effettuate allo stato limite di salvaguardia della vita.

Il dimensionamento alla SLD è stato determinato utilizzando i limiti imposti dalla normativa, sugli spostamenti relativi di interpiano. Le verifiche allo SLV, con calcolo dettagliato dei carichi, infine hanno appurato se le scelte fatte sono effettivamente idonee a sopportare le sollecitazioni più sfavorevoli (carichi verticali e forze sismiche).

Inoltre una volta ricavati gli spostamenti laterali della struttura (col dimensionamento SLD), prima di passare alla risoluzione strutturale e quindi alle verifiche allo SLV, è stato verificato se l'effetto $P-\delta$, sotto carico sismico di progetto, influenza o meno la risposta strutturale. Quest'ultimo passaggio per le strutture intelaiate è indispensabile dato che, tale effetto del secondo ordine come visto nel paragrafo precedente, è una delle cause principali del collasso di tale tipologia sismo-resistente.

5.1. Spettri di risposta

Tenendo conto della disposizioni delle NTC08, riportate anche nel presente lavoro (vedi Cap. 1 Par.3), definiamo gli spettri di risposta, che utilizziamo per l'esempio progettuale studiato. Essi sono stati tracciati sulla base dei parametri sismici del sito su cui sorge la struttura, riportati nella tabella 1 del capitolo 5. Tenendo conto che si tratta di una costruzione ordinaria, con vita nominale $V_N = 50$ anni, appartenente alla classe II relativa al normale affollamento, è stato determinato il periodo di riferimento dell'azione sismica che pertanto vale $V_R = 50$ anni. Per la verifica allo stato limite di danno "SLD" occorre considerare una probabilità di superamento del periodo di riferimento di un 63%. Applicando la seguente espressione si ottiene il periodo di ritorno del sisma di servizio:

$$T_R = - \frac{T_1}{\ln(1 - p_1)}$$

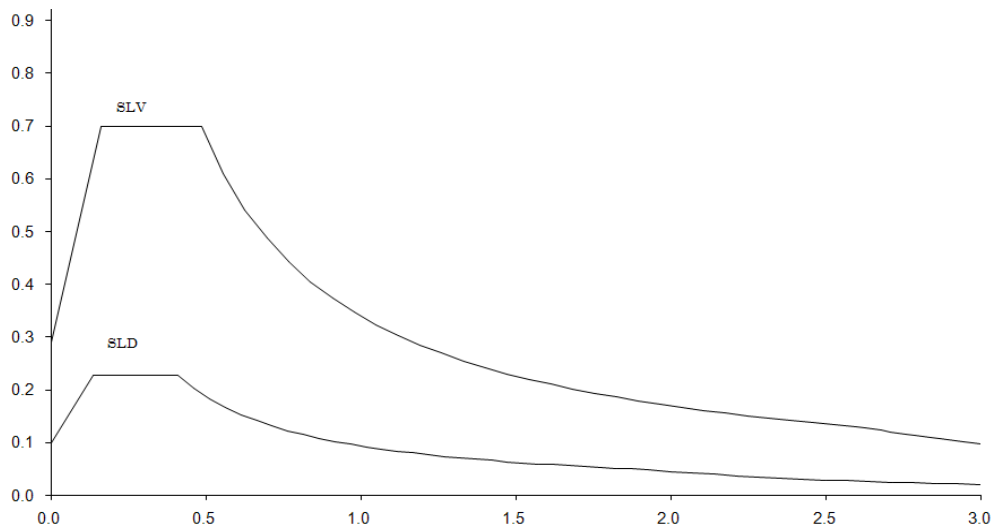


Figura 8 – Spettri di risposta nel sito in esame, per suolo B

Ovvero

$$T_R = - \frac{50}{\ln(1 - 0.63)} = 50 \text{ anni}$$

Per la verifica allo stato limite di salvaguardia della vita “SLV” occorre considerare invece una probabilità di superamento del periodo di riferimento di un 10%. Applicando l’espressione precedente si ottiene il periodo di ritorno del sisma di progetto:

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

Assumendo infine le caratteristiche del suolo riportate nella tabella 2, con smorzamento ξ del 5%, si ottiene lo spettro di risposta allo SLD e quello SLV, riportati entrambi nella in figura 8.

5.2. Dimensionamento

L’ipotesi iniziale sono quelle di una struttura con telaio piano a nodi rigidi, con impalcati rigidi e incastrata al terreno.

Forze e masse

Il dimensionamento prevede un’analisi lineare delle forze sismiche, attraverso l’utilizzo di uno spettro di risposta elastico, determinato dai va-

lori a_g, F_o, T_c^* relativi al periodo di ritorno corrispondenti allo SLD , ot- tenuto mediante le formule di normativa (NTC08 al punto 3.2.3.2). Le forze sismiche sono state ricavate dalla formula seguente (i valori sono riportati nella Tab.3):

$$F_i^* = F_h \frac{W_i \cdot z_i}{\sum_j W_j \cdot z_j} \tag{2}$$

dove

F_h rappresenta la forza di taglio totale al piede della costruzione, cal- colata secondo la formula:

$$F_h = \lambda \frac{S_e(T)}{g} W \tag{3}$$

λ è un coefficiente riduttivo che in questo caso vale 1.0, dato che il valore del periodo fondamentale T_1 è superiore a $2T_c$;
 $S_e(T)/g$ è il rapporto tra la coordinata dello spettro di risposta elasti- co e l'accelerazione di gravità, che per comodità lo considerere- mo unitario;
 W è il peso totale della costruzione;
 W_i e W_j sono rispettivamente i pesi delle masse dell'impalcato i e j ; le z_i e z_j sono le quote rispetto al piano di fondazione delle medesime masse.

Tabella 3 - Forze sismiche con $S_e(T)/g=1$

Piano	S [m ²]	W_i [kN]	z_i [m]	$W z_i$	F_i [kN]	V_i [kN]
5	569.23	3380.9	17.50	59166	5622.3	5622.3
4	452.40	3325.0	14.00	46550	4423.5	10045.7
3	452.40	3325.0	10.50	34913	3317.6	13363.3
2	452.40	3325.0	7.00	23275	2211.7	15575.0
1	452.40	3325.0	3.50	11638	1105.9	16680.9
Tot		16680.9		175541	16680.9	

Tabella 4 - Sezioni adottate nel progetto della struttura

SEZIONI	I_x [cm ⁴]	I_y [cm ⁴]	$W_{pl,x}$ [cm ³]	$W_{pl,y}$ [cm ³]
Colonna HEB 450	79887	11721	3982	1198
Trave IPE 360	16270	1043	1019	191.1

Le masse dell'impalcato possono essere valutate forfettariamente, considerando un peso⁵ unitario al metro quadrato che va da 7 a 8kN/mq oppure in maniera dettagliata attraverso le indicazioni riportate nel capitolo seguente Par.3.3.

Dimensionamento delle sezioni SLD

Una volta ottenuta la forza di taglio totale al piede della colonna, sono state ipotizzate delle sezioni (vedi Tab.4), da associare rispettivamente alle colonne e alle travi, per poter in prima analisi attraverso la conoscenza dei momenti d'inerzia ricavare gli spostamenti laterali.

La scelta delle sezioni è stata effettuata tenendo in considerazione anche il criterio della gerarchia delle resistenze. Le sezioni sono state ipotizzate di uno stesso materiale, quindi in una prima fase sono stati confrontati forfettariamente i moduli di resistenza plastica (colonna forte - trave debole).

La formula utilizzata per il calcolo degli spostamenti relativi di interpiano, nelle due direzioni del sisma, è stata ricavata considerando in primo luogo lo spostamento laterale di uno modello strutturale base. Il modello base (Fig.8) considerato è quello di una colonna con: una trave al piede vincolata al terreno con due appoggi e mutuamente incastrata

⁵ Il peso unitario per strutture a carpenteria metallica in genere risulta inferiore rispetto alle strutture in calcestruzzo armato (dai 8 ai 9 kN/mq). Tale risultato dipende sia dagli elementi che compongono lo scheletro portante, che influiscono nel peso totale del 15-20 %, sia dagli elementi di fabbrica che non hanno un compito statico, ovvero: chiusure orizzontali (di copertura, intermedie e di base); chiusure verticali (tamponature e serramenti esterni); partizioni interne (tramezzature, pareti attrezzate e serramenti interni).

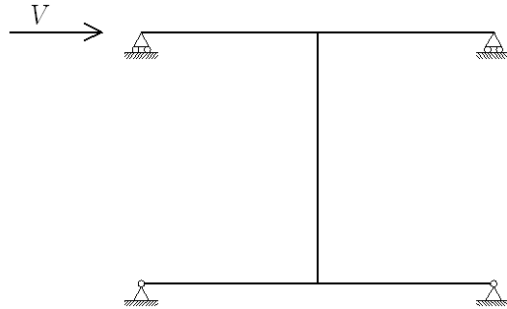


Figura 9 – Modello strutturale base per il calcolo della rigidezza

alla colonna; una trave in testa vincolata al terreno con due cerniere e sempre mutuamente incastrata con la colonna.

La formula è la seguente:

$$d_r = \frac{V \cdot h_r^3}{12 E_s I_c} \left[1 + \frac{l_{media}}{2 h_r} \cdot \left(\frac{I_c}{I_{t,sup, media}} + \frac{I_c}{I_{t,inf, media}} \right) \right] \quad (4)$$

dove

V rappresenta la forza di taglio totale al piede della colonna;

h_r è l'altezza di interpiano, l_{media} la lunghezza media delle travi;

E è il modulo di elasticità tangenziale, pari a 210.000 N/mm²;

I_c è il momento d'inerzie della colonna;

$I_{t,sup,media}$ media dei momenti di inerzia delle travi che convergono in testa alla colonna;

$I_{t,inf,media}$ media dei momenti delle travi che convergono al piede alla colonna.

Dalla formula (4) è stata estrapolata la rigidezza, ovvero:

$$k = \frac{12 \cdot E_s \cdot I_c}{h_r^3 \cdot \left[1 + \frac{l}{2 \cdot h_r} \cdot \left(\frac{I_c}{I_{t,sup,media}} + \frac{I_c}{I_{t,inf,media}} \right) \right]} \quad (5)$$

Quest'ultima deve essere applicata considerando i diversi schemi base ai vari ordini che variano in base al momento d'inerzia degli ele-

Tabella 5 – Rigidezza totale di piano (sisma in direzione x)

Piano	Colonna rigida				Colonna deformabile				RIGIDEZZA
	due travi		una trave		due travi		una trave		Σk_n
	k	n°	k	n°	k	n°	k	n°	[kN/mm]
5	5.39	9	2.86	3	3.23	5	2.11	7	87.99
4	5.39	9	2.86	3	3.23	5	2.11	7	87.99
3	5.39	9	2.86	3	3.23	5	2.11	7	87.99
2	5.39	9	2.86	3	3.23	5	2.11	7	87.99
1	9.67	9	2.86	3	3.23	5	2.11	7	147.76

menti che convergano nei nodi trave-colonna (considerando i momenti di inerzia delle colonne in entrambi le direzioni, lo stesso vale per le travi, e considerando l’inerzia della fondazione infinita). Gli schemi base utilizzati per determinare le rigidezze sono i seguenti:

- 1) Colonna allungata in direzione del sisma; collegata in testa a due travi che hanno l’asse di inerzia forte parallelo alla direzione del sisma, e al piede collegata o con le medesime travi che vi sono in testa o con la fondazione (ipotizziamo le travi di fondazione ad inerzia infinita);
- 2) Colonna ad angola allungata in direzione del sisma; collegata in testa ad una trave, con l’asse di inerzia forte parallelo alla direzione del sisma, e al piede collegata o con la medesima trave che vi è in testa o con la fondazione (ipotizziamo la trave di fondazione ad inerzia infinita);
- 3) Colonna con asse d’inerzia debole parallelo alla direzione del sisma e collegata con le travi, che presentano le stesse caratteristiche geometriche di quelle del 1° schema;
- 4) Colonna ad angola con asse d’inerzia debole parallelo alla direzione del sisma e collegata con le travi, che presentano le stesse caratteristiche geometriche di quelle del 2° schema.

Trovate le rigidezze (vedi Tab.5 e 6) e le forze di taglio, quest’ultime ricavate con formula seguente:

$$V_i = F_i^* + F_{i+1}^*$$

Tabella 6 – Rigidezza totale di piano (sisma in direzione y)

Piano	Colonna rigida				Colonna deformabile				RIGIDEZZA
	due travi		una trave		due travi		una trave		Σk_n
	k	n°	k	n°	k	n°	k	n°	[kN/mm]
5	5.39	9	2.86	3	3.23	3	2.11	9	Totale
4	5.39	9	2.86	3	3.23	3	2.11	9	85.74
3	5.39	9	2.86	3	3.23	3	2.11	9	85.74
2	5.39	9	2.86	3	3.23	3	2.11	9	85.74
1	9.67	9	2.86	3	3.23	3	2.11	9	145.43

considerando lo spettro SLD, sono stati calcolati finalmente gli spostamenti di interpiano con la seguente relazione (Tab.7):

$$d_r^* = \frac{V_i}{\sum k_n} \tag{6}$$

dove $\sum k_n$ è la sommatoria delle rigidezza di uno stesso piano, data dai diversi schemi estrapolati dall'impostazione della carpenteria.

Conoscendo le forze (vedi Tab. 8 e 9) e gli spostamenti sono stati ricavati i periodi fondamentali della struttura nelle due direzioni del sisma, con la formula di Rayleigh, ovvero:

$$T_1 = 2 \pi \cdot \sqrt{\frac{\sum m_i \cdot u_i^2}{\sum F_i \cdot u_i}} \tag{7}$$

dove F_i, m_i e u_i sono rispettivamente la forza, la massa, lo spostamento assoluto del piano i -esimo.

Dai periodi fondamentale T_1 (pari a 1.274 s in direzione x , e a 1.289 s in direzione y) attraverso lo spettro di risposta elastica sono state determinate le coordinate spettrali; quest'ultime ci permettono di conoscere le forze sismiche effettive, e gli spostamenti effettivi, sfruttando le seguenti proporzioni:

Tabella 7 - Spostamenti relativi d'interpiano d_r^* e spostamenti assoluti d

Piano	Spostamenti lungo x		Spostamenti lungo y	
	d_r^* [mm]	d [mm]	d_r^* [mm]	d [mm]
5	63.90	619.86	65.57	634.92
4	114.17	555.96	117.16	569.35
3	151.88	441.79	155.85	452.20
2	177.02	289.91	181.64	296.35
1	112.89	112.89	114.70	114.70

$$F_i = F_i^* \cdot \frac{S_e(T_1)/g}{S_e(T)/g} \quad (8a)$$

$$d_r = d_r^* \cdot \frac{S_e(T_1)/g}{S_e(T)/g} \quad (8b)$$

dove

d_r è lo spostamento effettivo di interpiano, che deve soddisfare il limite di normativa ($d_r \leq 0,005 h_r$);

$S_e(T_1)$ è la coordinata associata al periodo fondamentale della struttura;

$S_e(T)/g$ è il rapporto tra la coordinata dello spettro di risposta elastico e l'accelerazione di gravità, ipotizzato unitario.

Dall'ipotesi di dimensionamento il limite di normativa risulta ampiamente soddisfatto.

Tabella 8 - Forze effettive e spostamenti effettivi d'interpiano d_r e assoluti d , lungo la direzione x

Piano	F_i [kN]	V_i [kN]	d_r [mm]	d [mm]
5	413.21	413.21	4.70	45.56
4	325.10	738.32	8.39	40.86
3	243.83	982.15	11.16	32.47
2	162.55	1144.70	13.01	21.31
1	81.28	1225.97	8.30	8.30

Tabella 9 - Forze effettive e spostamenti effettivi d'interpiano d_r e assoluti d , lungo la direzione y

Piano	F_i [kN]	V_i [kN]	d_r [mm]	d [mm]
5	408.38	408.38	4.76	46.12
4	321.30	729.69	8.51	41.36
3	240.98	970.66	11.32	32.85
2	160.65	1131.32	13.19	21.53
1	80.33	1211.64	8.33	8.33

Criterio della gerarchia delle resistenze trave-colonna

Prima di passare alla determinazione delle sollecitazioni le sezioni scelte sono state sottoposte ad un'ulteriore verifica, per attestare che il criterio della gerarchia delle resistenze trave-colonna sia verificato a tutti i nodi. La formula utilizzata è la seguente (con $\gamma_{RD}=1.3$ per CD "A")

$$\sum M_{c,pl,Rd} \geq \gamma_{RD} \cdot \sum M_{b,pl,Rd}$$

sono stati esaminati tutti i casi di collegamenti, dai nodi perimetrali (in cui convergono due colonne e una trave), ai nodi intermedi (in cui convergono due colonne e due travi). Nel caso di un nodo intermedio col lato debole della colonna collegata con due travi, il criterio non risulta soddisfatto. Per adempiere a questa ulteriore verifica possono essere adottate le seguenti soluzioni:

- cambiare il materiale della colonna rispetto a quello delle trave (soluzione globale);
- cambiare la sezione delle membrature senza esagerare con le dimensioni, e facendo in modo di avere sempre un periodo fondamentale della struttura non eccessivo (soluzione globale);
- indebolire la sezione della trave dove non è verificato il criterio, con i dog-bone (soluzione puntuale);
- utilizzare un collegamento a cerniera lungo il lato debole della colonna (soluzione puntuale).

La nostra scelta è ricaduta nella prima soluzione, perché le previsioni fatte per gli spostamenti, per le sollecitazioni e per l'effetto P- δ (vedremo inseguito), con i profili adottati nel dimensionamento rispecchiano un buon comportamento strutturale.

Valutazione dell'azione sismica di progetto

Per la definizione dello spettro elastico allo SLV è stato adottato come periodo proprio della struttura quello determinato nel dimensionamento allo SLD con la formula di Rayleigh, che risulta pari a 1.274 s. Tenendo conto che il periodo T_l è maggiore di T_c (pari a 0.486 s) ed essendo $a_g=0.25$, $S=1.159$, $F_o=2.410$, $\eta=1$, lo spettro di risposta elastica allo SLV fornisce il valore:

$$S_e(T_l) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \frac{T_c}{T_l} = 0.25 \cdot g \cdot 1.159 \cdot 2.410 \cdot \frac{0.486}{1.274} = 0.266 \cdot g \quad (10)$$

Poiché la struttura è intelaiata si è scelto di progettare ad alta duttilità, si ha così:

$$q_o = 5 \alpha_u / \alpha_1$$

Il rapporto α_u / α_1 , poiché la struttura considerata è ha più piani e più campate si assume, considerandola regolare in pianta, pari a 1,3. Il parametro K_R si attribuisce il valore 1, perché l'edificio è regolare in altezza. Si ha così:

$$q = 5 \cdot 1.3 \cdot 1 = 6.5$$

Lo spettro di risposta di progetto fornisce il valore:

$$S_d(T_l) = \frac{S_e(T_l)}{q} = \frac{0.266 \cdot g}{6.5} = 0.041 \cdot g \quad (11)$$

Ma ricordiamo che nel caso dello spettro di progetto si deve tener conto anche della seguente relazione

$$S_d(T) \geq 0.2 \cdot a_g = 0.05 \cdot g$$

Il valore dello spettro di progetto è quindi pari 0.05 g. Tale coordinate permettono di determinare le forze di piano utilizzate in seguito per il calcolo delle caratteristiche della sollecitazione, e poi riprese nella risoluzione dello schema strutturale.

Il periodo considerato, per la determinazione della coordinata spettrale $S_d(T_l)$, è quello che corrisponde al sisma agente lungo x. Il periodo

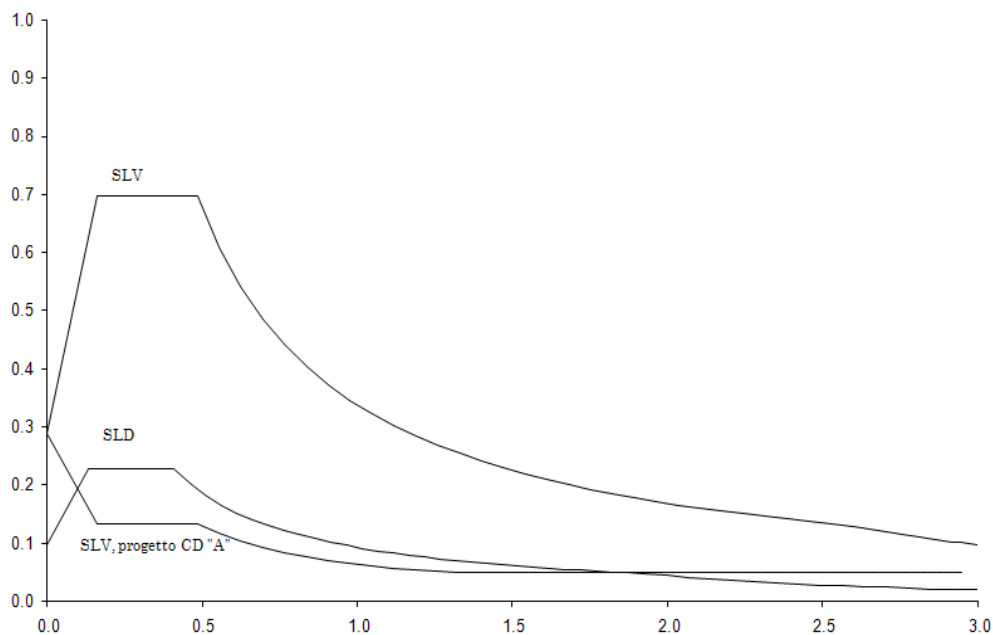


Figura 10 – Spettro di progetto per Cd “A” messo a confronto con quelli elastici

corrispondente al sisma agente nell'altra direzione è 1.289 s. I valori dei periodi, nelle due direzioni del sisma, sono comparabili, entrambi portano allo stesso valore della coordinata spettrale, ovvero $S_d(T_1)=0.05\text{ g}$.

Calcolo delle caratteristiche della sollecitazione SLV

Dal metodo di dimensionamento abbiamo ricavato le inerzie, le forze di taglio in ogni piano (vedi Tab.3), gli spostamenti e infine i periodi. Con queste informazioni e lo spettro di progetto (spettro elastico scalato di un fattore di struttura q pari a 5.2) sono state determinate le coordinate spettrali $S_d(T_1)$ (vedi sottoparagrafo precedente “*Valutazione dell'azione sismica di progetto*”). Tali coordinate permettono di determinare le forze di taglio effettive in ogni piano con la seguente proporzione:

$$F_i = F_i^* \cdot \frac{S_d(T_1)/g}{S_d(T)/g}$$

dove

Tabella 10 - Forze di taglio effettive in ogni piano in direzione x e y

Piano	Forze lungo x		Forze lungo y	
	F_i [kN]	V_i [kN]	F_i [kN]	V_i [kN]
5	287.88	287.88	284.52	284.52
4	226.50	514.38	223.85	508.36
3	169.87	684.25	167.89	676.25
2	113.25	797.50	111.92	788.18
1	56.62	854.12	55.96	844.14

$S_d(T_1)$ è la coordinata spettrale associata al periodo fondamentale della struttura;

$S_d(T)/g$ è il rapporto tra la coordinata dello spettro di risposta elastico e l'accelerazione di gravità, ipotizzato unitario.

Ottenuto le forze di taglio effettive si stimano le forze di taglio complessive a ciascun piano, da distribuire ai diversi schemi, in base alla loro rigidezza e alla loro quantità, per il calcolo dei momenti delle colonne. Considerando gli schemi base 1) e 2) (colonna rigida con due travi o con una trave), visti in precedenza, le travi sono molto deformabili e le formule utilizzate sono le seguenti:

$$M_i = V_i \cdot h_i \cdot 0.5 \quad \text{al generico piano } i \quad (12a)$$

$$M_{2, \text{testa}} = V_2 \cdot h_2 \cdot (0.4 \div 0.5) \quad \text{in testa alla colonna del 2° ordine} \quad (12b)$$

$$M_{2, \text{piede}} = V_2 \cdot h_2 \cdot (0.6 \div 0.5) \quad \text{al piede alla colonna del 2° ordine} \quad (12c)$$

$$M_{1, \text{testa}} = V_1 \cdot h_1 \cdot (0.2 \div 0.0) \quad \text{in testa alla colonna del 1° ordine} \quad (12d)$$

$$M_{1, \text{piede}} = V_1 \cdot h_1 \cdot (0.8 \div 1.0) \quad \text{al piede alla colonna del 1° ordine} \quad (12e)$$

Nella tab. 11 sono stati riportati per semplicità solo i valori massimi dei momenti ricavati ad ogni piano (quelli dello schema 1 con due travi).

Mentre per gli schemi base 3) e 4) (colonna deformabile con due travi o con una trave), le travi rispetto alle colonne risultano poco deformabile e le formule utilizzate sono le seguenti:

$$M_i = V_i \cdot h_i \cdot 0.5 \quad \text{al generico piano } i \quad (13a)$$

$$M_{1, \text{testa}} = V_1 \cdot h_1 \cdot (0.4 \div 0.2) \text{ in testa alla colonna del 1° ordine (13b)}$$

$$M_{1, \text{piede}} = V_1 \cdot h_1 \cdot (0.6 \div 0.8) \text{ al piede alla colonna del 1° ordine (13c)}$$

Nella tab. 12 sono stati riportati per semplicità solo i valori massimi dei momenti ricavati ad ogni piano (quelli dello schema 3 con due travi). Nelle relazioni per la determinazione dei momenti sulle colonne, dove compare la possibilità di adottare due diversi coefficienti numerici, va precisato che il primo coefficiente è associato allo schema con due travi, mentre il secondo a quello con una trave. I valori dei coefficienti possono variare a discrezione del progettista. Le ipotesi in cui la trave in testa alla colonna porta un momento maggiore o minore rispetto a quella al piede o viceversa dipende dalla diversa inerzia della colonna e della trave, ma nasce da mere considerazioni scaturite o da prove di calcolo o dall'esperienza data dalla progettazione di altre strutture.

Una volta stimati i momenti sulle colonne sono state ricavate le sollecitazioni sulle travi. Tali sollecitazioni sono state determinate dalla somma dei momenti in testa e al piede dall'ordine subito superiore, diviso a seconda dei casi, per due se nel nodo convergono due travi e per uno se invece converge solo una trave. La scelta di sommare i momenti al nodo nasce dall'esigenza di considerare la situazione di carico più sfavorevole. Anche se ciò non vieta la possibilità che i momenti al nodo siano di verso opposto.

Tabella 11 - Momenti delle colonne considerando le travi molto deformabili

Piano	Con forza agente lungo x		Con forza agente lungo y	
	M_{testa} [kNm]	M_{piede} [kNm]	M_{testa} [kNm]	M_{piede} [kNm]
5	30.85	30.85	31.28	31.28
4	55.12	55.12	55.89	55.89
3	73.32	73.32	74.35	74.35
2	85.45	85.45	86.66	86.66
1	39.11	156.49	39.27	157.09

Tabella 12 - Momenti delle colonne considerando le travi poco deformabili

Piano	Con forza agente lungo x		Con forza agente lungo y	
	M_{testa} [kNm]	M_{piede} [kNm]	M_{testa} [kNm]	M_{piede} [kNm]
5	18.50	18.50	18.76	18.76
4	33.06	33.06	33.52	33.52
3	43.97	43.97	44.59	44.59
2	51.25	51.25	51.98	51.98
1	35.60	53.40	37.78	53.62

Ricavati tutti i momenti sollecitanti di colonne e travi sono stati messi a confronto con quelli resistenti. Ricordiamo che per il momento resistente della colonna si deve tenere in considerazione lo sforzo normale sollecitante, dato dai carichi verticali in presenza di sisma stimati approssimativamente, perché la sua entità può diminuire la resistenza a flessione della colonna.

Effetto P - δ e determinazione del carico critico

Nella fase di dimensionamento è stato stimato anche il carico critico (quest'ultimo è il carico al di sopra del quale la struttura collasso) che condiziona l'effetto del secondo ordine quando raggiunge determinati valori prescritti dalla normativa. Inoltre, essendo quest'ultima verifica legata agli spostamenti d'interpiano, risulta particolarmente condizionante per la tipologia intelaiata in acciaio.

La verifica consiste nel determinare e controllare il rapporto tra il carico di progetto " P " e il carico critico " P_{cr} ", per verificare di quanto quest'ultimo sia inferiore a quello di progetto. Per determinare tale rapporto, indicato con θ , la normativa prescrive di applicare la seguente formula (ad ogni piano e per le due direzioni del sisma):

$$\theta = \frac{P_i d_r q_d}{V_i h_r} \quad (14)$$

dove

P_i è il carico gravitazionale totale al livello e sopra il piano considerato nella situazione sismica di progetto;

$d_{r,i}$ è il valore di progetto del movimento relativo tra i piani, valutato come differenza degli spostamenti laterali medi in sommità e alla base del piano che si sta considerando;

q_d è il coefficiente di comportamento degli spostamenti, assunto uguale a q *fattore di struttura* a meno che non sia specificato diversamente;

V_i è l'azione di taglio totale di un piano;

h è la distanza tra due impalcati.

Il limite imposto dall'EC8 per l'espressione (14) sono i seguenti:

- 1) $\theta \leq 0.10$ l'effetto $P-\delta$ non influenza il comportamento strutturale,
- 2) $0.10 \leq \theta \leq 0.20$ le sollecitazioni devono essere maggiorate data

l'influenza dell'effetto $P-\delta$ di un fattore $p = \frac{1}{(1 - \max \theta)}$

- 3) Il valore non deve mai superare 0.30

Per comprendere il significato fisico della formula precedente, si pensi a come determinare il carico critico in campo elastico. Facendo riferimento, per semplicità, ad una struttura a mensola soggetta ad forze orizzontali (che rappresentano l'effetto del sisma) che subisce uno spostamento d_r ; considerando applicato un carico verticale $P_{cr} = \alpha_{cr} P$, per l'equilibrio si ha così (vedi fig.11)

$$\alpha_{cr} P d_r = V h$$

ovvero

$$\alpha_{cr} P = \frac{V h}{d_r} \quad (15)$$

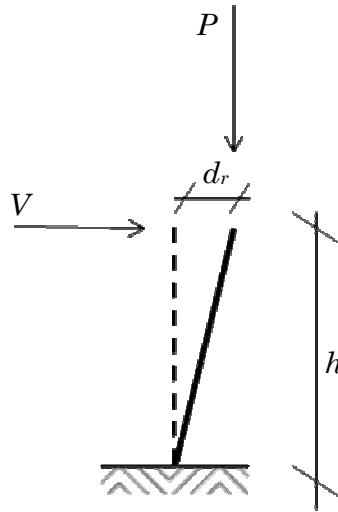


Figura 11 – Schema dell'effetto P-delta

Se invece voglio determinare il carico critico di una struttura multipiano deve essere utilizzata è la seguente formula:

$$\alpha_{cr} P_i = \frac{V_i h}{d_{r,i}} \quad (16)$$

dove i valori qui riportati hanno lo stesso significato di quelli espressi nella formula (14).

Quest'ultima relazione deve essere applicata a tutti i piani, trovando per ciascuno di essi un valore di α_{cr} . In questo caso il reale moltiplicatore critico sarà compreso tra il minore e il maggiore di tali valori; in maniera cautelativa deve essere preso in considerazione il valore più piccolo, ovvero

$$\alpha_{cr} = \min \frac{V_i h}{P_i d_{r,i}} \quad (17)$$

Prendendo il più piccolo valore di α_{cr} , si ottiene il valore massimo di θ , che permette di stabilire l'influenza dell'effetto del secondo ordine per il comportamento globale della struttura. Il valore di α_{cr} ottenuto dipende dalla distribuzione di forze utilizzata. Se si vuole ricavare con più precisione il moltiplicatore critico, occorre ricercare, in maniera iterativa, un sistema di forze che riduca l'intervallo tra il minimo e massimo valore di

α . Più in generale, usando diverse distribuzioni di forze si può assumere come α_{cr} il più alto tra i valori determinati con le varie distribuzioni di forze.

Un ragionamento analogo può essere fatto per valutare il carico critico di una struttura, sempre multipiano, che vada in campo plastico. Valgono ancora le espressioni precedenti, ovvero la (16) e la (17), purché si consideri come taglio il valore ultimo V_u e come spostamento quello che la struttura subisce in campo plastico $d_{r,u}$. Tenendo in considerazione che per strutture soggette a sisma, si può accettare l'ipotesi di uguaglianza tra gli spostamenti elastici e quelli plastici (negli anni '60 Newmark infatti ha dimostrato che la differenza tra i due spostamenti è mediamente minima, quindi è corretto trascurarla). Di conseguenza, se il calcolo effettuato con le forze di progetto V (calcolate riducendo lo spettro elastico di un fattore q^*) fornisce spostamenti d_r , forze q^* volte maggiori daranno spostamenti q^* volte maggiori e quindi:

$$d_{r,u} = q^* d_r \quad (18)$$

Si noti che il coefficiente q^* qui citato rappresenta il rapporto tra spettro elastico e spettro di progetto. Per valori del periodo proprio superiori a T_B ed inferiori al valore del periodo per cui si raggiunge il valore di accelerazione $0.2 a_g$, questo rapporto coincide con il fattore di struttura q . Bisogna inoltre tener conto anche che il taglio massimo sopportabile da una struttura non coincide con il valore di progetto. Quindi il valore V_u sarà sicuramente maggiore del valore utilizzato per il calcolo della struttura. Se vi sono sovrarresistenze, cioè se la prima plasticizzazione (ovvero il raggiungimento del momento resistente, $M_{Ed} = M_{Rd}$) avviene per un taglio maggiore, bisogna tenere conto anche del possibile fattore di incremento Ω che porterebbe a tale coincidenza. Inoltre, anche se le sovrarresistenze non ci fossero, la progressiva plasticizzazione delle sezioni porta ad una maggiore resistenza (indicata in normativa con α_u/α_1) che per la tipologia che stiamo considerando è almeno pari a 1.3.

In base alle considerazioni fatte in precedenza la formula più corretta da utilizzare per la verifica è la seguente:

Tabella 13 -Verifica *P-δ* (sisma in direzione x)

Piano	<i>P</i> [kN]	<i>V</i> [kN]	<i>d_r</i> [mm]	<i>h</i> [mm]	θ	ESITO
5	3380.9	287.88	3.27	3500	0.024	<0,10
4	6705.9	514.38	5.85	3500	0.047	<0,10
3	10030.9	684.25	7.78	3500	0.070	<0,10
2	13355.9	797.50	9.06	3500	0.094	<0,10
1	16680.9	854.12	5.78	3500	0.070	<0,10

$$\theta = \frac{P_i \, d_r \, q^*}{V_i \, h_r \, \Omega \, \alpha_u / \alpha_1}$$

(19)

con

q^{*} è il rapporto tra la coordinata dello spettro elastico e quella di progetto considerando il periodo proprio della struttura ovvero:

$$S_e(T_1) / S_d(T_1)$$

Ω rappresenta la sovraresistenza adottata per la struttura ed è definita dal rapporto (in maniera cautelativa si deve considerare il minimo valore):

$$\Omega_i = \frac{M_{pl,Rd,i} - M_{Ed,G}}{M_{Ed,E}}$$

α_u / α₁ è il coefficiente di sovraresistenza dovuta alla progressiva plasticizzazione delle sezioni, che cambia in base alla tipologia.

Tabella 14 -Verifica *P-δ* (sisma in direzione y)

Piano	<i>P</i> [kN]	<i>V</i> [kN]	<i>d_r</i> [mm]	<i>h</i> [mm]	θ	ESITO
5	3380.9	287.88	3.32	3500	0.025	<0,10
4	6705.9	514.38	5.93	3500	0.049	<0,10
3	10030.9	684.25	7.89	3500	0.073	<0,10
2	13355.9	797.50	9.19	3500	0.098	<0,10
1	16680.9	854.12	5.80	3500	0.072	<0,10

Nella struttura in esame è stata applicata la formula (19) utilizzando le forze di taglio effettive e i relativi spostamenti (formule (8a) e (8b)) della struttura, definite precedentemente. I valori di θ trovati (vedi Tab.13 e 14) sono inferiori allo 0.10 per il sisma nelle due direzioni. La struttura in esame non risente dell'influenza dell'effetto $P-\delta$.

5.3. Considerazioni conclusive

I procedimenti appena illustrati sono stati eseguiti, considerando le forze, trovate con la formula (2), agente in entrambe le direzioni x,y . Ovvero bisogna calcolare gli spostamenti in entrambe le direzioni del sisma, con la formula (4). In genere se la carpenteria è stata progettata ponendo una particolare attenzione all'orientamento delle colonne, gli spostamenti lungo le due direzioni devono risultare comparabili. Se ciò non accade bisogna intervenire sull'orientamento delle colonne, per rafforzare il lato debole che si muove maggiormente rispetto all'altro (vedi riflessione nel paragrafo-*Impostazione carpenteria*).

Nel nostro caso dai risultati emerge che in termini di spostamenti la nostra struttura risulta ampiamente verificata. Lo stesso vale per le sollecitazioni che, anche se maggiorate (dato l'effetto influente del secondo ordine), rimangono comunque entro valori accettabili per i profili adottati.

Il passo finale rimane quello di verificare attraverso un'analisi accurata i risultati trovati, per provare la validità del metodo di dimensionamento e quindi delle previsioni fatte sul comportamento strutturale.

Capitolo 6

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA STRUTTURALE

1. Premessa

Le previsioni sul comportamento della struttura, ottenute con il dimensionamento, sono state confrontate con quelle di una dettagliata risoluzione dello schema strutturale per confermarne l'attendibilità.

Le fasi preliminari per la risoluzione dello schema è la stima dei carichi unitari, i relativi carichi delle travi e delle colonne, e infine le effettive masse dell'impalcato con le rispettive coordinate dei baricentri. Quest'ultimi dati vengono adoperati solo per il progetto di edifici in zona sismica, perché permettono di stimare le forze orizzontali e i possibili effetti torsionali, dovuti al sisma. I valori ottenuti mirano alla definizione delle combinazioni di carico sfavorevoli per la struttura. Tra le infinite combinazioni di carico sono state prese in considerazione le seguenti:

1. Carichi verticali massimi, in assenza di sisma (g_d+q_d);
2. Carichi verticali ridotti, in presenza di sisma ($g_k+\psi_2 q_k$);
3. Forze orizzontali in direzione x , ovvero applicazione di forze statiche;
4. Forze orizzontali in direzione y , ovvero applicazione di forze statiche;
5. Effetto dell'eccentricità accidentale del sisma in direzione x ;
effetto delle forze statiche F_x per e_y ;
6. Effetto dell'eccentricità accidentale del sisma in direzione y ;
effetto delle forze statiche F_y per e_x ;

Quest'ultime, insieme ai dati dimensionali della struttura, sono state inserite in un programma di calcolo strutturale (TEL2008), per rica-

vare sia gli spostamenti della struttura che le caratteristiche della sollecitazione.

In questo esempio è stata effettuata sia l'analisi statica che l'analisi modale per la risoluzione strutturale. Per effettuare l'analisi modale inoltre il programma di calcolo è stato impostato in modo da eseguirla con il metodo SRSS (Cap.1, Par.5.1).

Infine con i valori delle sollecitazioni ottenute dal programma di calcolo sono state svolte le verifiche delle membrature secondo le NTC 08 e EC8.

Di seguito sono riportati in dettaglio i risultati ottenuti.

2. Carichi

2.1. Carichi unitari

Nel definire il carico del solaio, le travi secondarie, il massetto, il pavimento e l'intonaco all'intradosso sono stati considerati compiutamente definiti e pertanto inglobati nel termine g_{1k} ; i tramezzi sono stati valutati separatamente rispetto al solaio, considerati come carichi non compiutamente definiti, ovvero inglobati nel termine g_{2k} . Per la copertura, a vantaggio di sicurezza, si è assunto ψ_2 pari a 0.3, ovvero il valore associato ad una copertura praticabile. I valori dei carichi unitari sono riportati nella tabella 1.

Tabella 1 – Carichi unitari

Elemento	G_{1k}	G_{2k}	Q_k	ψ_2	In assenza di sisma	In presenza di sisma
Solaio piano tipo	3.40	-	3.00	0.3	8.92	4.30
Incidenza tramezzi	-	0.60	-	0.3	0.90	0.60
Travi sec. IPE 240	0.15	-	-	-	0.20	0.15
Solaio tipo con travi sec. e tramezzi	3.55	0.60	3.00	0.3	10.02	5.05
Solaio di copertura	4.00	-	2.00	0.3	8.20	4.60
Solaio torrino scala	3.40	-	0.50	-	5.17	3.40
Sbalzo copertura, cornicione	3.90	-	0.50	-	5.82	3.90
Scala	4.00	-	4.00	0.6	11.20	6.40
Travi IPE 360	0.57	-	-	-	0.74	0.57
Tamponature	6.00	-	-	-	7.80	6.00
Colonne HEB 450	1.71	-	-	-	2.22	1.71
Colonne scala HEB 140	0.25	-	-	-	0.32	0.25

2.2. Carichi sulle travi

Moltiplicando i carichi unitari per le aree di influenza di ogni trave sono stati valutati i relativi carichi per unità di lunghezza. L'area di influenza attribuita ad ogni trave è stata ottenuta moltiplicando metà della luce del solaio (non si tiene conto del coefficiente di continuità perché le travi secondarie sono state ipotizzate incernierate- incernierate). Per le travi non caricate si è considerata una fascia di solaio larga un metro.

Ancora una volta sono state considerate le combinazioni per soli carichi verticali e per carichi verticali in presenza di sisma.

2.3. Masse degli impalcati

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 colonne, tamponature, tramezzi e scale, sono stati distribuiti tra gli impalcati adiacenti. Nella tabella 4 sono stati riportati i valori ricavati.

Tabella 2 – Carichi sulle travi [kN/m]

Impalcato V			
Telaio	Campata	In assenza di sisma $g_{1d} + g_{2d} + q_d$	In presenza di sisma $g_{1k} + g_{2k} + \psi_2 q_k$
1	19-20, 20-21	10.66	6.77
1	21-22	47.18	29.07
1	22-23, 23-24	31.16	18.27
2	13-14, 14-15	8.94	5.17
2	15-16	39.94	22.97
2	16-17, 17-18	59.78	33.69
3	7-8, 8-9	8.94	5.17
3	9-10	19.96	13.67
3	10-11, 11-12	31.16	18.27
4	4-5, 5-6	8.94	5.17
5	1-2, 2-3	10.66	6.77
6	19-13, 13-7	31.16	18.27
6	7-4, 4-1	31.16	18.27
7	20-14, 14-8	57.32	32.31
7	8-5, 5-2	57.32	32.31
8	21-15	33.14	20.37
8	15-9	64.84	38.15
8	9-6, 6-3	31.16	18.27
9	22-16	18.24	12.07
9	16-10	40.64	24.87
10	23-17, 17-11	8.94	5.17
11	24-18, 18-12	10.66	6.77

Dai valori delle masse per unità di superficie calcolate in maniera esatta si può affermare, che il valore approssimato del peso medio a metro quadrato 8 kN/m² può essere utilizzato forfettariamente nel dimensionamento.

Sono state inoltre individuate le coordinate del centro di massa C_M e i raggi d'inerzia ρ di ogni impalcato. Le coordinate del centro di massa, riportate nella tabella 4, sono riferite ad un sistema di assi cartesiani

ortogonali x-y con origine nello spigolo inferiore sinistro, a filo con la colonna 19. Il raggio d'inerzia delle masse è stato valutato tenendo conto il peso degli sbalzi, delle tamponature, delle colonne e degli altri elementi come uniformemente distribuito sugli impalcati.

Tabella 3 – Carichi sulle travi [kN/m]

Impalcati II-III-IV			
Telaio	Campata	In assenza di sisma $g_{1d} + g_{2d} + q_d$	In presenza di sisma $g_{1k} + g_{2k} + \psi_2 q_k$
1	19-20, 20-21	12.77	8.50
1	21-22	41.36	25.17
1	22-23, 23-24	37.81	21.12
2	13-14, 14-15	10.76	5.62
2	15-16	39.94	22.97
2	16-17, 17-18	72.85	36.93
3	7-8, 8-9	10.76	5.62
3	9-10	14.14	9.77
3	10-11, 11-12	37.81	21.12
4	4-5, 5-6	10.76	5.62
5	1-2, 2-3	12.77	8.50
6	19-13, 13-7	37.81	21.12
6	7-4, 4-1	37.81	21.12
7	20-14, 14-8	69.85	35.42
7	8-5, 5-2	69.85	35.42
8	21-15	38.59	21.72
8	15-9	70.83	39.64
8	9-6, 6-3	26.79	15.57
9	22-16	17.59	11.10
9	16-10	39.99	23.90
10	23-17, 17-11	10.76	5.62
11	24-18, 18-12	12.77	8.50

Tabella 4 – Caratteristiche degli impalcati

Piano	Massa m [t]	Superf. S [m ²]	Peso W [kN]	W/S [kN/m ²]	x_{CM} [m]	y_{CM} [m]	ρ [m]
5 + torrino	344.99	569.2	3380.9	5.94	11.98	7.44	10.27
4	339.29	452.4	3325.0	7.35	11.54	9.40	9.89
3	339.29	452.4	3325.0	7.35	11.54	9.40	9.89
2	339.29	452.4	3325.0	7.35	11.54	9.40	9.89
1	339.29	452.4	3325.0	7.35	11.54	9.40	9.89
Totale			16680.9				

2.4. Eccentricità accidentale

La normativa italiana (NTC 2008) impone di utilizzare un valore di eccentricità unico a tutti i piani, pari al 5% della dimensione massima in pianta dell'edificio, in direzione ortogonale al sisma. Pertanto si ottiene:

- $e_x = 0.05 \cdot l_{x,max} = 0.05 \cdot 27.30 = 1.365$ m
- $e_y = 0.05 \cdot l_{y,max} = 0.05 \cdot 23.30 = 1.115$ m

Moltiplicate le forze di piano, ottenute nella fase di dimensionamento (Cap. 5- Tab.8), per l'eccentricità così valutate, si ricavano le coppie che agiscono sulla struttura riportate nella tabella 5 insieme alle corrispondenti forze orizzontale.

Tabella 5 - Forze e coppie agenti sulla struttura per CD "A"

Piano	F_x [kN]	F_y [kN]	$F_x \cdot e_y$ [kNm]	$F_y \cdot e_x$ [kNm]
5	287.88	284.52	320.99	388.36
4	226.50	223.85	252.54	305.55
3	169.87	167.89	189.41	229.17
2	113.25	111.92	126.27	152.78
1	56.62	55.96	63.14	76.39

3. Schema geometrico

L'edificio è stato schematizzato come un insieme spaziale di telai piani orditi in due direzioni ortogonali, x e y , collegati mutuamente da impalcati infinitamente rigidi nel loro piano. Nel modello geometrico non è stato inserito il torrino scale, perché di scarsa rilevanza rispetto al complesso della struttura (ma se ne tenuto conto nella valutazione delle masse e quindi dell'azione sismica).

La fondazione è stata ipotizzata molto rigida ed avendo il terreno una consistenza discreta si è usato come modello base uno schema con colonne incastrate al piede (stesso schema ipotizzato nella fase di dimensionamento).

4. Analisi dei risultati degli schemi base

4.1. Risultati dovuti ai carichi verticali

Gli spostamenti orizzontali prodotti dai carichi verticali sono modesti, raggiungendo il valore massimo di 0.54 mm all'ultimo piano; questo conferma che la pianta ad L in esame ha una distribuzione di carichi verticali priva di dissimmetrie.

L'andamento del momento flettente è regolare, con valori corrispondenti alle previsioni di progetto. Il valore massimo si ha in corrispondenza della trave 20-14 al primo piano, dove il momento assume il valore di 227.27 kNm.

Tutti i valori delle sollecitazioni ottenuti dai soli carichi gravitazionali in assenza di sisma, non sono influenzati dagli effetti del secondo ordine (P -delta), grazie ai piccoli spostamenti laterali della struttura dovuti a tale combinazione di carico.

4.2. Risultati dovuti all'azione sismica

Se la struttura è stata ben dimensionata l'analisi statica e quella modale devono fornire gli stessi risultati, se ciò non avviene molto probabilmente il comportamento strutturale risulterà non ottimale. Nel nostro

caso i valori pervenuti dall'analisi statica sono congruenti a quelli del modo prevalente dell'analisi modale.

I risultati relativi alle azioni sismiche, per quanto riguarda le caratteristiche della sollecitazioni non risentono dell'effetto $P-\delta$ effetto (vedi Cap.5).

Risultati dall'analisi statica

L'analisi statica è un'alternativa possibile e sempre valida per determinare l'effetto del sisma. Nel nostro caso in particolare nel dimensionamento le forze sismiche sono state applicate staticamente allo schema strutturale globale, considerato traslante (*"treno di telai"* o *"telaio spaziale traslante"*), per ricavarne i possibili spostamenti di interpiano e le relative caratteristiche della sollecitazioni delle varie membrature.

Per coerenza concettuale quindi, il confronto delle previsioni di progetto è stato effettuato innanzitutto con i risultati dell'analisi statica (forniti dal programma di calcolo Tel 2008).

Analizzando l'involuppo degli spostamenti, ottenuto per i diversi impalcati, si può notare che i telai paralleli alla direzione del sisma presentano una traslazione in media uniforme in tale direzione (la parte destra dell'edificio, anche se in maniera trascurabile si muove maggiormente), mentre quelli ortogonali una rotazione trascurabile (fig.1). Concludendo che gli spostamenti laterali sono molto prossimi a quelli previsti (quest'ultimi risultano sovrastimati di un 3÷5%). Ciò testimonia che

Tabella 6 – Spostamenti assoluti di interpiano (confronto tra previsione di progetto e analisi statica effettuata da Tel2008)

Piano	Previsione di progetto		Risultati di Tel 2008	
	d_x [mm]	d_y [mm]	d_x [mm]	d_y [mm]
5	31.74	32.13	28.50	27.34
4	28.47	28.81	24.64	23.82
3	22.62	22.88	18.87	18.36
2	14.84	15.00	11.64	11.38
1	5.78	5.80	4.23	4.15

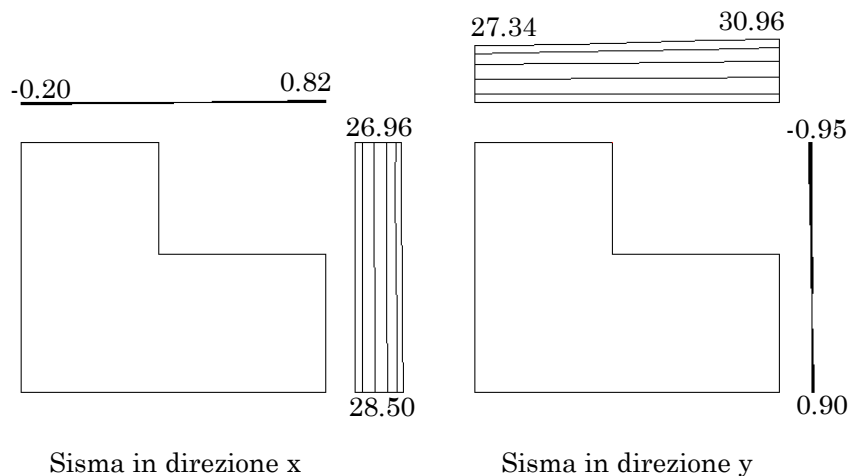


Figura 1 – Spostamenti ottenuti dall’ analisi statica

l’aver ipotizzato lo schema strutturale come traslante nel dimensionamento è accettabile; inoltre tale risultato mostra come la rigidezza in entrambe le direzioni del sisma sia comparabile.

Infine per quanto riguarda le caratteristiche della sollecitazioni le

Tabella 7.1 – Sollecitazioni sulle colonne dall’*analisi statica*
(sisma in direzione x)

Piano	Colonna rigida					
	Previsioni di progetto			Risultati di Tel 2008		
	Con due trave al nodo			Con due trave al nodo		
	V	Msup	Minf	V	Msup	Minf
5	25.30	44.28	44.28	19.37	55.75	12.04
4	45.21	79.11	79.11	34.17	81.52	38.09
3	60.13	105.24	105.24	45.11	90.76	67.11
2	70.09	122.65	122.65	53.05	81.50	104.16
1	80.19	56.14	224.54	60.65	25.77	186.49

Tabella 7.2 – Sollecitazioni sulle colonne dall'*analisi statica*
(sisma in direzione y)

Piano	Colonna rigida					
	Previsioni di progetto			Risultati di Tel 2008		
	Con una trave al nodo			Con una trave al nodo		
	V	Msup	Minf	V	Msup	Minf
5	13.42	23.48	23.48	4.20	27.50	15.02
4	23.98	41.96	41.96	17.57	55.02	6.49
3	31.90	55.82	55.82	23.01	52.97	27.79
2	37.18	52.05	78.07	29.49	40.48	62.75
1	44.70	0.00	156.44	48.70	3.14	172.56

previsioni di progetto, rispetto ai risultati del calcolo strutturale, risultano nella maggior parte dei casi maggiori di un 5÷15%, solo in rare situazioni sono inferiori di un 15÷20% (vedi Tab.7.1, 7.2 e 8).

Viene confermata, in base a tali considerazioni, l'affidabilità della carpenteria e del dimensionamento effettuato.

Risultati dall'analisi modale

L'analisi modale è stata effettuata utilizzando il valore di struttura $q=6.5$, definito in precedenza. Anche tale analisi è stata eseguita con il

Tabella 8 – Momenti sulle travi dall'*analisi statica*
(sisma in direzione x))

MOMENTI [kNm]				
Piano	Colonna rigida			
	Previsioni di progetto		Risultati di Tel 2008	
	due trave	una trave	due travi	una trave
5	15.42	16.36	30.41	27.50
4	42.98	45.60	49.06	42.23
3	64.22	68.12	67.83	59.23
2	79.38	75.15	78.13	68.26
1	62.28	54.39	68.70	60.65

programma di calcolo Tel2008, col quale 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 2 mostrano, per i primi 6 modi, la vista dall'alto dei cinque impalcati e i prospetti dei telai 1 e 6, mentre la linea tratteggiata rappresenta la struttura indeformata.

Si può innanzitutto osservare che il comportamento rotatorio è in genere disaccoppiato da quello traslatorio: il modo 1 presenta modeste rotazioni, anche se in esso prevale la traslazione in direzione y ; il modo 4 è prevalentemente di traslazione in direzione y ; i modi 2 e 5 sono sostanzialmente di traslazione in direzione x ; infine i modi 3 e 6 sono principalmente rotazionali.

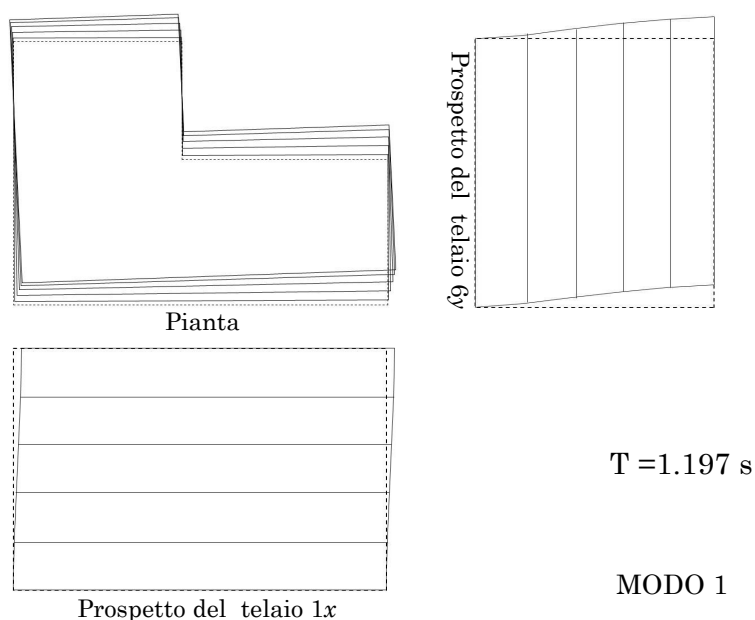


Figura 2.1 – Deformate modali

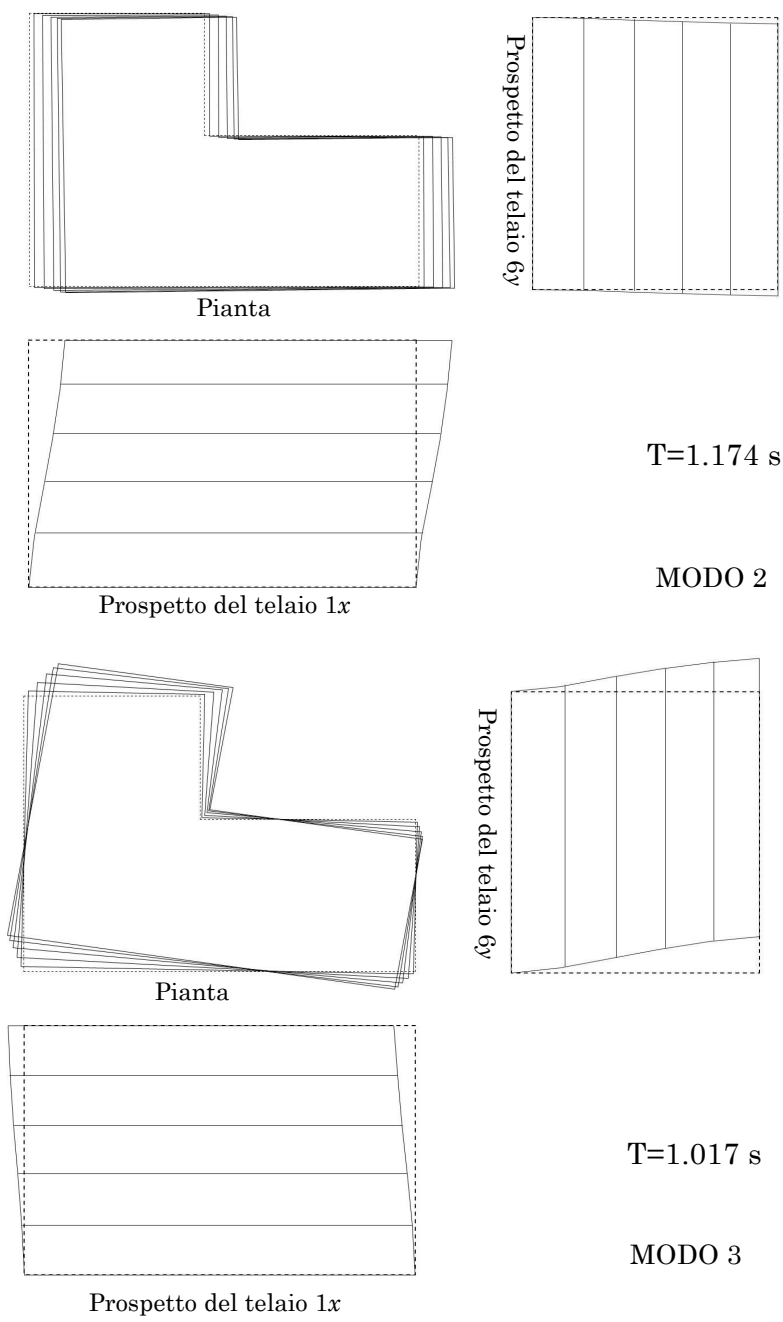


Figura 2.2 – Deformate modali

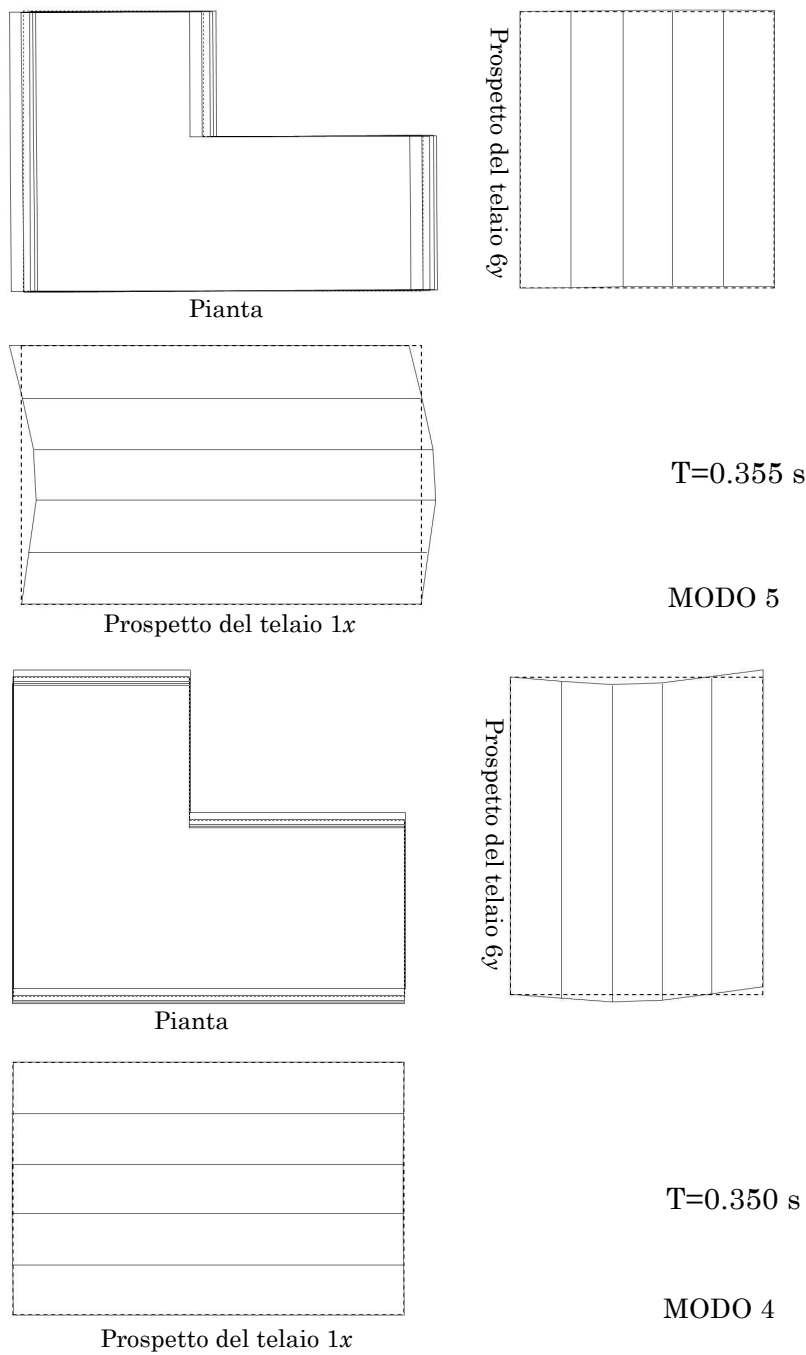


Figura 2.3 – Deformate modali

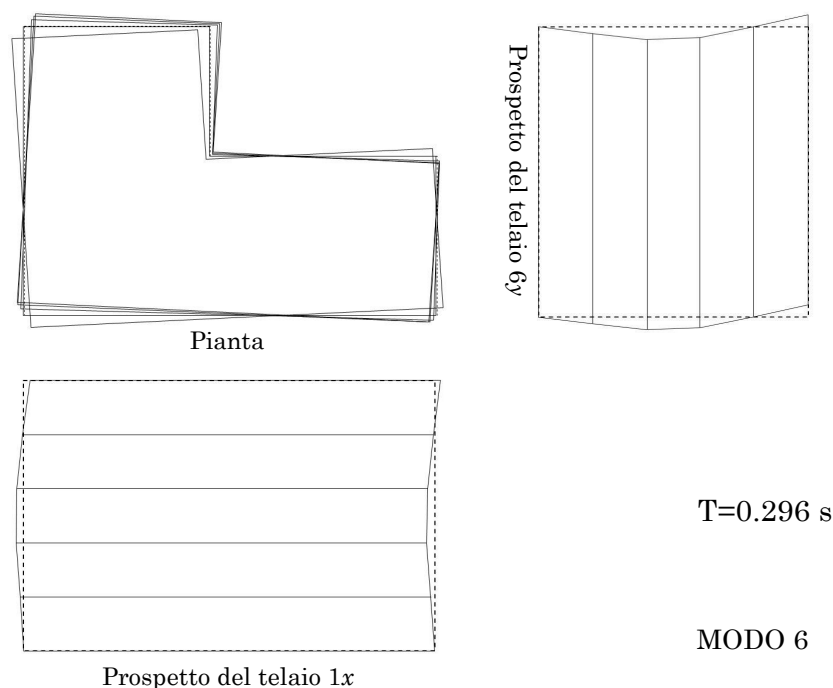


Figura 2.4 – Deformate modali

I primi tre modi di vibrare corrispondono al primo modo di uno schema piano, come si deduce dagli spostamenti degli impalcati tutti nello stesso verso; analogamente l'inversione di spostamenti, più che di rotazione, dei secondi tre rappresenta il secondo modo piano. Questo raggruppamento dei modi indica che la struttura presenta dei valori della rigidezza traslazionale nelle due direzioni e della rigidezza torsionale abbastanza vicini tra loro.

Si osservi inoltre che il periodo ottenuto per il primo e il secondo modo, con masse partecipante del 78%, si discosta di poco dal valore stimato nel dimensionamento tramite la formula di Rayleigh. In generale le masse⁶ partecipanti danno conferma del predominio dei modi di trasla-

⁶ Le masse partecipanti per strutture a carpenteria metallica, a differenze di quelle in calcestruzzo armato, anche se modeste danno comunque spostamenti non trascurabile (nella risoluzione effettuata dal programma bisogna stare attenti ad analizzare tutti i modi nel file output).

Tabella 9 – Periodi e masse partecipanti dei primi sei modi

Modo	Periodo T [s]	Massa partecipante x [%]	Massa partecipante y [%]
1	1.1973	0.84%	77.092%
2	1.1743	78.75%	1.0752%
3	1.0171	0.73%	1.96%
4	0.3555	0.0018%	11.42%
5	0.3503	11.39%	0.0005%
6	0.2964	0.035%	0.094%

zione rispetto a quelli rotazionali, comprovando che il dimensionamento in termini di rigidezza è bilanciato. Non va comunque trascurato che i telai in direzione y , in particolare nella parte destra dell'edificio, sono più deboli. Vanno dunque apportate, se è possibile, delle modifiche nella carpenteria sull'orientare delle colonne, per migliorare l'esito della risposta strutturale.

L'involuppo degli spostamenti ottenuto per i diversi impalcati, combinando il contributo dei singoli modi, è mostrato in figura 3. Si può notare che per il sisma in direzione x la struttura presenta spostamenti uniformi in tale direzione, insieme a spostamenti nella direzione ortogonale, ovvero lungo y , molto minori (ma non trascurabili). Gli spostamenti in direzione y provocati dal sisma agente in tale direzione hanno un valore medio non molto diverso dagli spostamenti indotti dal sisma x , ma una distribuzione meno uniforme, con la parte destra dell'edificio che si sposta maggiormente rispetto alla sinistra. Corrispondentemente, gli spostamenti nella direzione ortogonale, ovvero lungo x , denotano spostamenti piuttosto modesti.

In conclusione, si può ritenere che la rigidezza degli elementi sia complessivamente ben ripartita tra le due direzioni ortogonali e che la rigidezza torsionale sia adeguata (maggiore di quella traslazionale, perché al moto rotazionale corrisponde un periodo minore). Complessivamente adeguata è ancora la rigidezza dei telai in entrambe le direzioni, anche se piccole modifiche nella carpenteria sono utili per rafforzare la parte destra dell'edificio che si muove maggiormente.

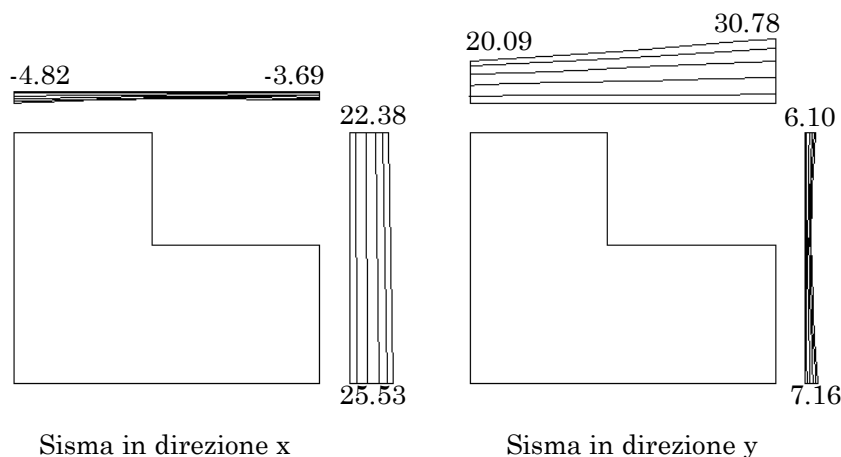


Figura 3 – Involuppo degli spostamenti modali per sisma agente nella posizione nominale del centro di massa

Quest' ultime riflessioni sono importanti per strutture a carpenteria metallica, risultando già soddisfacenti per confermare le sezioni scelte, grazie ai requisiti di rigidezza e resistenza che possiedono i profili scelti per le membrature portanti. Diversamente da come avviene per strutture in c.a. in cui le verifiche strutturali possono essere soddisfatte a condizione di mettere un'opportuna quantità di armature, alternativa che non è sempre possibile adottare se le dimensioni delle sezioni risultano ridotte per contenere tali armature.

Si fa notare infine che la scelta del valore di $\alpha_u / \alpha_1 = 1.3$ era stata effettuata immaginando la struttura regolare in pianta nonostante la conferma ad L, tale scelta è ora confermata dai risultati ottenuti in cui la struttura non ha un forte comportamento rotazionale.

4.3. 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 5. I risultati ottenuti in termini di spostamenti sono stati diagrammati (vedi fig.4), evidenziando

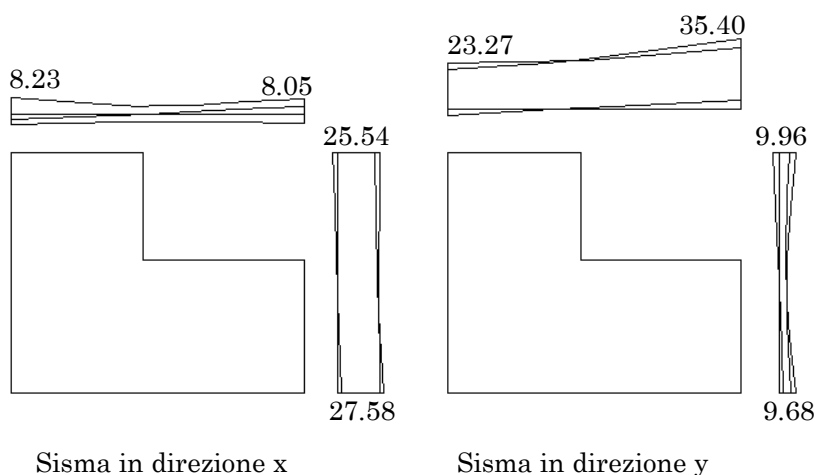


Figura 4 – Effetto dell'eccentricità accidentale, da solo e sommato all'involuppo modale (spostamenti del V impalcato)

come il contributo dovuto all'eccentricità sia minimo sia per i telai paralleli all'azione del sisma, indipendentemente dalla direzione, che per quelli ortogonali alla suddetta azione. L' incremento è in media pari al 4%. Un po' più forte è l'incremento massimo di spostamento dei telai y, per sisma y, pari a circa due volte l'incremento dell'estremo destro. Il valore alto di quest'ultimo valore è ancora dovuto alla maggiore deformabilità della parte destra ed al conseguente minor valore dello spostamento, evidenziato nell'involuppo modale, della parte sinistra.

L'incremento di spostamento, a cui corrispondono proporzionali incrementi delle caratteristiche della sollecitazione, non è comunque rilevante, ciò conferma che la rigidezza torsionale dello schema è adeguata.

4.4. Considerazioni sull'effetto della contemporanea presenza delle due componenti del sisma

Per giudicare l'effetto della contemporanea presenza delle due componenti del sisma si è diagrammato (vedi fig.5) lo spostamento del quinto impalcato, per sisma prevalente in x (cioè $x + 0.3 y$) per sisma prevalente y (cioè $y + 0.3 x$). Si evince un incremento degli spostamenti per i telai paralleli alla direzione prevalente del sisma dell'ordine dal 5%, mentre i

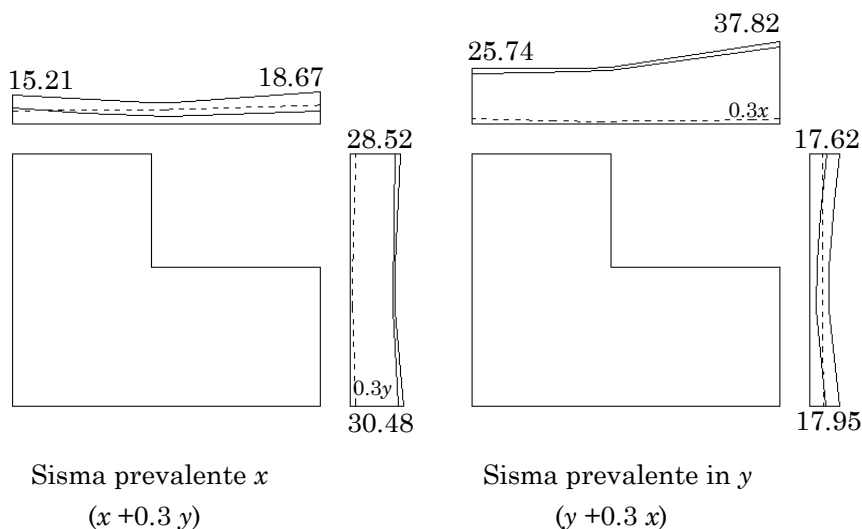


Figura 5 – Effetto contemporaneo delle due componenti del sisma (spostamenti del V impalcato)

telai ortogonali risentono maggiormente della combinazione, raggiungendo un incremento che oscilla dal 10 al 15% .

Anche questi risultati confermano la possibilità di una revisione dell'impostazione strutturale, dovuta alla parte destra dell'edificio che risulta più debole.

Gli spostamenti complessivi che si ottengono sono comunque ancora inferiori ai limiti di normativa per la verifica allo SLV, e confermano ancora l'attendibilità del metodo di dimensionamento utilizzato.

5. Una possibilità: nuova impostazione della carpenteria

Quando l'analisi evidenzia delle carenze di comportamento della struttura è sempre opportuno rimettere in discussione l'impostazione della carpenteria e/o il dimensionamento degli elementi. Nel caso in esame, si è constatata una evidente differenza tra la parte destra (meno rigida) e la parte sinistra (più rigida) dell'edificio. E' stato possibile, intervenendo solo sull'impostazione della carpenteria, migliorare tale comportamento agendo nei telaio in direzione y, ovvero rafforzando la loro rigidità per

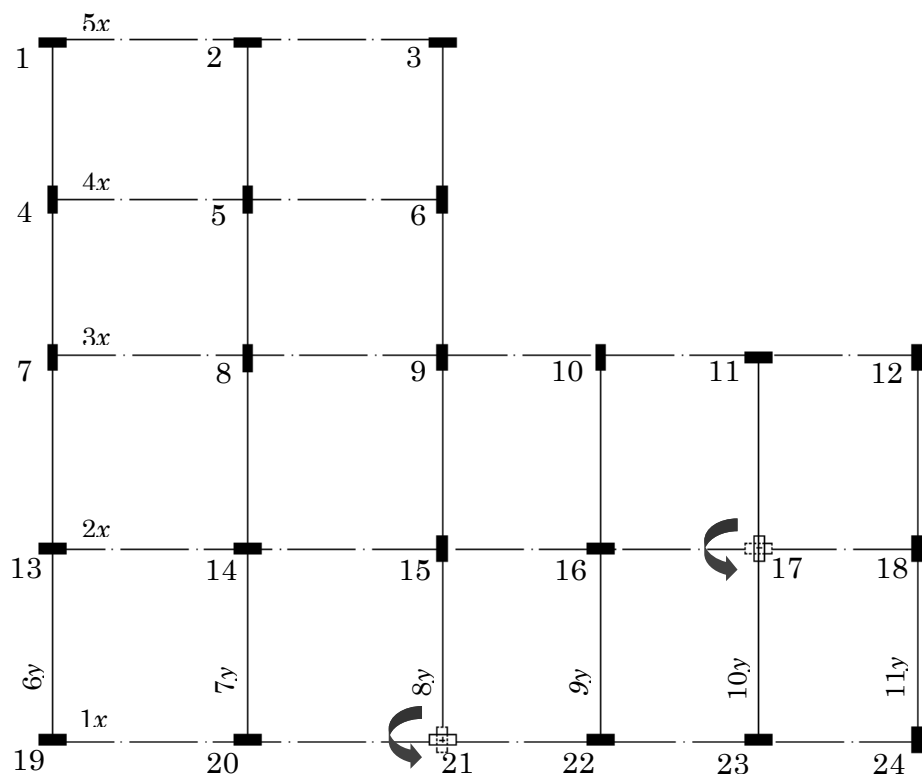


Figura 6 - Schema della nuova carpenteria

(con l'individuazione dei telai in entrambe le direzioni e delle modifiche)

un sisma nella medesima direzione, e cercando nello stesso tempo di non stravolgere la rigidezza dell'edificio nell'altra.

E' stata esaminata innanzitutto la possibilità di irrigidire la parte destra agendo sul telaio 9 o sul 10 in direzione y (entrambi infatti non presentano nessuna colonna orientata parallelamente alla direzione del sisma y). La modifica infine è stata apportata al telaio 10 y (che si trova in una posizione più eccentrica) ruotando la colonna 17. Per mantenere, più o meno, la stessa inerzia nell'altra direzione è stata inoltre indebolita la parte sinistra ruotando la colonna 21 appartenente al telaio 7 y (la scelta delle colonne da ruotare è condizionata anche dalle costrizioni imposte dall'architettonico).

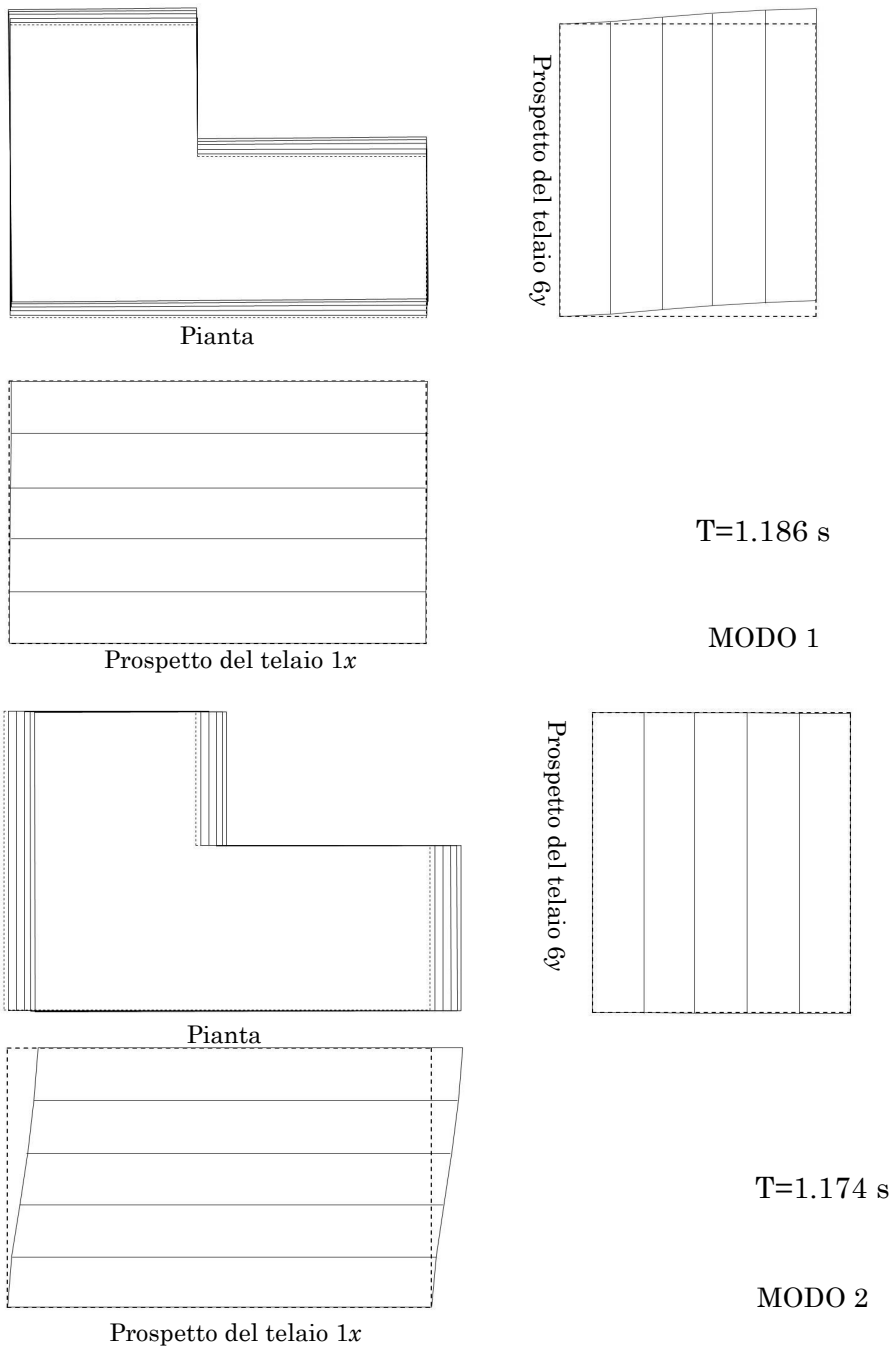


Figura 7.1 - Deformate modali dell'edificio

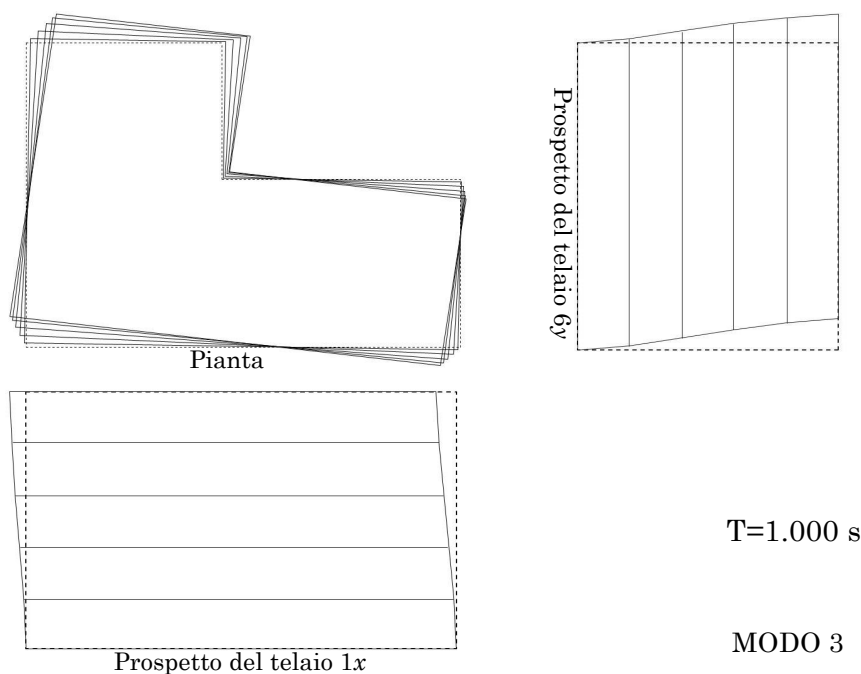


Figura 7.2 - Deformate modali dell’edificio

Si è ripetuta l’analisi strutturale, ottenendo nuove deformate modali (fig.7) e nuovi valori del periodo e delle masse partecipanti (Tab.11).

Aver irrigidito il telaio 10y e l’aver indebolito invece il telaio 8y, ha provocato una discreta riduzione del periodo sia del modo di prevalente traslazione lungo y, che del modo di prevalente traslazione lungo x. La

Tabella 11 – Periodi e masse partecipanti dei primi sei modi

Modo	Periodo T [s]	Massa partecipante x [%]	Massa partecipante y [%]
1	1.1858	0.06%	79.709%
2	1.1743	80.17%	0.0681%
3	1.0005	0.08%	0.41%
4	0.3531	0.1015%	11.39%
5	0.3503	11.32%	0.1004%
6	0.2896	0.001%	0.000%

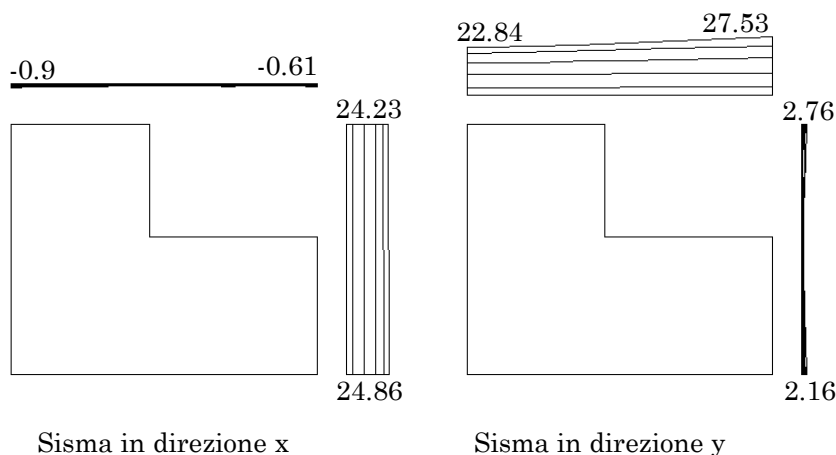


Figura 8 – Inviluppo degli spostamenti modali dell'edificio
(con le modifiche apportate alla carpenteria)

prima deformata modale evidenzia inoltre, a differenza della precedente, una riduzione della rotazione che diviene trascurabile, e quindi una distribuzione omogenea degli spostamenti lungo y . In definitiva ora la struttura presenta un comportamento traslatorio – rotatorio fortemente disaccoppiato nelle due direzioni del sisma. Quest'ultima considerazione permette già di affermare che le modifiche apportate nella carpenteria, hanno dato gli esiti sperati, ovvero l'inviluppo degli spostamenti modali (Fig.8) confermano una struttura con una distribuzione piuttosto omogenea delle rigidezze.

Inoltre tenendo conto dell'eccentricità accidentale e della contemporanea presenza delle due componenti del sisma si ha un incremento massimo degli spostamenti, dei telai paralleli alla direzione prevalente del sisma, dell'ordine dal 5%. Tali valori sono ancora in linea con le previsioni effettuate in fase di dimensionamento (in quest'ultimo ovviamente si è tenuto conto delle successive modifiche apportate nella carpenteria). Si osservi infine un incremento degli spostamenti nella direzione ortogonale a quello del sisma prevalente, che oscilla dal 10 al 12%.

In definitiva, con piccole variazioni si possono ottenere sensibili miglioramenti del comportamento della struttura.

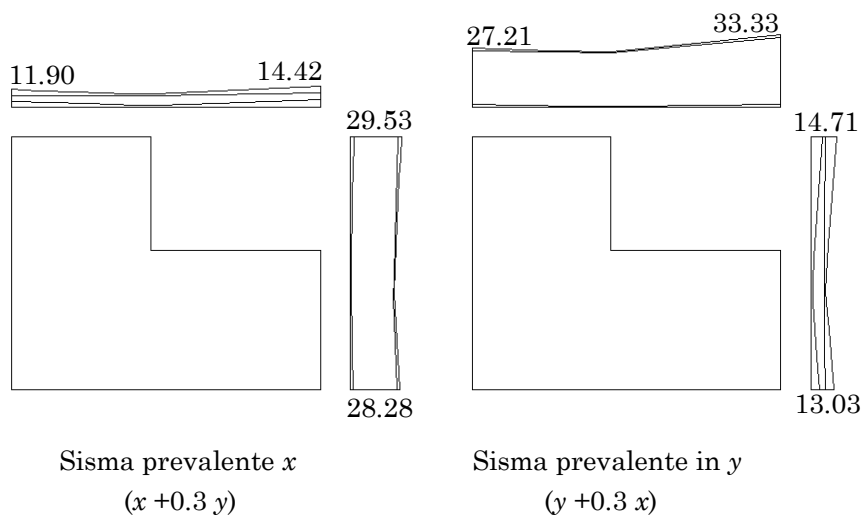


Figura 9 – Effetto contemporaneo delle due componenti del sisma, spostamenti del V impalcato (con le modifiche apportate alla carpenteria)

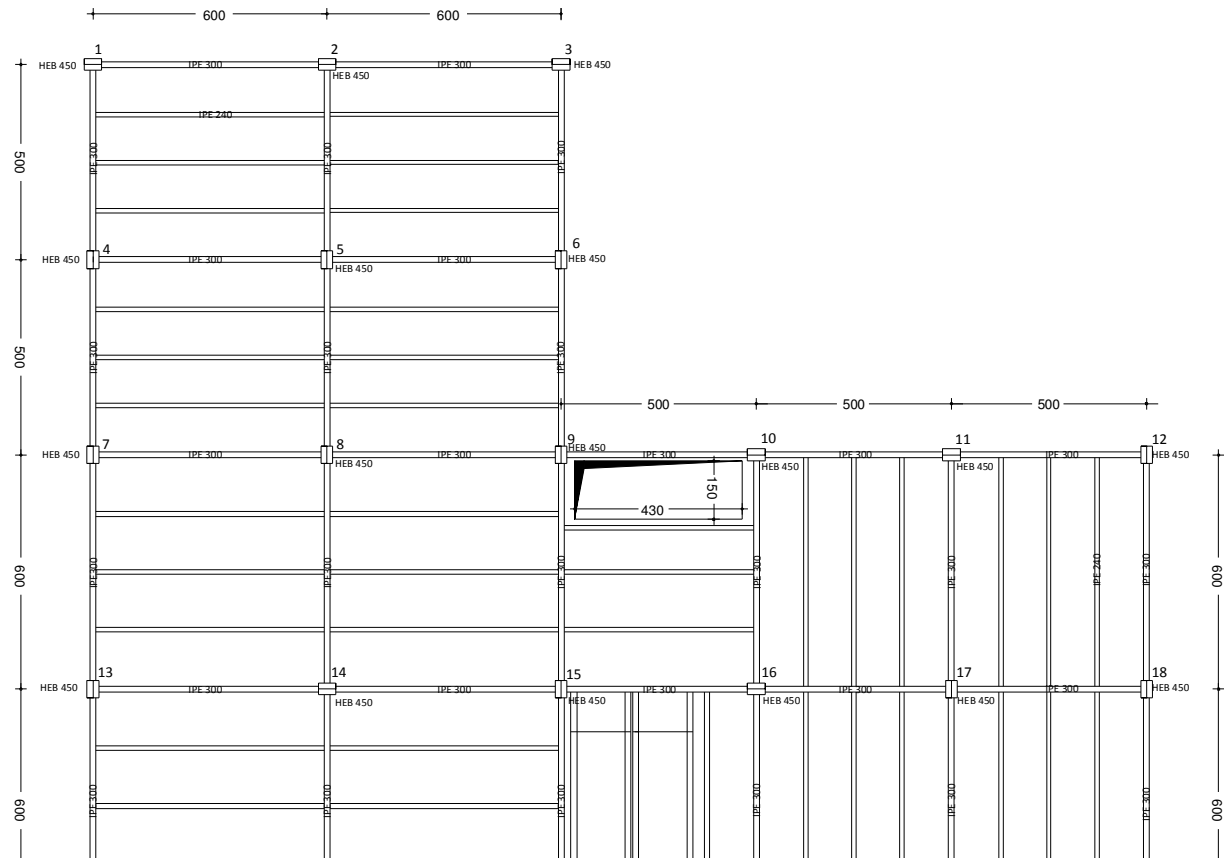
In seguito si farà riferimento alla struttura con la nuova impostazione della carpenteria (Fig. 10). Tale scelta è motivata dai valori degli spostamenti, ottenuti con la nuova carpenteria, comunque molto vicini ai precedenti, ma con una distribuzione che evidenzia un miglior comportamento strutturale anche nella fase di dimensionamento.

6. 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 e sottraendo le caratteristiche della sollecitazione 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 e 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

Figura 10 – Carpenteria definitiva del piano tipo



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 in (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 a questa combinazione occorre infine tener conto dello schema con carichi verticali massimi, relativo alla condizione non sismica. Poiché nella struttura in esame le azioni orizzontali sono assorbite per lo più dalle colonne, l'effetto dei carichi verticali per gli altri elementi, come ad esempio per le travi, potrebbe essere predominante e quindi condizionante.

7. Verifica della struttura

Le verifiche richieste dalla normativa italiana e riportate anche nella seguente trattazione (vedi Cap. 2), per edifici con telaio in acciaio, sono state effettuate per dare un'ulteriore conferma delle scelte fatte nella fase di dimensionamento.

7.1. Verifica delle colonne

Con lo scopo di favorire un meccanismo di collasso globale, le NTC del 2008 impongono che le colonne soddisfino le seguenti relazioni:

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{Rd} \Omega M_{Ed,E} \leq M_{pl,Rd}$$

$$N_{Ed}^* = N_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{Rd} \Omega N_{Ed,E} \leq N_{pl,Rd}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{Rd} \Omega V_{Ed,E} \leq V_{pl,Rd}$$

Tabella 9 -Caratteristiche delle sezioni delle colonne

Profilo	Area [cm ²]	A_v [cm ²]	I_x [cm ⁴]	I_y [cm ⁴]	$W_{pl,x}$ [cm ³]	$W_{pl,y}$ [cm ³]	Sezione di classe 1
HEB 450	218	79.66	79887	11721	3982	1198	

La seconda relazione viene menzionata per controllare che le colonne perimetrale non abbiano uno sforzo normale, dovuto al sisma N_{Ed}^* , maggiore rispetto a quello dovuto dai soli carichi verticali in assenza di sisma N_{Ed} , quest’ultimo solitamente risulta infatti il più condizionante. Ovvero occorre verificare anche la relazione:

$$N_{Ed} < N_{pl,Rd}$$

Inoltre la seconda relazione delle tre citate precedentemente, permette di stimare lo sforzo normale che può, se di una certa entità, ridurre la resistenza a flessione delle colonne. Nel nostro caso per la verifica a solo sforzo normale, prendendo in considerazione la colonna 14 (al 1° piano è appartenente al telaio 7 e 2), è più condizionante quello stimato per soli carichi verticali non ridotti per la presenza del sisma, che è pari a $N_{Ed}=2379.29$ kN. Mentre lo sforzo normale in presenza di sisma, pari a $N_{Ed}^*=1824.18$ kN, è stato tenuto in considerazione perché riduce la resistenza a flessione della medesima colonna, che da un valore di $M_{pl,Rd}=1346$ kNm passa a $M_{pl,Rd}(N)=1180.78$ kNm .

Tabella 10 - Verifica della colonna 14

Verifica a flessione [kNm]		
$M_{Ed,x}=M_{Ed,G,x}+1,1\gamma_{Rd}\Omega M_{Ed,E,x}$	$M_{pl,Rd}(N)=W_{pl,x}\cdot f_{yk}/\gamma_{mo}$	$M_{Ed}\leq M_{pl,Rd}(N)$
537.95	1180.78	537.95<1180.78 Verificata
Verifica a taglio [kN]		
$V_{Ed}=V_{Ed,G}+1,1\gamma_{Rd}\Omega V_{Ed,E}$	$V_{pl,Rd}=A_v\cdot f_{yk}/\sqrt{3}\gamma_{mo}$	$V_{Ed}\leq 0.5 V_{pl,Rd}$
170.53	1555	170.53 < 777.48 Verificata
Verifica a sforzo normale [kN]		
$N_{Ed}^*=N_{Ed,G}+1,1\gamma_{Rd}\Omega N_{Ed,E}$	$N_{pl}=A\cdot f_{yk}/\gamma_{mo}$	$N_{Ed}^*\leq N_{pl,Rd}$
1824.18	7370.48	1824.18< 7370.48 Verificata
N_{Ed}	$N_{pl}=A\cdot f_{yk}/\gamma_{mo}$	$N_{Ed}\leq N_{pl,Rd}$
2379.29	7370.48	2379.29< 7370.48 Verificata

Tabella 11 - Verifica della colonna 18

Verifica a flessione [kNm]		
$M_{Ed,x}=M_{Ed,G,x}+1,1\gamma_{Rd}\Omega M_{Ed,E,x}$	$M_{pl,Rd}=W_{pl,x}\cdot f_{yk}/\gamma_{mo}$	$M_{Ed}\leq M_{pl,Rd}$
647.64	1346	647.64 < 1346 Verificata
Verifica a taglio [kN]		
$V_{Ed}=V_{Ed,G}+1,1\gamma_{Rd}\Omega V_{Ed,E}$	$V_{pl,Rd}=A_v\cdot f_{yk}/\sqrt{3}\gamma_{mo}$	$V_{Ed}\leq 0,5 V_{pl,Rd}$
204.51	1555	204.51 < 777.48 Verificata
Verifica a sforzo normale [kN]		
$N^*_{Ed}=N_{Ed,G}+1,1\gamma_{Rd}\Omega N_{Ed,E}$	$N_{pl}=A\cdot f_{yk}/\gamma_{mo}$	$N^*_{Ed}\leq N_{pl,Rd}$
888.14	7370.48	888.14 < 7370.48 Verificata
N_{Ed}	$N_{pl}=A\cdot f_{yk}/\gamma_{mo}$	$N_{Ed}\leq N_{pl,Rd}$
1212.20	7370.48	1212.20 < 7370.48 Verificata

I risultati delle diverse verifiche, considerando il profilato scelto ovvero un HEB 450 in acciaio S 355 (le cui caratteristiche sono riportate nella tabella 9) e prendendo in considerazione rispettivamente le colonne più sollecitate a sforzo normale e a flessione, ovvero la 14 e la 18, sono esplicitati nelle tabelle 10 e 11. Le disequazioni, tenendo in considerazione tali elementi, sono tutte ampiamente verificate.

Verifica delle colonne 14 e 18 a pressoflessione deviata

Le formule utilizza per la verifica delle sezioni soggette a pressoflessione deviata (sia in presenza che in assenza di sisma), considerando che il profilo scelto appartiene alla classe 1 ed ha un doppio asse di simmetria, è la seguente:

$$\left(\frac{M_{Ed,x}}{M_{N,Rd,x}}\right)^2 + \left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{N,Rd,y}}\right)^{5n} \leq 1 \tag{4.a}$$

se $n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \geq 0.2$

oppure

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

(4.b)

se $n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} < 0.2$

Per effettuare tale verifica sono state prese in considerazione le colonne viste in precedenza, ovvero la 14 e la 18, perché riescono a riassumere i casi limite. Dai valori di n illustrati nella tabella 12, per la colonna 14 si evince che in assenza di sisma per la verifica si deve applicare la formula (4.a), mentre negli altri casi presi in considerazione va applicata la (4.b).

Tabella 12 – Individuazione del rapporto n per le colonne 14 e 18

Sforzo normale resistente	Sforzo normale sollecitante[kN]			
COLONNA 14				
$N_{pl}=A \cdot f_{yk} / \gamma_{mo}$	<i>In assenza di sisma</i> N_{Ed}	$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$	<i>In presenza di sisma</i> N^*_{Ed}	$n = \frac{N^*_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$
7370.48	2379.29	0.32>0.2	1824.18	0.25>0.2
COLONNA 18				
$N_{pl}=A \cdot f_{yk} / \gamma_{mo}$	<i>In assenza di sisma</i> N_{Ed}	$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$	<i>In presenza di sisma</i> N^*_{Ed}	$n = \frac{N^*_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$
7370.48	1212.20	0.16<0.2	888.14	0.12<0.2

Ovvero per la colonna 14 *in assenza e in presenza di sisma* applicando la (4.a)

$$\left(\frac{M_{Ed,x}}{M_{N,Rd,x}} \right)^2 + \left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{N,Rd,y}} \right)^{5n} \leq 1$$

si ottiene:

$$\left(\frac{2.53}{1062.20} \right)^2 + \left(\frac{5.42}{319.73} \right)^{5 \cdot 0.32} = 0.5 \cdot 10^{-5} \leq 1$$

In assenza di sisma

$$\left(\frac{537.95}{1180.78} \right)^2 + \left(\frac{117.28}{405} \right)^{5 \cdot 0.25} = 0.42 \leq 1$$

In presenza di sisma

Per la colonna 18 applichiamo sia *in presenza* che *in assenza di sisma* la (4.b)

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

e si ottiene:

$$\left(\frac{0.14}{1311.06} \right) + \left(\frac{47.20}{405} \right) = 0.12 \leq 1 \quad \text{In assenza di sisma}$$

$$\left(\frac{647.64}{1346} \right) + \left(\frac{48.75}{405} \right) = 0.60 \leq 1 \quad \text{In presenza di sisma}$$

Dai valori ricavati precedentemente la verifica a pressoflessione deviata è soddisfatta per tutte le sezioni delle colonne.

Infine per rendere il lavoro completo sono state verificate anche le membrature a pressoflessione deviata, tramite le seguenti formule:

Tabella 13 -Verifica delle colonna 14 e 18 a pressoflessione deviata

COLONNA 14							
$N_{Ed,G}$ [kN]	Momento flettente		Coefficienti				ESITO
	$M_{Ed,E,x}$ [kNm]	$M_{Ed,E,y}$ [kNm]	k_{xx}	k_{yx}	k_{yy}	k_{xy}	
1824.18	537.95	117.28	0.61	0.36	0.59	0.37	0.70<1 0.69<1 Verificate
COLONNA 18							
$N_{Ed,G}$ [kN]	Momento flettente		Coefficienti				ESITO
	$M_{Ed,E,x}$ [kNm]	$M_{Ed,E,y}$ [kNm]	k_{xx}	k_{yx}	k_{yy}	k_{xy}	
888.14	647.64	48.75	0.60	0.36	0.58	0.37	0.49<1 0.42<1 Verificate

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,x}} + \frac{k_{xx} M_{Ed,x}}{M_{b,Rd,x}} + \frac{k_{xy} M_{Ed,y}}{M_{b,Rd,y}} \leq 1$$

(5)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}} + \frac{k_{yx} M_{Ed,y}}{M_{b,Rd,x}} + \frac{k_{yy} M_{Ed,y}}{M_{b,Rd,y}} \leq 1$$

(6)

Dati i risultati ottenuti dalle verifiche precedenti sono state considerate sole le sollecitazioni in presenza di sisma, perché sono le più condizionanti. I risultati di tale verifiche, riferite sempre alle colonne 14 e 18 sono riportati nella tabella 13.

7.2. Verifica delle travi

Verifica delle travi principali

Le verifiche sulle travi, dove è attesa la formazione di cerniere plastiche, nel caso in esame sono principalmente legate alla flessione. La verifica

Tabella 14 -Caratteristiche delle sezioni delle travi principali

Profilo	Area [cm ²]	A_v [cm ²]	I_x [cm ⁴]	I_y [cm ⁴]	$W_{pl,x}$ [cm ³]	$W_{pl,y}$ [cm ³]	Sezione di classe 1
IPE 360	72.7	35.11	16270	1043	1019	191.1	

allo sforzo normale difatti (vedi la formula (10) nel capitolo 2), non è stata eseguita data la presenza di impalcato rigido, che assicura un sforzo sollecitante nullo sulle trave.

Tali prove sono state effettuate considerando come profilo un IPE360 in acciaio S275, le cui caratteristiche sono indicate nella tabella 14. Le formule di verifica sono le seguenti:

$$M_{Ed} / M_{pl,Rd} \leq 1$$

$$V_{Ed}^* / V_{pl,Rd} \leq 0.50$$

$$\text{con } V_{Ed}^* = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$$

Nell'ultima relazione, ovvero quella dovuta alla presenza del taglio, l'azione sollecitante tagliante di progetto è data dall'azione dovuta al carico verticale in presenza di sisma ($g_k + \psi_2 q_k$), ovvero $V_{Ed,G}$, più quella dovuta ai momenti plastici $M_{pl,Rd}$ corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche, ovvero $V_{Ed,M}$ (Fig.10). Per la determinazione di tale caratteristica della sollecitazione sono state prese in considerazione diverse trave per conoscere, in base alla loro lunghezza e al loro carico gravitazionali, qual'è quella maggiormente sollecitata. Ricordiamo inoltre per quanto riguarda la luce della campata è stata presa in considerazione la luce a partire da dove si ipotizza la formazione delle cerniere plastiche, ovvero alla luce tra interasse colonna – colonna è stata sottratta una volta l'altezza della colonna e una volta quella della trave (vedi fig.11).

Nella tabella 15 sono riportati i risultati delle relazioni precedenti

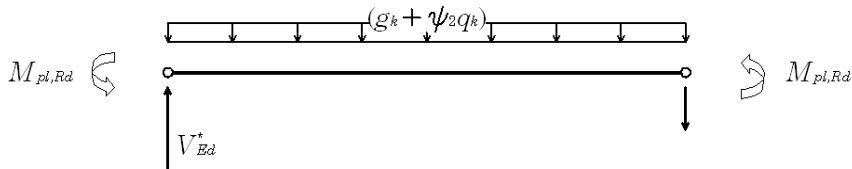


Figura 10 - Verifica a taglio delle travi inflesse

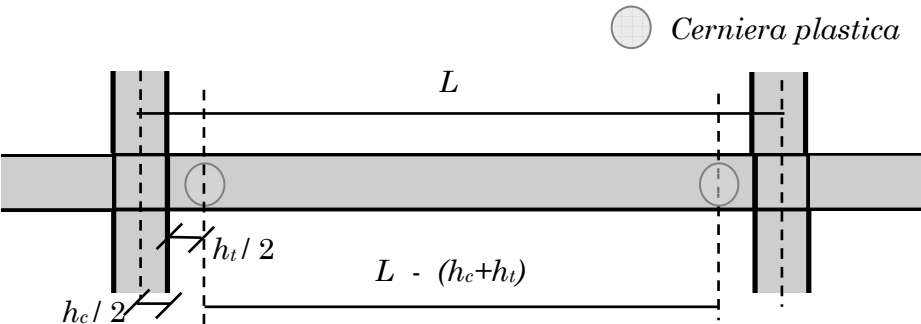


Figura 11 - Luce effettiva da considerare per determinare il taglio $V_{Ed,M}$

considerando le travi principale maggiormente sollecitate, ovvero la 20-14 (1°piano appartenente al telaio 7) e la15-9 (4°piano appartenente al telaio 8) .

Tabella 13 - Verifica della travi

TRAVE 20-14 (1°piano- telaio7)			
Momento flettente [kNm]	M_{Ed}	$M_{pl} = W_{pl,x} \cdot f_{yk} / \gamma_{mo}$	ESITO
$M_{Ed} \leq M_{pl,Rd}$	226.81	267.00	226.81 < 267.00 Verificata
Taglio [kN]	$V^*_{Ed} = (V_{Ed,G} + V_{Ed,M})$	$V_{pl,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / \sqrt{3} \gamma_{mo}$	ESITO
$V^*_{Ed} \leq 0.5 V_{pl,Rd}$	195.26	530.87	195.26 < 265.44 Verificata
TRAVE 15-9 (4°piano- telaio 8)			
Momento flettente [kNm]	M_{Ed}	$M_{pl} = W_{pl,x} \cdot f_{yk} / \gamma_{mo}$	ESITO
$M_{Ed} \leq M_{pl,Rd}$	211.05	267.00	211.05 < 267.00 Verificata
Taglio [kN]	$V^*_{Ed} = (V_{Ed,G} + V_{Ed,M})$	$V_{pl,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / \sqrt{3} \gamma_{mo}$	ESITO
$V_{Ed} \leq 0.5 V_{pl,Rd}$	207.91	530.87	207.91 < 265.44 Verificata

Tabella 14 -Caratteristiche delle sezioni delle travi secondarie

Profilo	Area [cm ²]	A_v [cm ²]	I_x [cm ⁴]	I_y [cm ⁴]	$W_{pl,x}$ [cm ³]	$W_{pl,y}$ [cm ³]	Sezione di classe 1
IPE 240	39.12	19.14	3892	283.6	366.6	73.92	

Verifica di deformabilità delle travi

Per le travi dell'orditura secondaria sono state effettuate le verifiche sulla freccia massima, ricordando che per le membrature è stato scelto un IPE 240 in acciaio S 275, le cui caratteristiche sono riportate nella tabella 14.

I limiti di deformabilità per le verifiche d'esercizio sono indicate sia nella normativa italiana che europea (entrambe riportano gli stessi valori di frecce massime). Nel caso specifico la freccia massima in campata, dovuta a tutti carichi permanenti e variabili nella combinazione frequente dei valori caratteristici, ovvero p_1 , deve essere inferiore a $l/250$, essendo l la luce della generica campata. Inoltre nel presente caso data la presenza di solaio caricato da tramezzi flessibili, è richiesta che la freccia massima in campata, prodotta dall'applicazione dei soli carichi variabili, ovvero p_2 , risulti inferiore ad $l/350$.

Considerando come modello di calcolo una trave appoggiata- appoggiata, le frecce massime sono state ricavate dalle seguenti formule:

$$\delta_{y,max} = \frac{5}{324} \cdot \frac{p_1 l^4}{E_s I_x} \quad (6)$$

$$\delta_y = \frac{5}{324} \cdot \frac{p_2 l^4}{E_s I_x}$$

dove

p_1 , p_2 sono carichi uniformemente distribuiti, definiti dalle relazioni seguenti:

$$p_1 = g_{1k} + g_{2k} + \psi_o q_k$$

$$p_2 = g_{2k} + \psi_o q_k$$

con $\psi_o=0.7$ coefficiente per destinazione d'uso uffici; l è la lunghezza della campata; I_x è il momento d'inerzia del profilo;

E_s è il modulo di elasticità tangenziale, pari a 210000 N/mm².

Tabella 15 – Risultati delle verifiche di deformabilità

Profilo	SPOSTAMENTI DI PROGETTO		LIMITI NTC 2008		ESITO
	δ_y [mm]	$\delta_{y,max}$ [mm]	δ_y [mm]	$\delta_{y,max}$ [mm]	
IPE 240	9.93	22.42	17	24	Verificata

Il profilo scelto rispetta i limiti di normativa (Tab. 15).

8. Osservazioni conclusive

La metodologia di dimensionamento, in base ai risultati ottenuti, può essere ancora perfezionata. Guardando in particolare le verifiche allo SLU, secondo le NTC 08, si nota che il margine tra i valori resistenti delle sezioni delle colonne e le caratteristiche della sollecitazioni (scaturite dall’analisi strutturale) è ampio. Quest’ultime evidenziano quindi una sovrastima delle sezioni, che può essere evitata attraverso opportune modifiche.

Tra i possibili cambiamenti il primo che è stato preso in considerazione è quello legato al materiale delle colonne, ipotizzato più resistente rispetto a quello adottato per le travi. Tale scelta era stata condizionata dal rispetto del criterio della gerarchia delle resistenze a tutti i nodi, ovvero:

$$\sum M_{c,pl,Rd} \geq \gamma_{RD} \cdot \sum M_{b,pl,Rd} \tag{7}$$

Appare evidente che dagli esiti delle verifiche allo SLU la scelta più coerente per far rispettare il criterio è quella di adottare soluzioni puntuali e non globali (vedi Cap.5 Sottopar.5.1), circoscritte solo a quei nodi dove il criterio non risulta soddisfatto, nel caso in esame nei nodi intermedi dove le travi convergono lungo l’asse debole della colonna. Ricordando che se si adottano soluzioni puntuali, come collegamenti a cerniera o si riduce la sezione delle trave, il dimensionamento deve essere nuovamente eseguito perché in questi casi cambiando la rigidezza degli schemi base cambiano i valori previsti degli spostamenti e delle sollecitazioni.

Capitolo 7

PROGETTO DEI COLLEGAMENTI

1. Premessa

Per il progetto dei collegamenti sono state sperimentate soluzioni costruttive che tengono conto dei sistemi di nuova generazione, analizzati precedentemente. Le scelte in fase progettuale sono state condizionate dalle tecniche costruttive tipiche della nostra nazione, per una migliore operatività in fase esecutiva dei lavori e una conseguente diminuzione dei costi.

2. Progetto dei collegamenti trave-colonna

Per la struttura in esame la scelta del collegamento trave-colonna è ricaduta sul cosiddetto “*collegamento ad albero*” (vedi figura 1), con le consuete caratteristiche della tipologia europeo.

Quest’ultimo è stato progettato come nodo rigido, date le ipotesi precedenti fatte nel dimensionamento e nell’analisi strutturale.

Il progetto del collegamento ha come oggetto di studio un nodo intermedio soggetto alle sollecitazioni più gravose, per mettere a punto una soluzione valida per tutti i collegamenti trave-colonna della struttura.

Esso si realizza saldando in officina alle ali e all’anima della colonna tronchi di trave ad ogni interpiano (le saldature sono state predisposte a

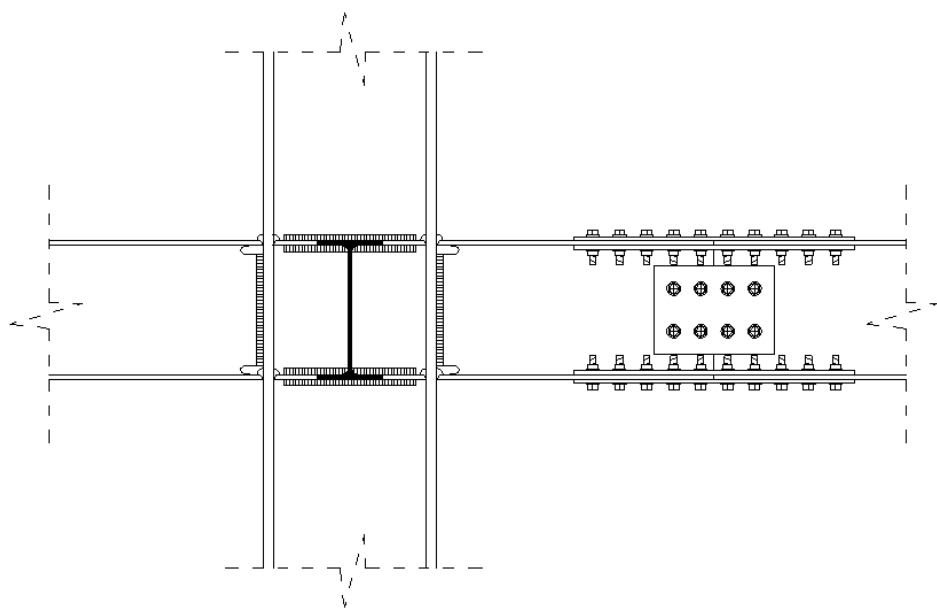


Figura 1 – Collegamento trave-colonna ad albero

completa penetrazione, la sovraresistenza del collegamento in questo caso è assicurata), predisponendo una giunzione bullonata trave-trave in opera del tipo a coprighiunti d'ala e d'anima. La lunghezza dei tronchi di trave, costituenti l'albero, è pari a circa il doppio dell'altezza della trave, poiché la zona di estremità delle travi in cui si concentrano le eventuali deformazioni plastiche in caso di sisma, si estende ad una distanza dell'interfaccia trave-colonna pari circa all'altezza della trave. I profili delle travi che convergono all'anima delle colonne, rispetto a quelle saldate alle ali della suddetta, sono stati modificati. Quest'ultimi infatti sono stati sagomati nelle zone di estremità, dove avviene il collegamento fisico con la colonna, asportando una porzione di ala superiore e inferiore, e sostituendola con delle piastre (che presentano una ampiezza pari a quelle dell'anima della colonna, ovvero superiore alle ali della trave modificate-vedi Fig.2). Tale variazione ha come fine ultimo la realizzazione dei piatti di continuità delle ali delle travi ortogonali, senza compromettere l'esecuzione del collegamento nell'altra direzione.

Il collegamento trave-trave è progettato a completo ripristino di resistenza; esso deve essere in grado di trasmettere un momento flettente

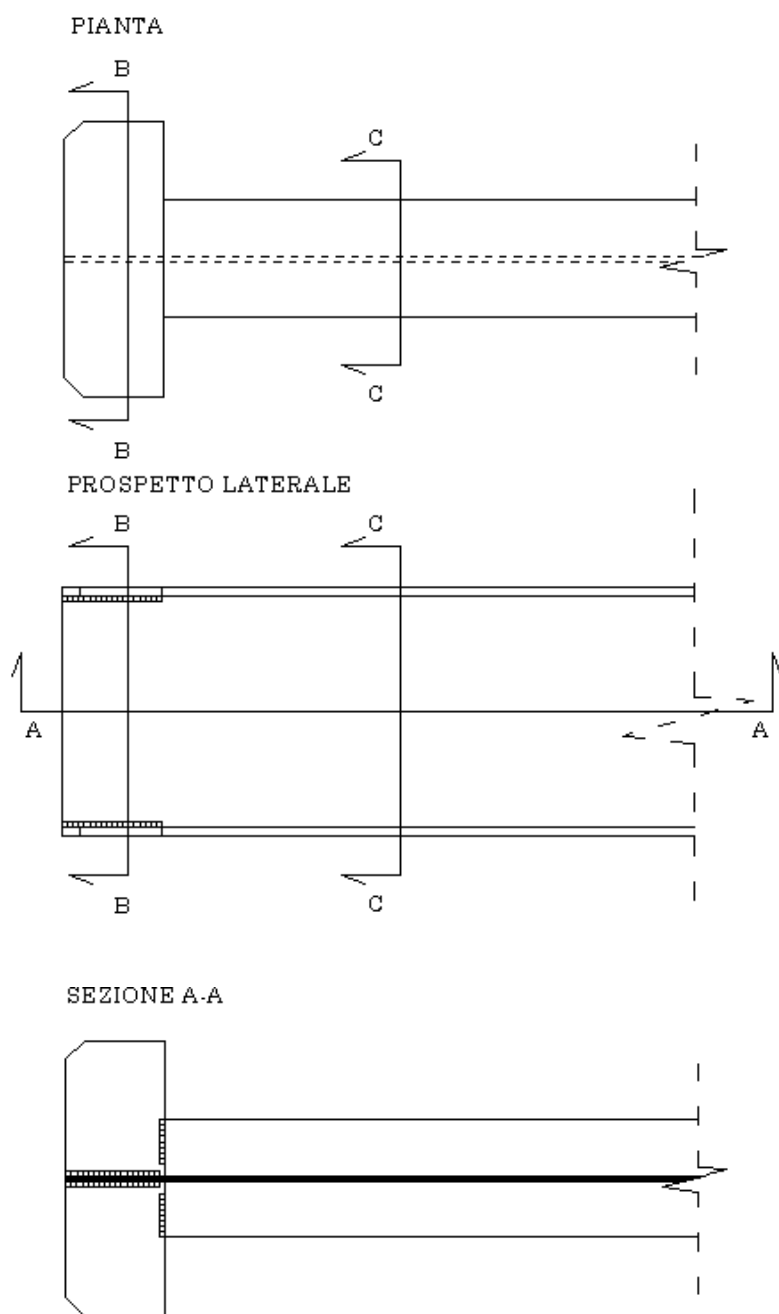


Figura 2 – Particolare del profilo delle travi che convergono all'anima della colonna



Figura 2 – Particolare del profilo delle travi che convergono all'anima della colonna

pari alla massima resistenza flessionale plastica della sezione della trave ($1.1\gamma_{Rd}M_{pl,Rd}$) e lo sforzo di taglio corrispondente, definito dalla seguente relazione:

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = \frac{ql}{2} + \frac{(1.1\gamma_{Rd} M_{pl,Rd}) \cdot 2}{L^{**}}$$

Per la definizione dello sforzo di taglio si deve tener conto della sezione effettiva dove è stato ipotizzato il collegamento considerando quindi una luce ancora minore rispetto a quella determinata per la verifica delle travi (vedi Fig.3). Il nodo non deve trasmettere invece sforzo normale,

L luce interasse colonna-colonna

L^* distanza tra le cerniere plastiche

L^{**} distanza tra il nodo trave-trave

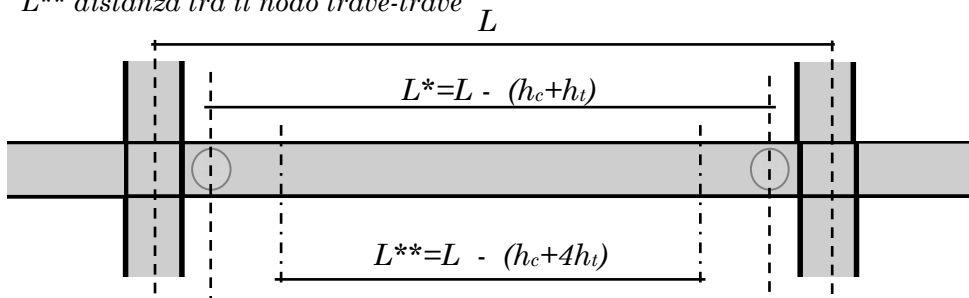


Figura 3 – Distanze importanti per la definizione dello sforzo di taglio

Tabella 1- Sollecitazioni per il progetto del collegamento trave-trave

ELEMENTI COLLEGATI		$M_{Ed} = 1.1\gamma_{Rd}M_{pl,Rd}$	$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$
Colonna	Travi	[kNm]	[kN]
16	15-16 16-17	337.76	274.64

data la presenza di un impalcato rigido che rende nullo sulle travi lo sforzo normale sollecitante.

La ripartizione degli sforzi tra i bulloni è stata effettuata considerando: il momento flettente assorbito dai bulloni delle ali; il taglio dai bulloni d'anima. Tali considerazioni di conseguenza fanno sì che le relative piastre di collegamento (o coprighiunti) delle ali e delle anime, siano state progettate con un'area equivalente rispettivamente a quelle dell'ala e dell'anima del profilato della trave.

Nella tabella 2 sono riportati i risultati del dimensionamento del collegamento trave-trave ipotizzando bulloni di classe di resistenza 6.8 e diametro 16 mm.

Una volta determinati il numero dei bulloni è stata effettuata la relativa verifica a rifollamento dell'elemento maggiormente sollecitato (sono state verificate rispettivamente le ali e l'anima del profilo della trave).

Tabella 2 – Determinazione del numero di bulloni del collegamento trave-trave

Collegamento delle ali			
$M_{Ed} / h \cdot = R_{Ed}$ [kN]	$F_{v,Rd} = (0.6 f_{tb} A) / \gamma_{M2}$ [kN]	$n_b = R_{Ed} / F_{v,Rd} \cdot n_s$	n_b
938.21	57.89	8.10	10
Collegamento delle anime			
V_{Ed} [kN]	$F_{v,Rd} = (0.6 f_{tb} A) / \gamma_{M2}$ [kN]	$n_b = V_{Ed} / F_{v,Rd} \cdot n_s$	n_b
274.64	57.89	2.37	4

Tabella 3 - Risultati della verifica a rifollamento

Verifica delle ali della trave						
$F_{Ed,f} = R_{Ed} / n_b$ [kN]	t_f [mm]	k	α	$P_1 \geq 2.2d_o$ [mm]	$e_1 \geq 1.5d_o$ [mm]	$F_{b,Rd} = (k\alpha f_{uk} d t) / \gamma_{M2}$ [kN]
93.82	12.7	2.5	0.59	70	30	102.80
Verifica dell'anima della trave						
$F_{Ed,f} = R_{Ed} / n_b$ [kN]	t_f [mm]	k	α	$P_1 \geq 2.2d_o$ [mm]	$e_1 \geq 1.5d_o$ [mm]	$F_{b,Rd} = (k\alpha f_{uk} d t) / \gamma_{M2}$ [kN]
68.66	8	2.5	0.88	70	40	97.13

Definito il collegamento bullonato trave-trave, è stato ulteriormente verificato se quest’ultimo esibisce un comportamento duttile tramite il confronto della resistenza a taglio del singolo bullone e la resistenza a rifollamento delle piastre, ovvero:

$$F_{b,Rd} \leq n_s F_{v,Rd}$$
$$102.80 \text{ kN} \leq 115.78 \text{ kN}$$
$$97.13 \text{ kN} \leq 231.55 \text{ kN}$$

Collegamento delle ali

Collegamento delle anime

Appurando che tale condizione è verificata sia per il collegamento flangia-flangia che per quello anima-anima. Tale controllo in zona sismica è indispensabile, per evitare una rottura fragile dei collegamenti che inficierebbe sulla duttilità locale e globale della struttura.

Individuati il numero di bulloni e le dimensioni delle varie piastre sono state predisposte le eventuali sagomature da realizzare sui profili e sulle piastre, per rendere efficaci le saldature. Maggiori informazioni attinenti a tali particolari costruttivi sono state ritrovate nella normativa americana (FEMA 350), mentre la normativa italiana ed europea risultano totalmente sprovviste di informazioni sui dettagli costruttivi che servono a definire i collegamenti (dettagli non trascurabili e fondamentali per una buona resa del collegamento). Le indicazioni principali da eseguire sono innanzitutto sugli smussi (nel caso in esame sono stati realizzati V), per le saldatura a completo ripristino di resistenza, e poi sulle relative sagomature dell'anima delle travi per evitare che la saldatura di tale elemento arrivi dove vi sono forti concentrazioni di tensioni (ovvero dove sono presenti elementi del profilo che convergono a 90°).

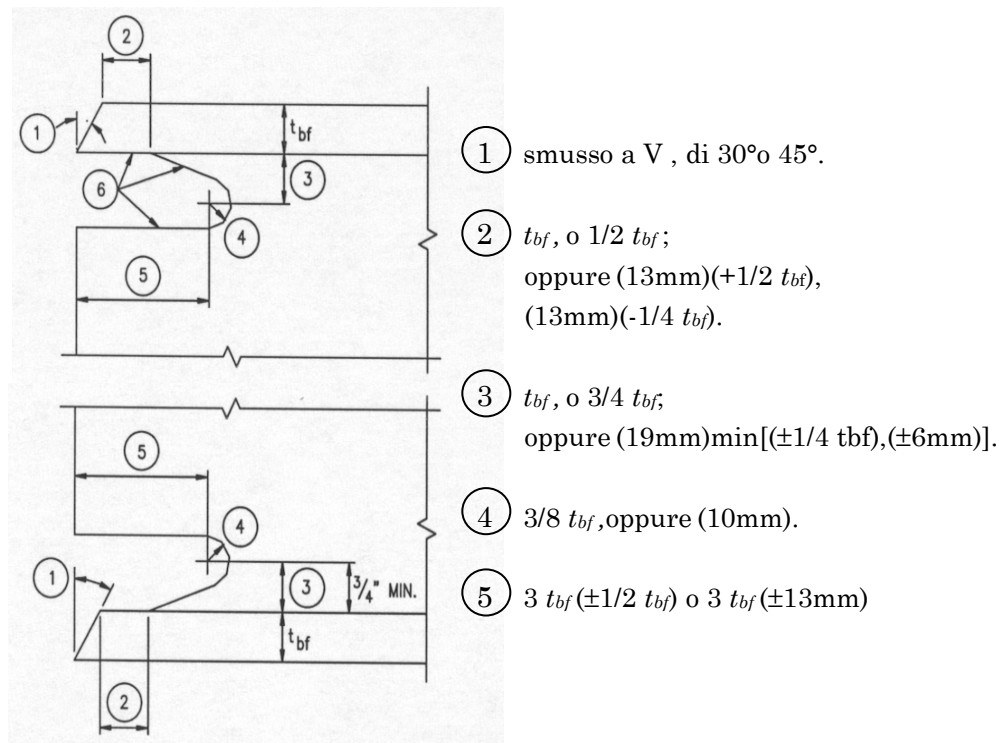


Figura 3 – Dettagli costruttivi delle travi del collegamento (FEMA350)

Per rendere la trattazione del collegamento completa, si ricordi di effettuare la verifica a taglio del pannello nodale. Quest'ultima è indicata nel caso di telai sismoresistenti in cui vi sia la possibilità che il pannello nodale si plasticizzi, data l'assenza di irrigidimenti longitudinali e/o trasversali. Il criterio di gerarchia delle resistenze impone infatti che i pannelli nodali delle colonne devono essere progettati in modo da escludere la loro plasticizzazione a taglio (vedi NTC08 al punto 7.5.4.1, e la Circolare Esplicativa n.617 del 2 febbraio 2009 – Par.7.5.4.5). Tale verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$V_{WP,Ed} = \gamma_{ov} \cdot \frac{\Sigma M_{pl,Rd}}{z} \cdot \left(1 - \frac{z}{H - h_b} \right) \leq V_{WP,Rd} \quad (1)$$

dove:

$\Sigma M_{pl,Rd}$ è la sommatoria dei momenti plastici resistenti delle travi;

H è l'altezza d'interpiano,

z è il braccio di coppia interna della trave

h_b è l'altezza della sezione della trave;

$V_{WP,Rd}$ ⁷ è la minima resistenza del pannello, ovvero:

$$V_{WP,Rd} = \min (V_{wp,Rd}, V_{wb,Rd})$$

essendo

$V_{wp,Rd}$ è la resistenza a taglio per plasticizzazione del pannello, che vale (vedi NTC 08 al punto 4.2.4.1.2, formula (4.2.18)):

$$V_{wp,Rd} = f_{y,w} \cdot A_v / \sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}$$

dove $f_{y,w}$ è la tensione di snervamento del pannello (che nel caso del collegamento trave-colonna coincide con quella dell'anima della colonna), A_v è l'area resistente a taglio;

$V_{wb,Rd}$ è la resistenza a taglio per instabilità del pannello, che vale (vedi Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009, al punto 4.2.1.3.4.1):

$$V_{wb,Rd} = \chi_w f_{yw} h_w t / \sqrt{3} \gamma_{M0}$$

dove $f_{y,w}$ è la tensione di snervamento del pannello (che nel caso del collegamento trave-colonna coincide con quella dell'anima della colonna), χ_w è un coefficiente che tiene conto dell'instabilità elastica dell'elemento in funzione del coefficiente di snellezza λ_w , h_w è l'altezza del pannello e t è il suo spessore.

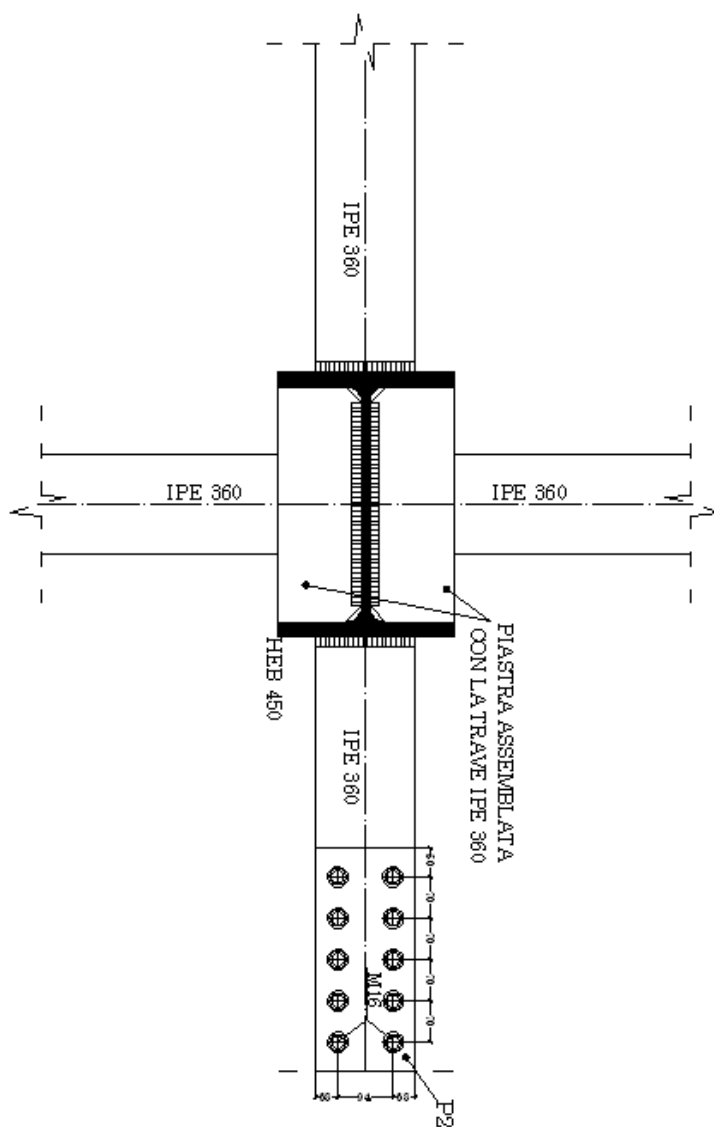
⁷ In caso di pannello privo di piatti di irrigidimento e/o continuità, ove i fenomeni di instabilità non sono presenti, la resistenza è data da:

$$V_{WP,Rd} \geq \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot A_{vC} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma}{f_y} \right)^2}$$

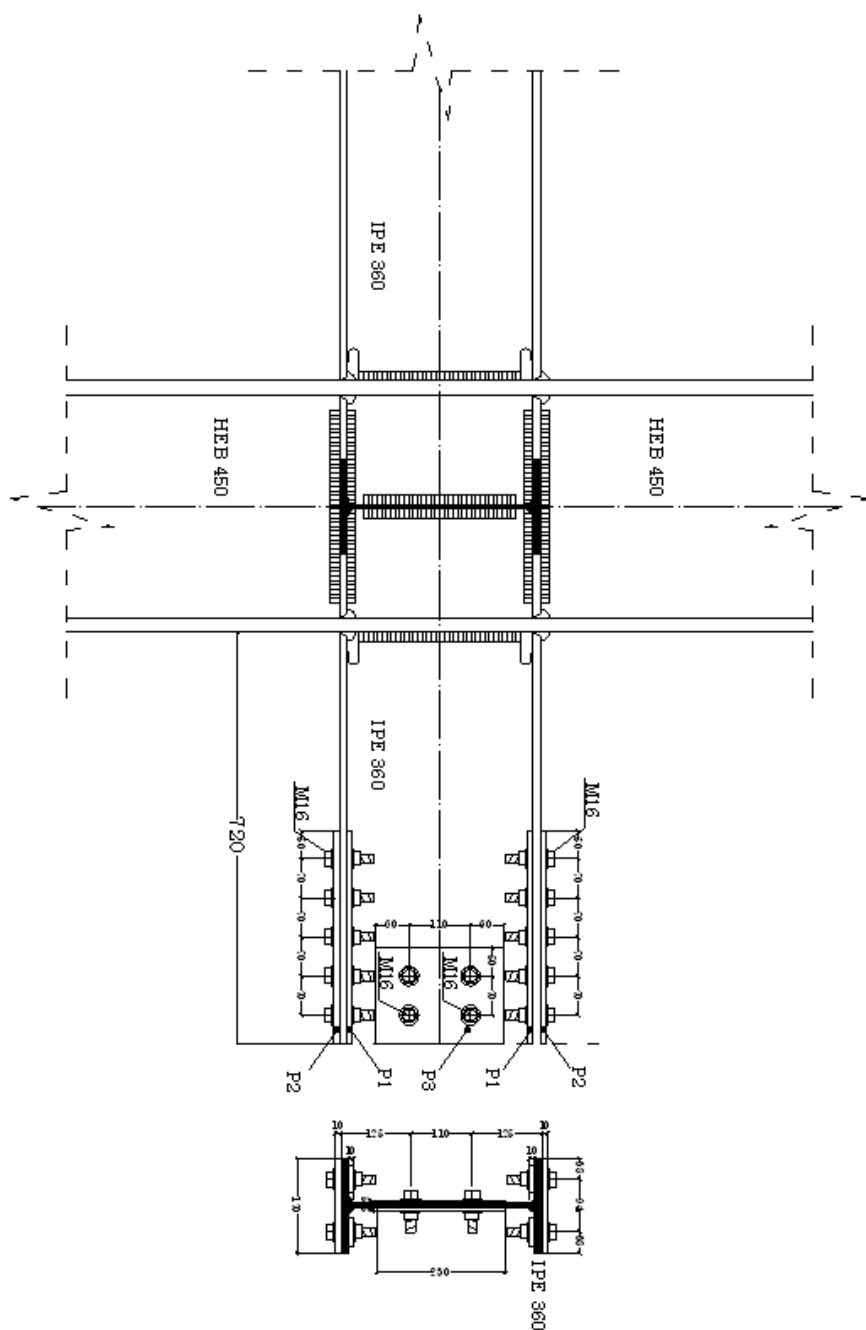
dove A_{vC} è area resistente a taglio; σ è tensione normale media agente nel pannello dovuta allo sforzo normale di calcolo presente sulla colonna.

Quest'ultima verifica nel caso in esame è ampiamente soddisfatta, data la presenza nel nodo intermedio delle travi collegate all'anima della colonna che assolvono anche la funzione di irrigidimenti longitudinali e trasversali del pannello nodale.

Di seguito sono riportate gli elaborati grafici del collegamento progettato.



Pianta del collegamento trave-colonna



Prospetto laterale e particolare della sezione della trave collegata del collegamento trave-colonna

Conclusioni

Il presente lavoro affronta molteplici aspetti teorici e pratici relativi al progetto di strutture intelaiate in acciaio.

La prima parte è dedicata all'analisi della vigente normativa italiana ed europea ed allo studio del materiale reperito attraverso un'estesa ricerca bibliografica della tipologia in esame. Ciò ha permesso di comprendere l'approccio normativo e le relative verifiche, sottolineando le differenze tra quello italiano e quello europeo. Tale confronto, supportato anche dai risultati riscontrati nell'esempio progettuale, ha permesso di evidenziare il diverso approccio delle due normative inerente alla verifica del criterio di gerarchia delle resistenze trave-colonna. Quest'ultima verifica infatti è più restrittiva nelle NTC 08 rispetto all'EC8.

È stato possibile inoltre evidenziare i vantaggi e le problematiche specifiche relative alla tipologia. In particolare l'esempio studiato, ha innanzitutto evidenziato la grande versatilità delle strutture intelaiate sia dal punto di vista architettonico che strutturale. Rispetto alle altre tipologie a carpenteria metallica infatti data l'assenza di controventi verticali, si ha una maggiore libertà nella scelta dell'apertura dei vani porta e finestra. Inoltre la presenza di pochi elementi resistenti sia all'azione sismica che a quella gravitazionale ha reso estremamente agevole l'impostazione della carpenteria ed il dimensionamento. Tali peculiarità riscontrate sono state fondamentali per comprendere e prevedere il comportamento strutturale e poter così ricavare una procedura progettuale semplice ma efficace.

Difatti dopo aver analizzato in dettaglio le caratteristiche della tipologia la seconda parte del lavoro è stata dedicata alla realizzazione di

una metodologia di dimensionamento. Quest'ultima prende spunto dalla notevole capacità deformativa della tipologia in esame, che per edifici di un certo numero di piani diviene un elemento fortemente condizionante. Così il dimensionamento è stato effettuato tenendo sotto controllo gli spostamenti di interpiano attraverso la verifica allo Stato Limite di Danno; in sostanza, le consuete formule di verifica diventano formule di progetto, e viceversa le formule di progetto, utilizzate allo Stato Limite di salvaguardia della Vita, assumono il ruolo di formule di verifica.

Una volta definito il dimensionamento è stata effettuata l'analisi strutturale per verificare l'attendibilità delle previsioni effettuate sia in termini di spostamenti che di sollecitazioni.

I risultati di tale analisi hanno innanzitutto dimostrato che, nonostante l'irregolarità della pianta dell'edificio, intervenendo sull'orientamento delle colonne si è riusciti ad ottenere una configurazione strutturale ottimale, caratterizzata da rigidezza traslazionali simili lungo le due direzioni del sisma, da una buona rigidezza torsionale e da bassa eccentricità strutturale. Tali risultati sono stati perfezionati in un secondo tentativo di definizione della carpenteria, fatto dopo aver analizzati i valori scaturiti dell'analisi modale della prima struttura ipotizzata. L'analisi modale sia nel primo tentativo che nel secondo ha comunque evidenziato un buon comportamento strutturale, mettendo in luce una risposta rotazionale sostanzialmente disaccoppiata da quella traslazionale, con una netta prevalenza in termini di massa partecipante per i modi di traslazione nelle due direzioni ortogonali del sisma.

È stata effettuata anche l'analisi statica riscontrando risultati molto simili a quelli ricavati con l'analisi modale.

In sintesi, dalla risoluzione strutturale è stata confermata l'affidabilità della procedura di dimensionamento ideata.

Nell'ultima fase si è studiato il progetto del collegamento trave-colonna, ricordando che la scelta della tipologia di collegamento è fondamentale per definire il modello statico della struttura, condizionante già in fase di dimensionamento.

Bibliografia

1. Mazzolani F.M., Landolfo R., Della Corte G. e Faggiano B. *Edifici con Struttura di Acciaio in Zona Sismica*, IUSS Press, Pavia, 2006.
2. Mazzolani F.M. and Piluso V., *Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames*, E & FN SPON, London, 1996.
3. Scibilia N., *Progetto di strutture in acciaio*, Dario Flaccovio Editore, Palermo, 2004.
4. Ballio G., Mazzolani F.M., *Strutture in acciaio*, Arnaldo Mondadori Editore S.p.A., Milano, 1982.
5. Gherzi A. e Lenza P., *Edifici antisismici in cemento armato*, Dario Flaccovio Editore, Palermo, 2009.
6. Marino E.M., Muratore M., *Impatto delle Norme Tecniche per le Costruzioni sulla resistenza sismica dei telai in acciaio*, articolo tratto dalla rivista Ingegneria Sismica Anno XXVII - N.1 - gennaio marzo, 2010.