

PROGETTAZIONE DI UN EDIFICIO DI CIVILE ABITAZIONE IN ZONA SISMICA

Corso Accademico

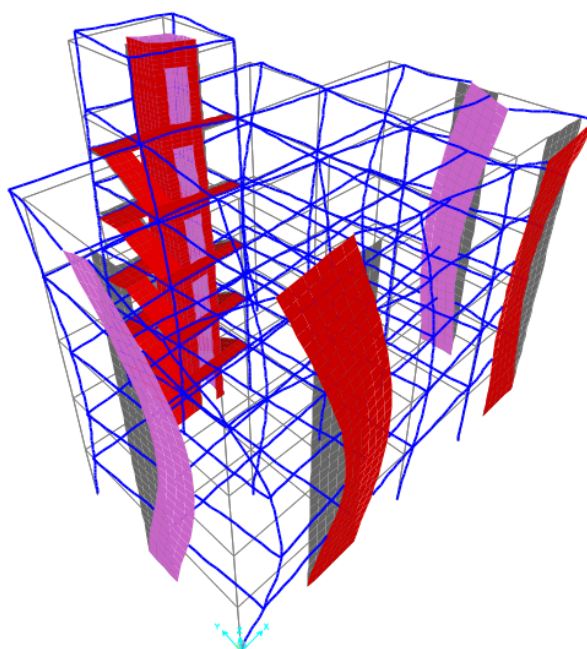
***Progetto di costruzioni in zona sismica
Ingegneria civile D.M.270***

Docente

Prof. Gianmarco De Felice

Assistenti

Ing. B. Lipo, Ing. D. Corritore



Studenti

Lolli Francesco

Ditella Carmine

Guni Kazi Ashikul

RELAZIONE GENERALE

Sommario

1.1.	Introduzione	8
1.2.	Localizzazione e descrizione dell'edificio	9
1.3.	Caratteristiche dei materiali	12
1.3.1.	Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	12
1.3.2.	Resistenza di calcolo a trazione media del calcestruzzo	12
1.3.3.	Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo	12
1.3.4.	Modulo elastico del calcestruzzo	12
1.3.5.	Resistenza di calcolo dell'acciaio	13
1.3.6.	Tabella riepilogativa	13
1.3.7.	Dimensioni dei materiali utilizzati per elementi non strutturali	13
2.	Predimensionamento ed analisi dei carichi del solaio	14
2.1.	Il modello del solaio	14
2.2.	Tipologia solaio e prescrizioni normative	15
2.3.	Analisi dei carichi	17
2.1.1.	Carichi Permanenti (strutturali e non strutturali)	18
2.1.2.	Tamponature, calcolo del peso proprio	22
2.1.3.	Carichi variabili	23
2.1.4.	Carichi di Esercizio	24
3.	Progetto dei solai	24
3.1.	Combinazioni di carico	24
3.1.1.	Combinazioni dei carichi agenti sui solai	25
3.1.2.	Solaio di piano	27
3.2.	Progetto delle armature dei solai	29
3.1.3.	Premesse	29
3.1.4.	Resistenza a Momento Flettente	29
3.1.5.	Resistenza a Taglio del solaio (fasce piene)	36

4. Predimensionamento degli elementi strutturali.....	43
4.1. Predimensionamento delle travi	43
4.1.1. Calcolo dei carichi agenti sulle travi	43
4.2. Predimensionamento pilastri	47
5. Progettazione per l'azione sismica	49
5.1. Introduzione	49
5.2. Gli stati limite.....	49
5.2.1. Vita nominale.....	50
5.2.2. Coefficiente d'uso.....	51
5.2.3. Categorie di sottosuolo	53
5.2.4. Condizioni topografiche.....	53
6. Valutazione dell'azione sismica	54
6.1. Costruzione dello spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (NTC 08 par 3.2.3.2.1)	55
6.2. Il fattore di struttura (NTC 08 par.7.4.3.2)	57
6.2.1. Verifica della tipologia strutturale (NTC08 par.7.4.3.1)	58
6.3. Regolarità in pianta e in elevazione.....	60
6.3.1. Calcolo del fattore di struttura	62
6.4. Individuazione della pericolosità del sito	64
6.5. Scelta della strategia di progettazione	64
6.6. Determinazione dell'azione di progetto.....	64
6.7. Requisiti nei confronti degli stati limite.....	69
7. Calcolo dei pesi sismici	72
7.1. I Pesi sismici	72
7.2. Peso sismico travi	73
7.3. Peso sismico pilastri.....	73
7.4. Calcolo delle masse sismiche.....	74
7.5. Centro di rigidezza	80

8. Metodi di analisi e criteri di verifica	82
8.1. Analisi lineare e non lineare, statica o dinamica	82
8.2. Analisi Statica Lineare.....	82
8.3. Analisi Dinamica Lineare.....	85
8.3.1. Analisi modale	88
8.3.2. Conclusioni Analisi Modale.....	93
8.3.3. Valutazione delle sollecitazioni sismiche totali	94
9. Progetto e verifica degli elementi strutturali.....	95
9.1. La verifica delle travi nei telai.....	97
9.1.1. Verifica a flessione.....	97
9.1.2. Verifica a taglio	98
9.1.3. Lunghezza di ancoraggio.....	101
9.1.4. Tabelle riepilogative	104
9.2. Verifica dei pilastri nei telai	108
9.2.1. Gerarchie delle resistenze dei pilastri	108
9.2.2. Il Metodo alfa	109
9.2.3. Resistenza a taglio	111
9.2.4. Verifica a pressoflessione	112
9.2.5. Verifica a sforzo normale.....	112
9.2.6. Verifica a taglio	112
9.2.7. Progetto delle armature longitudinali	113
9.2.8. Lunghezza di ancoraggio.....	114
9.2.9. Lunghezza zona critica	114
9.2.10. Progetto delle armature trasversali	114
9.2.11. Passo nella zona critica	115
9.2.12. Passo nella zona NON critica	115
10. Nodi Trave-pilastro sismoresistenti.....	116

10.1.	Sollecitazioni di calcolo ed analisi della sezione	117
10.2.	Verifica di resistenza del nodo	118
10.2.1.	Verifica di resistenza a compressione diagonale.....	118
10.2.2.	Verifica di resistenza a trazione diagonale	118
10.2.3.	Dettagli costruttivi e limitazioni d'armatura	119
10.3.	Tabelle di calcolo	120
11.	Predimensionamento e verifica dei setti di controventamento	123
11.1.	Introduzione ai setti di controventamento	123
11.2.	Sollecitazioni di calcolo.....	125
11.3.	Verifica di resistenza.....	126
11.3.1.	Verifica a pressoflessione	126
11.3.2.	Verifica a taglio	126
11.3.3.	Verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima	127
11.3.4.	Verifica a taglio trazione dell'armatura dell'anima	128
11.3.5.	Verifica a scorrimento nelle zone critiche	128
11.4.	Dettagli costruttivi e limitazioni d'armatura	129
11.4.1.	Dettagli costruttivi per le pareti	129
11.4.2.	Limitazioni di armatura per le pareti.....	130
11.5.	Tabelle relative ai setti progettati	131
12.	Corpo Scala.....	134
12.1.	Caratteristiche generali	134
12.2.	Analisi carichi degli elementi del corpo scala	136
12.3.	Armatura longitudinale del corpo scala (verifica flessionale)	139
12.4.	Verifica trave d'interpiano.....	141
13.	Nucleo ascensore.....	144
13.1.	Altezza zona critica	144
13.2.	Progetto armature	145

13.3.	Sollecitazioni.....	145
13.3.1.	Armature longitudinali	147
13.3.2.	Armature trasversali.....	147
13.4.	Verifiche.....	148
13.4.1.	Verifica a Pressoflessione	148
13.5.	Sollecitazione di taglio.....	149
13.6.	Verifica a taglio	149
13.6.1.	Verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima	150
13.6.2.	Verifica a taglio trazione dell'armatura	150
13.6.3.	Verifica a scorrimento	151
13.7.	Trave di accoppiamento	152
14.	Pushover (analisi non lineare)	154
14.1	Telaio Y	168
14.1.1	Conclusioni	180
14.1.2	Step Pushover di riferimento	182
14.2	Telaio X	186
14.2.1	Conclusioni	195
14.1.3	Step Pushover di riferimento	196
14.3	Calcolo dei coefficienti caratteristici della struttura, ricavati dai telai analizzati	202
14.3.1	Confronto con parametri utilizzati per la progettazione	204

Prof. DE FELICE G.

Assistenti: Lipo B. & Corritore D.



Studenti:

F. Lolli, C. Ditella, A. Guni

A/A: 2015/2016

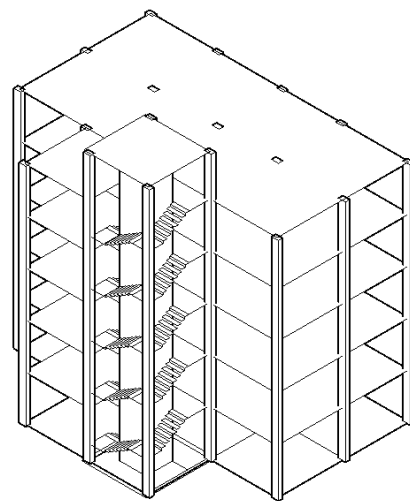
1.1. Introduzione

Oggetto della presente relazione è la descrizione e la progettazione di un edificio multipiano intelaiato in cemento armato secondo le prescrizioni delle Norme Tecniche per le costruzioni (NTC), di cui al Decreto del Ministero per le Infrastrutture del 14 gennaio 2008, la Circolare Ministeriale n°617 del 17 febbraio 2009 e l'Eurocodice 8. Di tale edificio si faranno diverse analisi, di cui due in campo lineare analisi statica e dinamica lineare, ed infine un'analisi statica non lineare, nota come analisi di push-over. Le diverse analisi verranno condotte mediante l'ausilio del programma di calcolo SAP2000. Mediante l'analisi modale si procede a scegliere il tipo di intervento da seguire per rendere i primi due modi di vibrazione traslazionali e il terzo rotazionale. Si procederà poi alla determinazione degli effetti sismici, valutati convenzionalmente mediante un'analisi dinamica della struttura considerata in campo elastico lineare. Questa verrà eseguita con il metodo dell'analisi modale adottando, per lo spettro di risposta in accelerazione, l'espressione fornita dall'NTC08. Una volta considerato lo spettro di risposta, che induce le sollecitazioni dovute al sisma, occorre considerare i carichi permanenti e accidentali che gravano su ciascun elemento strutturale, e mediante l'utilizzo e il confronto di diverse combinazioni di carico si andrà a progettare ciascuno di questi.

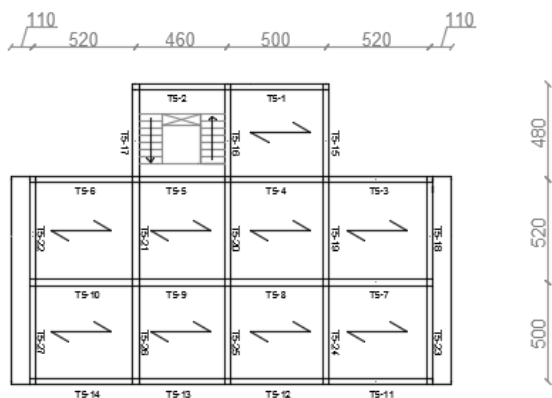
1.2. Localizzazione e descrizione dell'edificio

L'edificio progettato, destinato ad uso di civile abitazione, è situato a Randazzo (CT) collocato a quota 765 m s.l.m., all'interno di una zona a medio-alta sismicità.

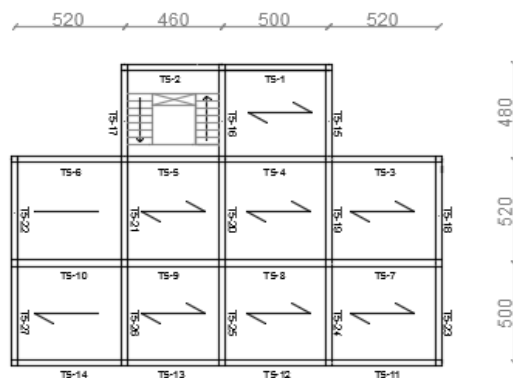
La pianta della struttura è doppiamente asimmetrica, composta da due rettangoli di dimensioni 20m x 10,2m (escluso i balconi) e 9,6m x 4,8m disposti a T, e si sviluppa verticalmente per 5 piani con un'altezza di piano pari a 3,2 m. La copertura della struttura è praticabile e ad unica falda orizzontale, con la presenza di un torrino, attraverso il quale vi si accede e al cui interno è contenuto il macchinario di sollevamento per l'ascensore ed il vano ascensore stesso. Nel quadrante più piccolo della struttura, precisamente nel lato sinistro del suddetto elemento, sono state inseriti, per input progettuale, il vano ascensore e il corpo scala (progettata a soletta rampante).



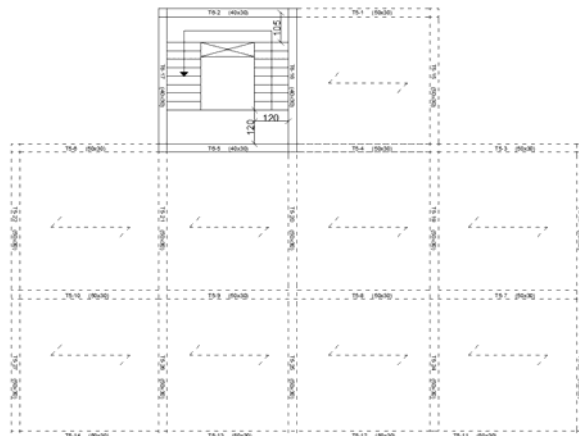
Pianta primo piano



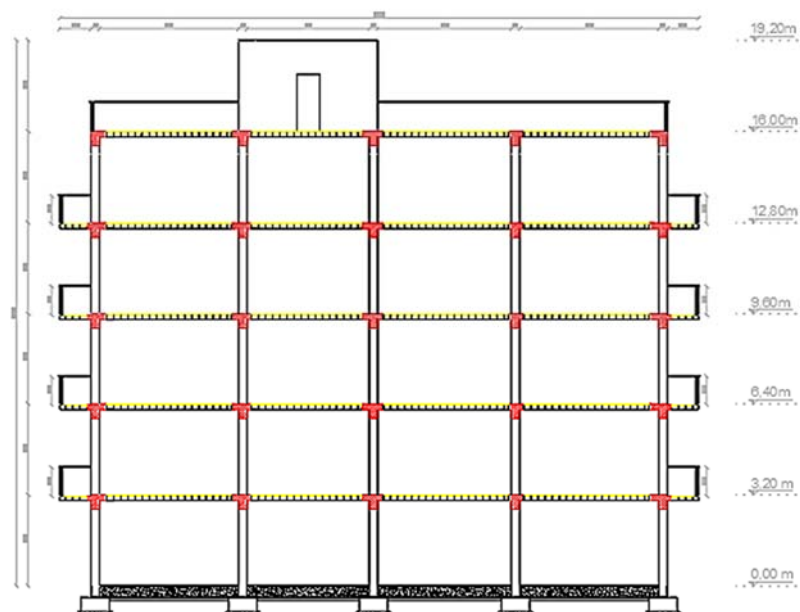
Pianta copertura praticabile



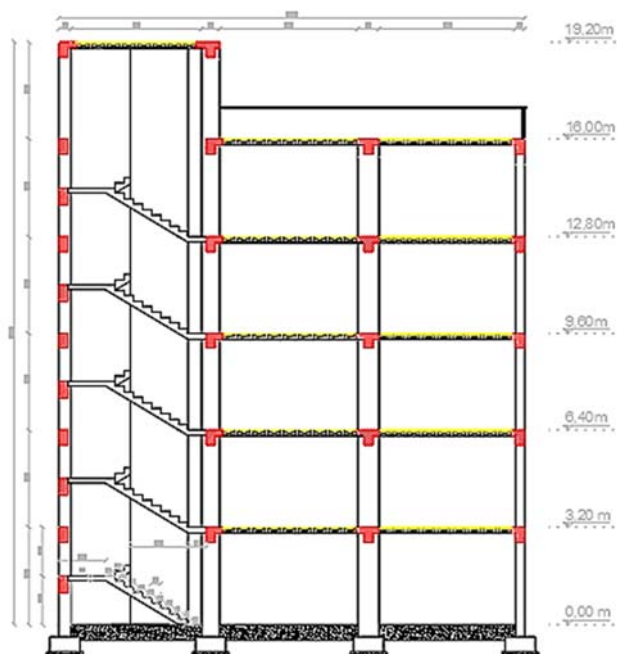
PIANTA COPERTURA NON PRATICABILE



Prospetto X



Prospetto Y



Prof. DE FELICE G.

Assistenti: Lipo B. & Corritore D.



Studenti:

F. Lolli, C. Ditella, A. Guni

A/A: 2015/2016

1.3. Caratteristiche dei materiali

Per la progettazione dell'opera è stato scelto la classe di calcestruzzo C28/35, in sostituzione della C25/30 per poter ridurre le geometrie delle sezioni risultate in seguito al predimensionamento dei pilastri. Inoltre, poiché il materiale che fornisce duttilità ad una struttura in c.a. è l'acciaio, secondo la nuova normativa esso deve essere del tipo B450C, cioè duttile.

1.3.1. Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

Per il calcestruzzo ($\gamma_{cl}=25 \text{ KN/m}^3$) la resistenza di calcolo a compressione f_{cd} è [4.1.2.1.1 – NTC]:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{29,05}{1,5} = 16,46 \text{ N/mm}^2$$

- f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni;

- γ_c = fattore parziale di sicurezza per il calcestruzzo pari a 1,5;

- α_{cc} = tiene conto degli effetti di lunga durata sulla resistenza a compressione pari a 0,85;

1.3.2. Resistenza di calcolo a trazione media del calcestruzzo

La resistenza di calcolo a trazione media f_{ctm} vale:

$$f_{ctm} = 0,3 * f_{ck}^{1,5}$$

- f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni;

1.3.3. Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo

La resistenza di calcolo a trazione f_{ctd} vale [11.2.10.2 – NTC]:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 1,322 \text{ N/mm}^2$$

γ_c = fattore parziale di sicurezza per il calcestruzzo pari a 1,5;

f_{ctk} = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo pari a $f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} = 1,984 \text{ N/mm}^2$

1.3.4. Modulo elastico del calcestruzzo

Per il modulo elastico E_c , in sede di progettazione si può assumere [11.2.10.3 – NTC]:

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} = 22000 \cdot \left(\frac{37,05}{10} \right)^{0,3} = 32588,1 \text{ N/mm}^2$$

1.3.5. Resistenza di calcolo dell'acciaio

L'acciaio utilizzato è caratterizzato da una tensione di snervamento f_{yk} pari a 450MPa, da ciò si deduce che la resistenza di calcolo f_{yd} è data da [4.1.2.1.1.3 – NTC]:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1,15} = 391 \text{ N/mm}^2$$

Si ricorda inoltre che il valore di progetto del modulo elastico E_s si assume pari a 210000MPa [11.3.4.1 – NTC]

1.3.6. Tabella riepilogativa

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa riguardante tutte le caratteristiche dei materiali sopra citate

MATERIALI	CARATTERISTICHE		
Calcestruzzo: C28/35	$R_{ck} =$	35	MPa
	$f_{ck} =$	29,1	MPa
	$f_{cd} =$	16,46	MPa
	$f_{ctm} =$	2,83	MPa
	$E_c =$	32588	MPa
	$f_{ctk} =$	1,984	MPa
	$f_{ctd} =$	1,323	MPa
	$\gamma_{cls} =$	25	[kN/m ³]
Acciaio: B450C	$f_{yk} =$	450	MPa
	$f_{yd} =$	391	MPa

1.3.7. Dimensioni dei materiali utilizzati per elementi non strutturali

Di seguito si riportano i diversi materiali usati per la progettazione degli elementi non strutturali relativi ai diversi tipi di solaio, con i rispettivi pesi specifici:

Materiali	γ	Dimensione
Calcestruzzo	25	kN/m ³
Pignatta in laterizio	5,5	kN/m ³
Marmo per pavimentazione	27	kN/m ³
Malta	19	kN/m ³
Intonaco	18	kN/m ³
Calcestruzzo alleggerito	14	kN/m ³
Guaina per impermeabilizzazione	0,3	kN/m ²
Lastra di marmo	22	kN/m ³
Mattoni pieni per parapetto	18	kN/m ³
Mattoni forati per tamponature	11	kN/m ³
Gesso per intonaco	18	kN/m ³

2. Predimensionamento ed analisi dei carichi del solaio

2.1. Il modello del solaio

I solai sono gli elementi utilizzati per portare oltre al peso proprio, i carichi permanenti e i carichi accidentali presenti al generico piano di un edificio. Essi trasferiscono questi carichi alle altre strutture che li sostengono (travi, pareti, pilastri). Oltre al compito di garantire la resistenza ai carichi verticali, è richiesta anche rigidità nel proprio piano al fine di distribuire correttamente le azioni orizzontali tra le strutture verticali.

Nel progetto in esame è previsto, per tutti gli impalcati, l'utilizzo di un solaio misto in cemento armato alleggerito con laterizi.

Questa tipologia costruttiva prevede l'alternanza di travetti in cemento armato con elementi di alleggerimento in laterizio, più una soletta di collegamento in cemento armato che copra tutta la superficie, solidarizzando i vari elementi tra di loro. La presenza di questa soletta rende il solaio assimilabile a una piastra, elemento bidimensionale, soggetto a uno stato tensionale piano e caricato in direzione perpendicolare al piano stesso.

Se fosse caricata una piastra ugualmente vincolata lungo tutti e quattro i lati, e costituita da un materiale perfettamente omogeneo e isotropo (stesse caratteristiche meccaniche e geometriche in tutte le direzioni), il carico sarebbe ripartito in parti uguali tra i vincoli sui quattro lati.

Il solaio, diversamente, è una piastra ortotropa, cioè ha una composizione eterogenea e una geometria tale da rendere come direzione di maggiore rigidità quella parallela alla tessitura dei travetti. Di conseguenza la diffusione del carico tende a seguire la direzione con rigidità maggiore. Quest'aspetto consente di trascurare le sollecitazioni che si sviluppano secondo l'asse ortogonale a quello dei travetti e approssimare il comportamento del solaio con quello di una trave, utilizzando uno schema mono assiale.

Un solaio disposto su una o più campate può essere modellato come una trave continua su appoggi fissi, costituiti dalle strutture che lo portano (travi). Poiché le nervature sono disposte nella stessa direzione, si può assumere un vincolo di continuità in corrispondenza dell'appoggio.

Per modellare il vincolo all'estremo di un solaio è utilizzata la cerniera, piuttosto che l'incastro, per ragioni di sicurezza strutturale, giacché costituisce lo schema con minor grado di iperstaticità.

Nella realtà, la trave è dotata di una propria rigidità torsionale che impedisce, in parte, la rotazione del solaio (come previsto dalla cerniera), determinando lo sviluppo di momento torcente nella trave stessa e di momento flettente negativo nel solaio.

Il vincolo esistente tra la trave e il solaio sarebbe un semi-incastro, i cui effetti variano a seconda se il solaio poggia sulla trave in corrispondenza della mezzera di questa (dove la rigidità torsionale della trave è minore e il semi-incastro tende più a una cerniera) o in corrispondenza del pilastro (dove la rigidità è maggiore e il semi-incastro tende più a un incastro).

Si tiene adeguatamente conto di queste semplificazioni nel corso del progetto, considerando al momento del calcolo delle armature la cedevolezza dei vincoli, dei momenti che si sviluppano nelle sezioni di estremità e dell'effettiva bidimensionalità della struttura.

2.2. Tipologia solaio e prescrizioni normative

Per il predimensionamento del solaio si è fatto riferimento alle prescrizioni riportate nel paragrafo 5.1.9 del D.M. del 14/09/2005, in quanto nell'attuale normativa non sono riportate prescrizioni riguardanti tale componente strutturale. Il solaio è stato ordito nella direzione ortogonale a quella della luce maggiore presente nello schema strutturale.

Tale Decreto stabilisce che:

5.1.9. NORME COMPLEMENTARI RELATIVE AI SOLAI

Si intendono come solai le strutture bidimensionali piane caricate ortogonalmente al proprio piano, con prevalente comportamento monodirezionale.

5.1.9.1. Solai misti di c.a. e c.a.p. e blocchi forati in laterizio

Nei solai misti in conglomerato cementizio armato normale e precompresso e blocchi forati in laterizio, i laterizi in blocchi hanno funzione di alleggerimento e di aumento della rigidità flessionale del solaio.

La resistenza allo stato limite ultimo è affidata al conglomerato cementizio ed alle armature ordinarie e/o precomprese.

5.1.9.1.1. REGOLE DI PROGETTAZIONE

5.1.9.1.1.1. Spessore minimo dei solai

Lo spessore minimo dei solai non deve essere minore di 150 mm.

Le deformazioni devono risultare compatibili con le condizioni di esercizio del solaio e degli elementi costruttivi ed impiantistici ad esso collegati.

5.1.9.1.1.2. Spessore minimo della soletta

Nei solai lo spessore minimo della soletta di conglomerato cementizio non deve essere minore di 40 mm.

5.1.9.1.1.3. Larghezza ed interasse delle nervature

La larghezza minima delle nervature in conglomerato cementizio per solai con nervature gettate o completate in opera non deve essere minore di 1/8 dell'interasse tra i travetti e comunque non inferiore a 80 mm.

L'interasse delle nervature non deve in ogni caso essere maggiore di 15 volte lo spessore della soletta. Il blocco interposto deve avere dimensione massima inferiore a 520 mm.

Aggiungendovi altre prescrizioni riportate nel D.M. 09/01/96 al punto 7.1.4:

“Lo spessore dei solai a portata unidirezionale che non siano semplice copertura non deve essere minore di 1/25 della luce di calcolo ed in nessun caso minore di 12 cm.”

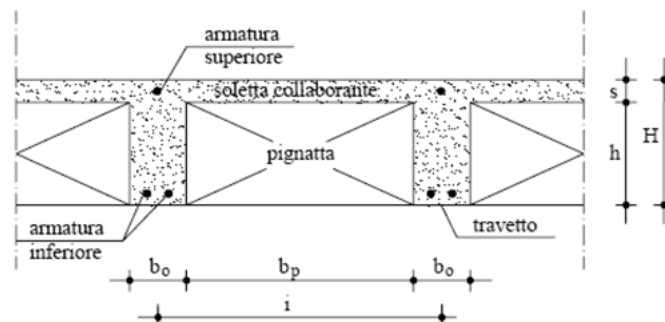
Si ottengono quindi i seguenti limiti inferiori/superiori:

Altezza solaio	$H > 15 \text{ cm}$	L è la luce della campata più lunga. Considerando che una pignatta non è alta meno di 12 cm, l'altezza minima del solaio è 16 cm.
Altezza soletta	$s \geq 4 \text{ cm}$	In genere non si usano solette con spessore maggiore di 5 cm., ma 4 cm è lo spessore più usuale.
Interasse travetto	$i \leq 15 s$	Un interasse usuale è $i = 50 \div 52 \text{ cm}$. a seconda di b_o , considerando una pignatta larga 40 cm.
Larghezza travetto	$b_o \geq 1/8 i$ $b_o \geq 8 \text{ cm}$	Dimensioni usuali sono $b_o = 10 \div 12 \text{ cm}$, possibilmente non più di 14 cm; la larghezza del travetto viene determinata anche in funzione delle sollecitazioni di taglio previste.
Dimensioni pignatta	$b_p \leq 52 \text{ cm}$	In genere l'altezza delle pignatte è sempre un numero pari: $12 \div 14 \div 16 \text{ cm}$ ecc. Il minimo è 12 cm.

I valori scelti come dimensioni degli elementi componenti il solaio sono stati distinti tra piano e copertura. Per la geometria dei travetti si è preferito adottare una sezione unica per ogni piano al fine di rendere omogeneo il comportamento del telaio. Nello sbalzo, per evitare che le acque meteoriche defluiscano all'interno dell'appartamento, è stato scelto di garantire un gradino pari a 4 cm tra il piano del balcone e il piano di calpestio interno.

DIMENSIONI ELEMENTI STRUTTURALI SOLAIO

Elementi	Dimensioni	Interno	Balcone	Copertura Praticabile	Copertura non Praticabile
<i>Altezza solaio</i>	H [cm]	20	16	20	20
<i>Larghezza travetto</i>	b_o [cm]	10	10	10	10
<i>Altezza travetto</i>	h [cm]	16	12	16	16
<i>Interasse</i>	i [cm]	50	50	50	50
<i>Altezza soletta</i>	s [cm]	4	4	4	4
<i>Copriferro</i>	c [cm]	2	2	2	2
<i>Dim. Pignatte</i>	[cm]	40 x25 x16	40 x25 x12	40 x25 x16	40 25 x16



La scelta di una soletta pari a 4 cm è legata al fatto di voler rispettare il minimo normativo, in modo che il solaio possa essere modellato come una piastra rigida, evitando al contempo eccessivi carichi strutturali.

2.3. Analisi dei carichi

In seguito al predimensionamento degli elementi componenti il solaio, è stato possibile determinare l'entità dei carichi agenti, per mezzo dei quali si è proceduto ad una verifica allo stato limite ultimo (SLU). Essi sono stati suddivisi in:

- **CARICHI PERMANENTI** (Strutturali e non Strutturali): peso del solaio, dei materiali di finitura, dei tramezzi e di eventuali altri elementi gravanti su di esso in maniera permanente (ad es. i parapetti o cornicioni).
- **CARICHI VARIABILI** o di **ESERCIZIO**: dipendono dalla destinazione d'uso dell'edificio e del solaio stesso.

Al fine di stimare i carichi agenti sul singolo travetto è stata considerata inizialmente, per semplicità di calcolo, un'area di carico di 1 m² (comprendente, quindi, due travetti), poi ricavando il carico al m² per il singolo travetto, avente interasse 0,5 m, utilizzato per la combinazione dei carichi.

Per la valutazione dei pesi dei vari materiali componenti il solaio è stato fatto riferimento alla Tabella 3.1.1 fornita dalla NTC 2008, riportati in KN/m³. I tramezzi e gli impianti leggeri di edifici per abitazioni e uffici possono assumersi, in genere, come carichi equivalenti distribuiti, purché i solai abbiano adeguata capacità di ripartizione trasversale.

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m ³]
Calcestruzzi cementizi e malte	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 ÷ 20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 ÷ 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
Metalli e leghe	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
Materiale lapideo	
Tufo vulcanico	17,0
Calcare compatto	26,0
Calcare tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
Legnami	
Conifere e pioppo	4,0 ÷ 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 ÷ 8,0
Sostanze varie	
Acqua dolce (chiara)	9,81
Acqua di mare (chiara)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0
Per materiali non compresi nella tabella si potrà far riferimento a specifiche indagini sperimentali o a normative di comprovata validità assumendo i valori nominali come valori caratteristici.	

2.1.1. Carichi Permanenti (strutturali e non strutturali)

- Solaio interno (piani 1-4)**

Si è scelto di inserire uno strato di intonaco al di sotto del solaio, atto a rifinire il soffitto del piano sottostante. Per rifinire, invece, la parte soprastante la soletta è stato previsto l'utilizzo di un massetto di calcestruzzo armato di 4 cm, e di una pavimentazione in gres, materiale molto resistente e duraturo nel tempo.

SOLAIO INTERNO PIANO 1-2-3-4				
MATERIALI	h(m)	L(m)	kN/m ³	kN/m
PERMANENTI STRUTTURALI				
Travetti (CLA)	0,16	0,2	25	0,80
Pignatta (Laterizio)	0,16	0,8	5,5	0,70
Soletta (CLA)	0,04	1	25	1,00
TOTALE				2,50
PERMANENTI NON STRUTTURALI				
Intonaco	0,015		18	0,27
Massetto	0,04		19	0,8
Pavimento (Gres)	0,02		20	0,40
Tramezzi				1,2
TOTALE				2,63

- Sbalzo**

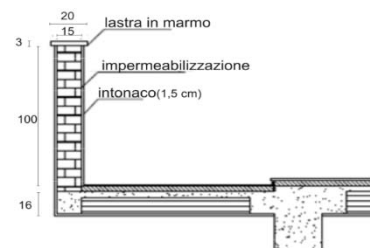
Al fine di evitare che gli agenti atmosferici danneggino la struttura, tra la soletta ed il massetto, si è prevista un'impermeabilizzazione con strato bituminoso avente spessore 6 mm, saldato a caldo sulla soletta sottostante.

SOLAIO BALCONE				
MATERIALI	h(m)	L(m)	kN/m ³	kN/m ²
PERMANENTI STRUTTURALI				
Travetti (CLA)	0,12	0,2	25	0,60
Pignatta (Laterizio)	0,12	0,8	5,5	0,53
Soletta (CLA)	0,04		25	1,00
TOTALE				2,13

PERMANENTI NON STRUTTURALI				
Intonaco	0,015		18	0,27
Massetto	0,04		19	0,76
Impermeabilizzazione	0,006		20	0,12
Pavimento	0,02		20	0,40
TOTALE				1,55

- Parapetto**

Come parapetto del balcone, è stato previsto un elemento in materiale murario costituito da mattoni pieni, intonacato su entrambi i lati, avente su ambo i lati uno strato impermeabilizzante ed il tutto protetto e rifinito da una lastra di marmo posta sulla sommità del muro. La scelta di tale elemento di protezione in muratura è stata legata al fatto che, avendo questo un peso molto maggiore rispetto ad una semplice ringhiera in ferro o legno, un eventuale sostituzione dell'elemento murario con una ringhiera non avrebbe alcun effetto sulla stabilità e sicurezza dello sbalzo stesso.



PARAPETTO BALCONE						
MATERIALI	h(m)	L(m)	S(m)	kN/m ³	kN/m ²	KN/m
Mattoni pieni	1		0,15	18		2,7
Lastra di marmo	0,03		0,23	22	0,66	0,1518
Impermeabilizzazione	1		0,006		0,3	0,3
Intonaco (interno)	1		0,015	18	0,3	0,27
Intonaco (esterno)	1		0,015	18	0,3	0,27
Cordolo	0,12	1	0,15	25		0,45
TOTALE						4,14

- **Copertura**

Nel progetto della struttura, sono state previste due tipologie di copertura, sia la praticabile, che la non praticabile del torrino.

- *Solaio copertura praticabile:*

Nello strato di copertura dell'edificio, dovendo garantire un isolamento non solo legato all'acqua piovana, ma anche termico, avente lo scopo di garantire una più uniforme e confortevole temperatura interna sia d'estate che d'inverno, sono stati previsti due strati di materiale termoisolante: il primo costituito da una membrana in polietilene, ed il secondo in lana di roccia. Questi permettono la traspirazione dell'edificio con l'esterno, riducendo però lo scambio di calore esterno-interno ed interno-esterno.

SOLAIO COPERTURA PRATICABILE				
MATERIALI	h(m)	L(m)	kN/m ³	kN/m
PERMANENTI STRUTTURALI				
Travetti (CLA)	0,16	0,2	25	0,80
Pignatta (Laterizio)	0,16	0,8	5,5	0,70
Soletta (CLA)	0,04	1	25	1,00
TOTALE				2,50
PERMANENTI NON STRUTTURALI				
Intonaco	0,015		18	0,27
Massetto	0,04		19	0,8
Pavimento (Gres)	0,02		20	0,40
Impermeabilizzazione	0,006		20	0,12
TOTALE				1,55

Il parapetto della copertura praticabile, è la stessa dei piani sottostanti.

- *Copertura non praticabile:*

Nel progetto strutturale, è stato previsto inoltre anche la presenza di una copertura non praticabile come collegamento con la praticabile e contenente il vano ascensore. In tal caso è stato previsto l'inserimento di uno strato di impermeabilizzante volta ad impedire un eventuale inserimento di agenti esterni all'interno dell'edificio stesso.

SOLAIO COPERTURA NON PRATICABILE				
MATERIALI	h(m)	L(m)	kN/m ³	kN/m
PERMANENTI STRUTTURALI				
Travetti (CLA)	0,16	0,2	25	0,80
Pignatta (Laterizio)	0,16	0,8	5,5	0,70
Soletta (CLA)	0,04	1	25	1,00
TOTALE				2,50
PERMANENTI NON STRUTTURALI				
Intonaco	0,015		18	0,27
Massetto	0,04		19	0,8
Impermeabilizzazione	0,006		20	0,12
TOTALE				1,15

- *Cornicione:*

In corrispondenza del perimetro esterno della copertura, onde evitare ruscellamenti d'acqua piovana sulle pareti perimetrali, è stata prevista la costruzione di un cornicione di altezza 30 cm, intonacato su entrambi i lati e alla cui sommità è presente una lastra di marmo in rifinitura e protezione dall'acqua per lo stesso.

CORNICIONE COPERTURA						
MATERIALI	h(m)	L(m)	S(m)	kN/m ³	kN/m ²	KN/m
Mattoni pieni	0,3		0,15	18		0,81
Lastra di marmo	0,03		0,23	22	0,66	0,1518
Impermeabilizzazione	0,3		0,006		0,3	0,09
Intonaco (interno)	0,3		0,015	18	0,3	0,081
Intonaco (esterno)	0,3		0,015	18	0,3	0,081
Cordolo	0,12	1	0,15	25		0,45
TOTALE						1,66

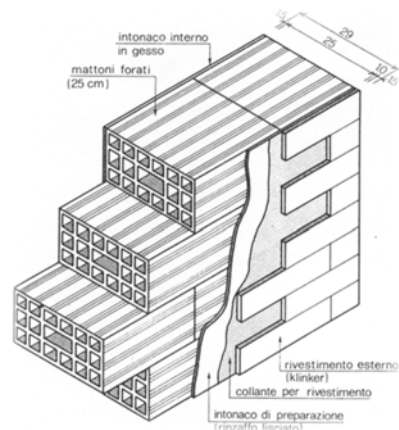
2.1.2. Tamponature, calcolo del peso proprio

Le tamponature esercitano sulle membrature strutturali inflesse un carico uniforme per unità di lunghezza, determinabile dalla seguente relazione:

$$g_T = \gamma_T b_T h_T \psi$$

Dove:

Tamponature	ψ
Pareti senza aperture	1
Pareti con sole finestre	0,8
Pareti con porte e finestre	0,7



componenti	s [m]	γ [kNm ⁻³]	pesi [kNm ⁻²]
muratura in mattoni forati	0.250	11.00	2.750
intonaco interno a gesso	0.015	12.00	0.180
rinzaffo liscio	0.010	19.00	0.190
collante per rivestimento	0.004	-	0.005
rivestimento esterno (klinker)	0.015	17.00	0.255
arrotondamento	-	-	0.020
totale			3.400

Il carico lineare da applicare alle travi si può calcolare moltiplicando i pesi della tabella per l'altezza della tamponatura (3,2m) e riducendo il risultato con adeguati coefficienti moltiplicativi per considerare la presenza di sole porte o finestre o la presenza sia di porte che finestre:

Tamponature	ψ	h	Peso totale
Pareti senza aperture	1	3,2	10,88
Pareti con sole finestre	0,8	3,2	8,704
Pareti con porte e finestre	0,7	3,2	7,616

2.1.3. Carichi variabili

Sono carichi agenti in modo variabile sulla struttura e cioè dovuti a: persone, mobilio, strumentazioni, vento, neve. La loro entità è fissata dalle norme nella loro misura minima lasciando alla Committenza la possibilità di incrementarli secondo la specifica destinazione d'uso.

- **Carico neve**

La struttura in progettazione si erige in una zona a carico neve distinta dalla NTC08 (cap. 3.4.2) come zona 3.

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente es

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

(3.3.7)

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, fornito al successivo § 3.4.5;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m^2], fornito al successivo § 3.4.2 per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.3;

C_t è il coefficiente termico di cui al § 3.4.4.

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



Figura 3.4.1 - Zone di carico da neve

Zona III

Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.

La zona d'interesse progettuale è Randazzo, situato in Sicilia classificata come zona 3. Si riportano i dati normativi riguardante il comune su cui verrà progettata la struttura

Zona		3
Altitudine	a_s [m]=	765
Esposizione	C_E = [tab.3,4,I]	1
Termico	C_t =	1
Inclinazione Falda	$\alpha(^{\circ})$ =	0
Forma	μ =	0,8

Per il calcolo del q_{sk} , la Normativa impongono l'utilizzo di una specifica espressione a seconda della provincia di appartenenza e della quota del sito.

Avendo che $a_s = 765$ m s.l.m., la formula da utilizzare è:

$$q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Quindi avremo, essendo la falda di copertura orizzontale, il seguente carico neve:

$$q_s = 1,44 \text{ kN/m}^2$$

2.1.4. Carichi di Esercizio

In base alla destinazione d'uso adibita all'edificio, la NTC08 prevede l'adozione dei seguenti valori di carico accidentale caratteristico q_k [kN/m²]:

AMBIENTE		q_k [kN/m ²]
Cat.A	residenziale	2
Cat.C2	Ambienti suscettibili di affollamento	4
Cat.H1	Copertura non praticabile	0,5
Cat.H2	Copertura praticabile	2

Nella tabella sono riportati i soli valori della Tabella 3.1.11 dell'NTC 08 (Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici) utilizzati successivamente per la stima delle sollecitazioni.

3. Progetto dei solai

3.1. Combinazioni di carico

Per le verifiche agli stati limite ultimi (SLU), il D.M. 14/01/2008 impone di combinare le azioni come segue (tratto dal D.M. 14/01/2008):

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_q [Q_{ik} + \sum \Psi Q_{ik}]$$

Tale operazione porta all'individuazione dei carichi di progetto F_d , combinando con opportuni coefficienti (γ_g , γ_q) i carichi caratteristici permanenti G_k e accidentali Q_k che trasformano i precedenti in valori di calcolo, dove i pedici k stanno ad indicare che le grandezze sono considerate con i loro valori caratteristici.

		Coefficiente γ_f	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{f1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli	γ_{f2}	1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{f1}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli	γ_{f2}	1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{f1}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli	γ_{f2}	1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Categoria/Azione variabile		Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale		0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici		0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento		0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale		0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale		1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)		0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)		0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture		0,0	0,0	0,0
Vento		0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)		0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)		0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche		0,6	0,5	0,0

3.1.1. Combinazioni dei carichi agenti sui solai

Si riportano di seguito tutti i carichi caratteristici e di calcolo, con combinazioni massime e minime, per i differenti tipi di solai, mediante l'utilizzo di opportuni coefficienti moltiplicativi.

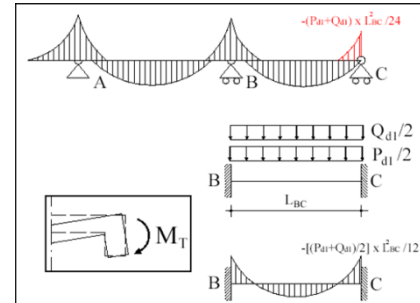
Destinazione d'uso	Valori caratteristici [kN/m]			Valori di calcolo [kN/m]			
				SLU		SLE	
	Carichi Perm. strutturale	Carichi perm. Non strutturale	Carichi variabili	Valori Massimi	Valori Minimi	Valori massimi	Valori minimi
Solaio interno, civile abitazione	2,50	2,63	2	5,100	1,252	3,567	3,567
Balcone	2,13	1,55	4	6,086	1,064	4,199	4,199
Solaio copertura praticabile	2,50	1,55	2	4,920	1,252	3,447	3,447
Solaio copertura non praticabile	2,50	1,15	0,5	3,833	1,252	2,722	3,247
Forza							
Parapetto		4,14		3,106	0,000	2,071	2,071
Cornicione		1,66		1,248	0,000	0,832	0,832

Per poter dimensionare le armature longitudinali dei travetti del solaio è necessario calcolare i diagrammi delle sollecitazioni che devono rappresentare le condizioni di carico più gravose. Lo schema statico che si è deciso di adottare è quello della Trave continua. Avremo quindi 5 schemi statici, due con la presenza di sbalzi (sia copro grande che corpo piccolo) e tre senza, relativi ai due solai di copertura praticabile, e una non praticabile. Per determinare la combinazione di carichi che rappresentano la situazione più gravosa sarà necessario realizzare il diagramma di involucro, tenendo presente tutte le combinazioni necessarie a massimizzare le sollecitazioni nelle sezioni critiche.

Per dimensionare le armature longitudinali dei travetti relativi al solaio del primo piano, del balcone e della copertura è necessario fare 2 premesse:

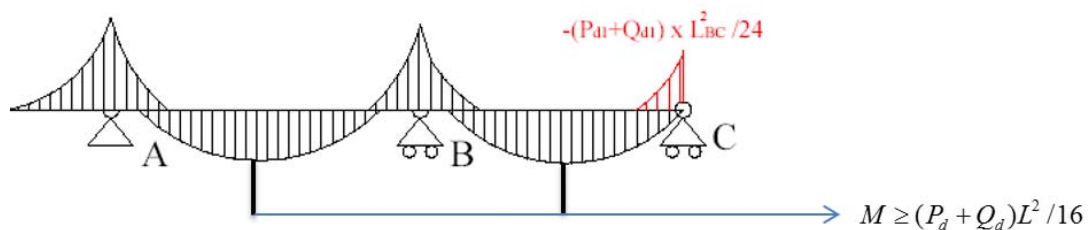
1. nella scelta dei vincoli è necessario fare alcune precisazioni sulla scelta della cerniera all'estremità libera del solaio, cioè dove quest'ultimo si interrompe poggiando su una trave di bordo. La cerniera presuppone che il solaio sia completamente libero di ruotare in quel punto. In realtà non è proprio così, dal momento che la trave ha una propria rigidità torsionale, perciò consente in parte la

rotazione del solaio e in parte la impedisce con conseguente sviluppo di un momento torcente (semi-incastro). Tale rigidità propria della trave aumenta in prossimità del pilastro, di conseguenza il comportamento del solaio in base alla posizione del travetto. Infatti in mezzeria il comportamento è molto più simile a quello che si avrebbe con una cerniera in estremità, al contrario dell'estremo considerato è più affine a quello che si avrebbe con un incastro. Dovendo scegliere in fase di progetto un vincolo piuttosto che un altro, è buona norma prendere in considerazione quello con il minore grado di iperstaticità. La cerniera di estremità rappresenta nella realtà un vincolo di semi-incastro, il cui momento non è nullo. Infatti è necessario considerare, fuori calcolo, un momento negativo calcolabile su di una trave incastrata, la cui lunghezza è pari a quella della campata, e caricata con la metà del carico complessivo.



- La non perfetta coincidenza del modello “trave continua” con la realtà, richiede cautela nella progettazione delle armature longitudinali del solaio. Bisogna infatti considerare che tra un appoggio e l'altro possono verificarsi dei cedimenti differenziali, con conseguente variazione dei diagrammi dei momenti, rispetto a quello di calcolo. È buona norma infatti dimensionare le armature longitudinali inferiori per un valore del momento:

$$M \geq (P_d + Q_d)L^2 / 16$$

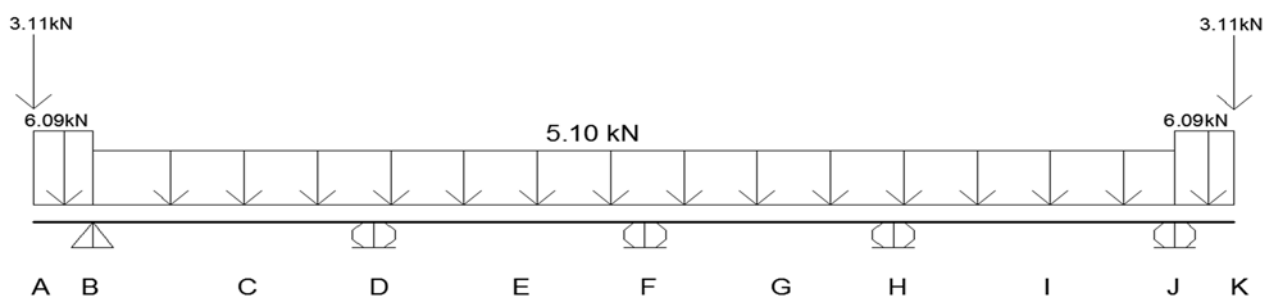


Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato mediante l'ausilio del programma SAP2000.

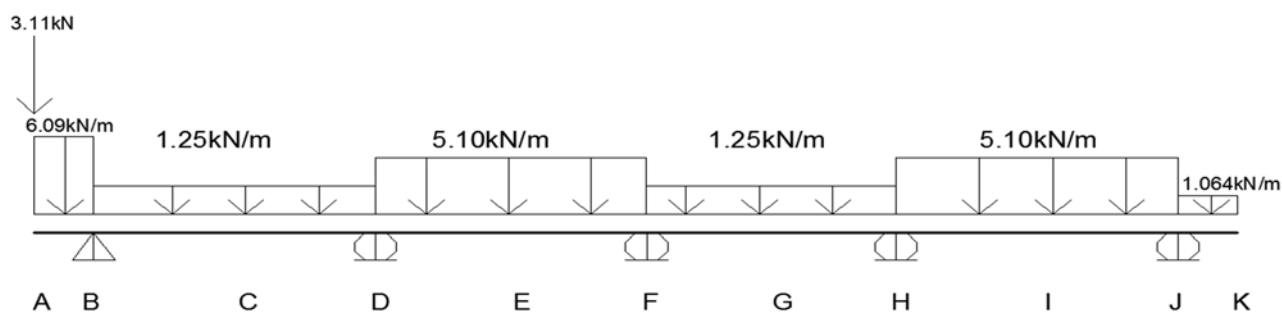
Per poter definire lo stato di sollecitazione più gravoso, sono state effettuate delle combinazioni di carico dalle quali è stato possibile ottenere un diagramma di involucro riportante le massime sollecitazioni agenti sul singolo travetto.

3.1.2. Solaio di piano

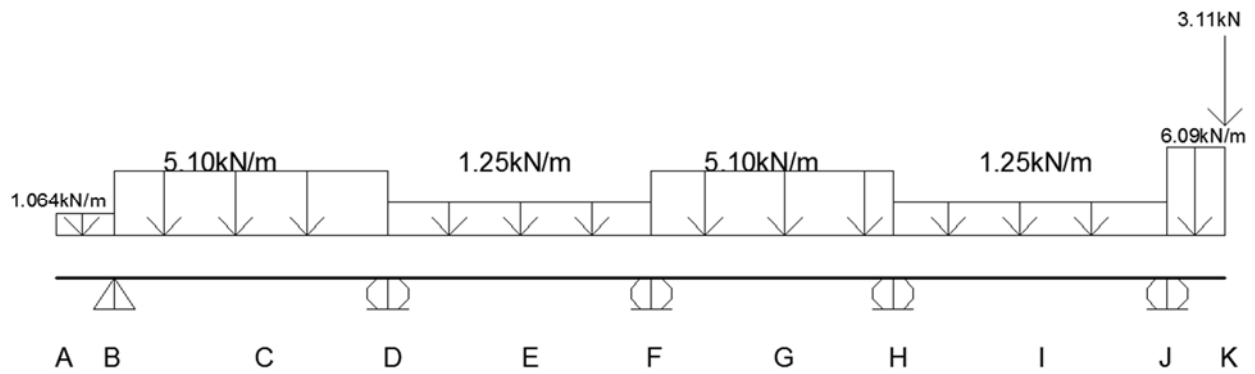
Combinazione 1: prevede il massimo carico sugli sbalzi e sulle campate. In questo modo è possibile identificare il massimo valore del momento in corrispondenza degli appoggi.



Combinazione 2: è una combinazione a scacchiera volta a massimizzare i momenti nelle campate AB, DF, HI, più precisamente in corrispondenza delle sezioni E, I.



Combinazione 3: è una combinazione a scacchiera volta a massimizzare i momenti nelle campate BD, FH, HJ, più precisamente in corrispondenza delle sezioni C, G.



Dalle tre combinazioni di carico si ottiene il diagramma di inviluppo del taglio e del momento:

DIAGRAMMA INVILUPPO TAGLIO

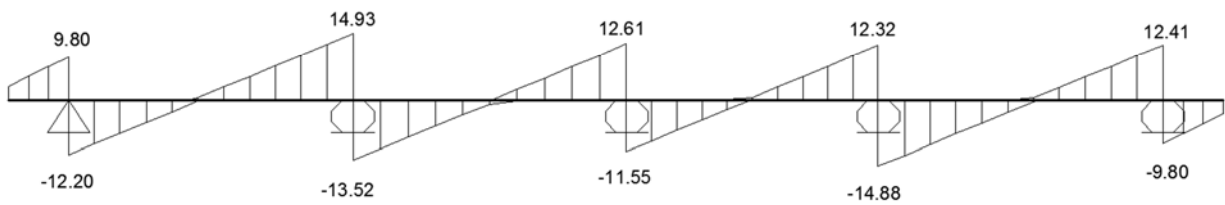
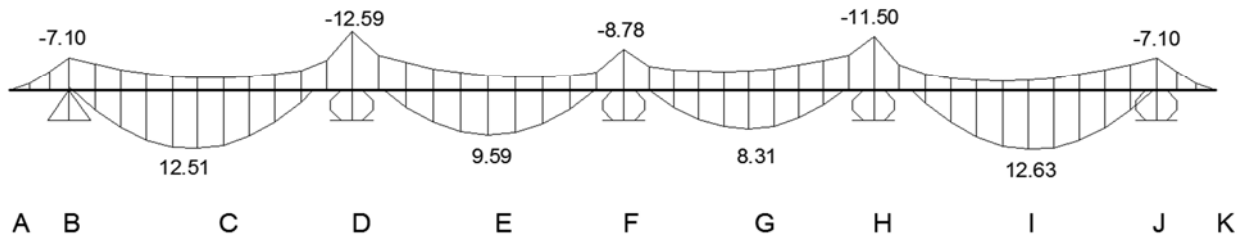


DIAGRAMMA INVILUPPO MOMENTO



3.2. Progetto delle armature dei solai

3.1.3. Premesse

Il passo successivo alla determinazione e calcolo delle sollecitazioni agenti sui singoli travetti del solaio è stato quello di andare ad armare il travetto e valutare il quantitativo di armatura minimo prescritto dalla NTC08. In accordo con la Normativa, si è optato di armare i travetti del solaio solo mediante armature longitudinali. Tale scelta comporta una resistenza al momento flettente completamente assegnata alle barre longitudinali, mentre lo sforzo di taglio è assorbito dal CLS del travetto stesso, o di eventuali fasce piene appositamente progettate.

4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

3.1.4. Resistenza a Momento Flettente

Per garantire la resistenza al momento flettente agente sul travetto sono state poste delle barre longitudinali con passo del diametro pari a 4 mm, scelta che garantisce una minore probabilità di errore durante i lavori di carpenteria in fase costruttiva.

La progettazione del diametro e della lunghezza si è concepita in modo tale che le sollecitazioni flettenti vengano completamente assorbite dalle barre di ferro.

In ogni sezione deve essere quindi verificato che:

$$M_{rd} = 0.9 * d * A_s * f_{yd} \geq M_{ed}$$

Dalla quale si ottiene l'armatura minima:

$$A_{s, eff} \geq \frac{M_{ed}}{0.9 * d * f_{yd}}$$

L'NTC 2008 prescrive i limiti minimi e massimi di armatura longitudinale che devono essere presenti nella sezione di una trave:

L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \text{ e comunque non minore di } 0,0013 \cdot b_t \cdot d, \quad (4.1.43)$$

dove:

b_t rappresenta la larghezza media della zona tesa; per una trave a T con piattabanda compressa, nel calcolare il valore di b_t si considera solo la larghezza dell'anima;

d è l'altezza utile della sezione;

f_{ctm} è il valore medio della resistenza a trazione assiale definita nel § 11.2.10.2;

f_{yk} è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria.

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente $A_{s,max} = 0,04 A_c$, essendo A_c l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

Inoltre, per motivi legati ai meccanismi di resistenza interni ad una trave, in corrispondenza degli appoggi è opportuno inserire un quantitativo di armatura maggiore di quello sufficiente per resistere allo sforzo di trazione sulle barre longitudinali inferiori pari al taglio dovuto alla reazione del vincolo stesso.

Tale prescrizione comporta che:

$$A_s \geq \frac{T_{ed}}{f_{yd}}$$

In seguito sono riportate le tabelle di calcolo per la progettazione delle armature longitudinali:

Armatura Solaio Grande Abitazione (A-K)										
Sezione		M_{ed}	T_{ed} [KN]	A_{smin}	b_t	A_{smin} NTC	A_{smin}	Ferri		A_s
		[kN m]						Φ 10	Φ 14	
				[cmq]	[cm]	[cm ²]	[cm ²]			[kN m]
A	sup	0	3,106	0,001	50	1,15	1,15	2		1,57
	inf	0		0,000	0	0,00	0,00	1		4,98
B	sup	7,1	12,2	1,440	50	1,15	1,44	2		1,57
	inf	0		0,000	0	0,00	0,00	1		4,98
C	sup	0		0,000	0	0,00	0,00			0,00
	inf	12,51		1,973	10	0,29	1,97	1	1	14,74
D	sup	12,59	14,93	1,986	50	1,47	1,99	1	1	14,74
	inf	0		0,000	0	0,00	0,00		1	9,76
E	sup	0		0,000	0	0,00	0,00			0,00
	inf	9,59		1,513	10	0,29	1,51	1	1	14,74
F	sup	8,78	12,61	1,385	50	1,47	1,47	2		1,57
	inf	0		0,000	0	0,00	0,00	1		4,98
G	sup	0		0,000	0	0,00	0,00			0,00

	inf	8,31		1,311	10	0,29	1,31	2		1,57	9,96
H	sup	11,5	14,88	1,814	50	1,47	1,81	1	1	2,32	14,74
	inf	0		0,000	0	0,00	0,00	1		0,79	4,98
I	sup	0		0,000	0	0,00	0,00			0,00	0,00
	inf	12,63		1,992	10	0,29	1,99	1	1	2,32	14,74
J	sup	7,1	12,41	1,440	50	1,15	1,44	1	1	2,32	14,74
	inf	0		0,000	0	0,00	0,00	1		0,79	4,98
K	sup	0	3,106	0,001	50	1,15	1,15	1	1	2,32	14,74
	inf	0		0,000	0	0,00	0,00	1		0,79	4,98

Armatura Solaio Piccolo Abitazione (D-F)

Sezione		M _{ed} [kN m]	T _{ed} [KN]	A _{smin} [cmq]	b _t [cm]	A _{smin} NTC [cm ²]	A _{smin} [cm ²]	Ferri		A _s [cm ²]	M _{rd} [kN m]
								Φ 10	Φ 14		
D	sup	6		0,947	50	1,47	1,47		1	1,54	9,76
	inf		13,57	0,003	0	0,00	0,00		1	1,54	9,76
E	sup			0,000	0	0,00	0,00			0,00	0,00
	inf	16,75		2,642	10	0,29	2,64		2	3,08	19,52
F	sup	6		0,947	50	1,47	1,47		1	1,54	9,76
	inf		13,57	0,003	0	0,00	0,00		1	1,54	9,76

Armatura Solaio Grande Copertura Praticabile (B-J)

Sezione		M _{ed} [kN m]	T _{ed} [KN]	A _{smin} [cmq]	b _t [cm]	A _{smin} NTC [cm ²]	A _{smin} [cm ²]	Ferri		A _s [cm ²]	M _{rd} [kN m]
								Φ 10	Φ 14		
B	sup	5,54		0,874	50	1,47	1,47		1	1,54	9,76
	inf		11	0,003	0	0,00	0,00	1		0,79	4,98
C	sup			0,000	0	0,00	0,00			0,00	0,00
	inf	12,26		1,934	10	0,29	1,93	1	1	2,32	14,74

D	sup	14,07	15,5	2,220	50	1,47	2,22	3		2,36	14,94
	inf			0,000	0	0,00	0,00	1		0,79	4,98
E	sup			0,000	0	0,00	0,00			0,00	0,00
	inf	8,56		1,350	10	0,29	1,35	2		1,57	9,96
F	sup	7,52	11,69	1,186	50	1,47	1,47	2		1,57	9,96
	inf			0,000	0	0,00	0,00	1		0,79	4,98
G	sup			0,000	0	0,00	0,00			0,00	0,00
	inf	7,28		1,148	10	0,29	1,15	2		1,57	9,96
H	sup	13,07	15,8	2,062	50	1,47	2,06	3		2,36	14,94
	inf			0,000	0	0,00	0,00	1		0,79	4,98
I	sup			0,000	0	0,00	0,00			0,00	0,00
	inf	12,37		1,951	10	0,29	1,95	1	1	2,32	14,74
J	sup	5,54		0,874	50	1,47	1,47		1	1,54	9,76
	inf		11,05	0,003	0	0,00	0,00	1		0,79	4,98

Armatura Solaio Piccolo Copertura Praticabile (D-F)

Sezione		M_{ed}	T_{ed}	A_{smin}	b_t	$A_{smin NTC}$	A_{smin}	Ferri		A_s	M_{rd}
		[kN m]	[KN]	[cmq]	[cm]	[cm ²]	[cm ²]	Φ 10	Φ 14	[cm ²]	[kN m]
D	sup	5,13		0,809	50	1,47	1,47		1	1,54	9,76
	inf		12,3	0,003	0	0,00	0,00	1		0,79	4,98
E	sup			0,000	0	0,00	0,00			0,00	0,00
	inf	15,38		2,426	10	0,29	2,43		2	3,08	19,52
F	sup	5,13		0,809	50	1,47	1,47		1	1,54	9,76
	inf		12,3	0,003	0	0,00	0,00	1		0,79	4,98

Armatura Solaio Piccolo Copertura Non Praticabile (F-H)

Sezione		M_{ed}	T_{ed}	A_{smin}	b_t	$A_{smin NTC}$	A_{smin}	Ferri		A_s	M_{rd}
		[kN m]	[KN]	[cmq]	[cm]	[cm ²]	[cm ²]	Φ 10	Φ 14	[cm ²]	[kN m]
F	sup	3,39		0,535	50	1,47	1,47		1	1,54	9,76
	inf		8,81	0,002	0	0,00	0,00	1		0,79	4,98
G	sup			0,000	0	0,00	0,00			0,00	0,00

	inf	10,13	1,598	10	0,29	1,60	1	1	2,32	14,74
H	sup	3,39	0,535	50	1,47	1,47	2		1,57	9,96
	inf	8,81	0,002	0	0,00	0,00	1		0,79	4,98

Nell'inserire il numero di barre all'interno di ogni singola sezione si è scelto di armare con al massimo 2 ferri la sezione minore del travetto a T, e con al massimo 3 ferri nel lato maggiore della sezione, in corrispondenza della soletta di CLS.

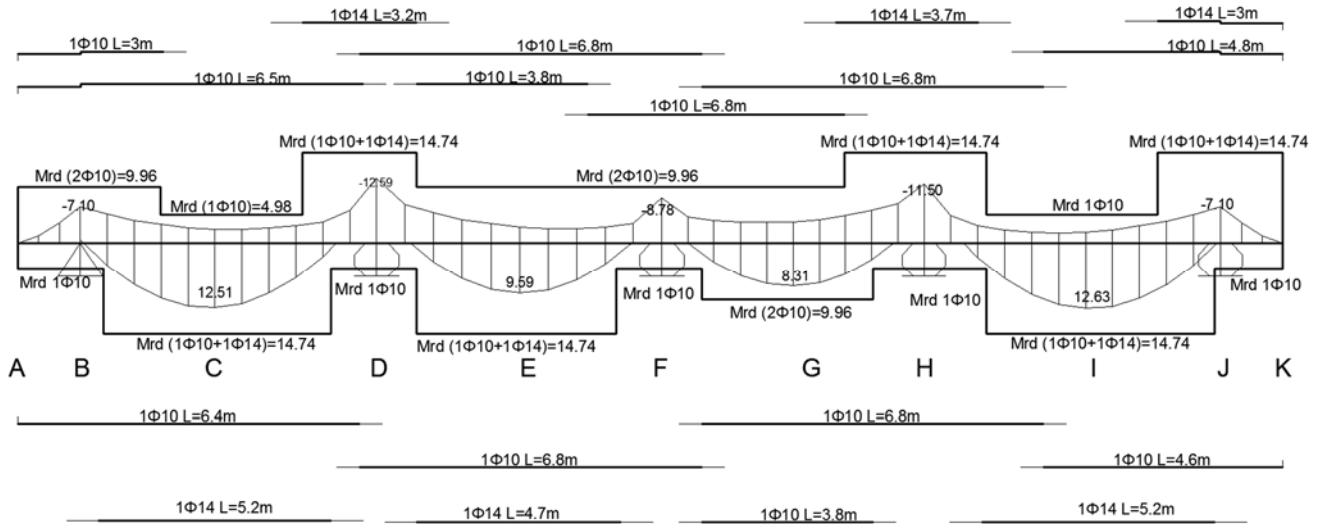
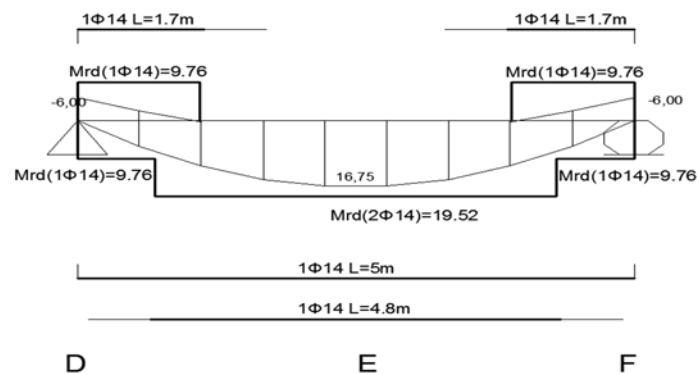
Come si evince dalle tabelle si è deciso di utilizzare solo Φ 10 e Φ 14 la cui lunghezza di ancoraggio calcolata secondo prescrizione normativa [7.4.6.2.1 – NTC] è risultata pari a:

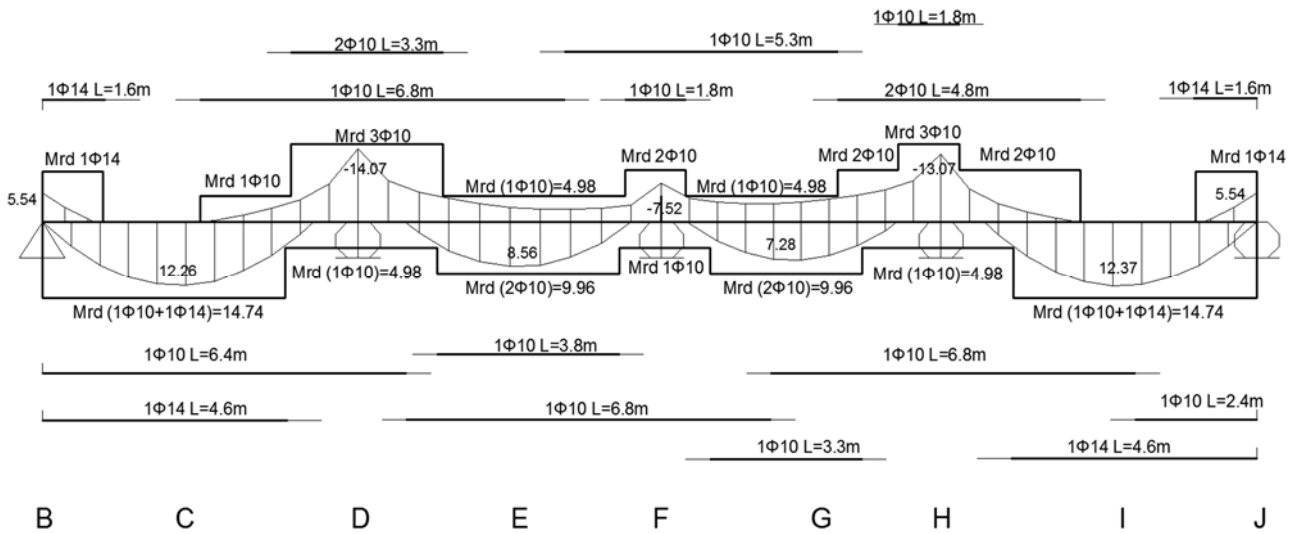
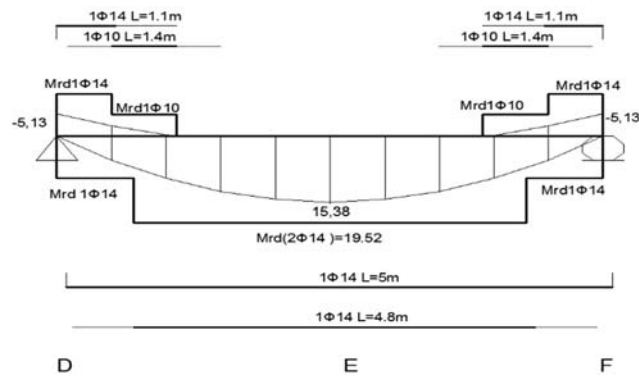
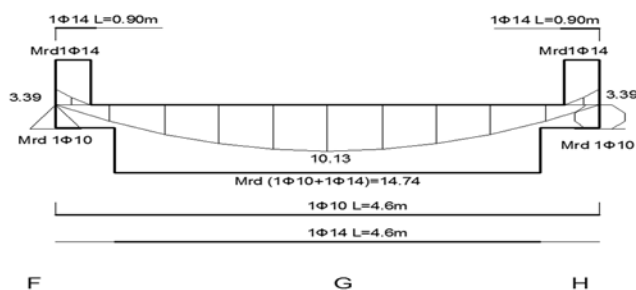
Φ	As [cmq]	Mrd [KN m]	La [cm]
10	0,785	4,979	40
14	1,539	9,758	56

Si è scelto di adottare un Φ 10 come corrente inferiore su tutti i travetti, aggiungendo altri ferri d'armatura Φ 14 qualora se ne presentasse la necessità. Il copriferro è stato sempre assunto pari a 4cm.

Progettate le armature delle sezioni di estremità e di mezzeria (poiché sezioni critiche), si procede all'individuazione delle lunghezze dei ferri, ricavandole dal diagramma dei momenti ottenuto dal SAP2000. Di seguito si riportano i diagrammi dei momenti resistenti, sotto ognuno dei quali sono indicate le lunghezze effettive dei ferri. Queste lunghezze differiscono da quelle teoriche poichè modificate nel disegno esecutivo per venire incontro alle esigenze costruttive. Per evitare che i correnti superiori e inferiori raggiungessero lunghezze eccessive (la lunghezza massima usuale è 12 metri) essi sono stati spezzati dove il momento di calcolo è nullo, e sovrapposti di una lunghezza pari a 2 volte la lunghezza di ancoraggio [7.4.6.2.1 – NTC].

3.1.4.1. Diagrammi Momenti Resistenti e distinta ferri longitudinali travetti

Travetto grande abitazione**Travetto piccola abitazione**

Travetto copertura praticabile lunga**Travetto copertura praticabile corta****Travetto copertura non praticabile**

3.1.5. Resistenza a Taglio del solaio (fasce piene)

Essendo il travetto non armato a taglio, la NTC08 fornisce il metodo mediante il quale valutare il taglio resistente associato alla sezione considerata.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

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

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \quad (4.1.14)$$

con

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

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

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Di seguito sono riportate le tabelle di calcolo relative al taglio resistente. Nelle sezioni in cui non è verificata la disequazione prevista dalla NTC08 sono state appositamente inserite delle fasce piene o semipiene come riportato nelle sezioni del solaio. In fase di progettazione è stato scelto di inserire una fascia piena di 15 cm lungo le travi del telaio. Lo spessore delle fasce appena citate è stato incrementato solo se il quantitativo già presente non fosse risultato sufficiente a garantire una efficace resistenza alle azioni taglianti.

Travetto abitazione (A-K)												
Sezione	V_{Ed} [kN]	Ferri		A_s [cm ²]	d [mm]	ρ_1	k	v_{min}	V_{Rd} [kN]	Δ	FASCIA ?	
		$\Phi 10$	$\Phi 14$									
A	sup	3,106	2	0	1,57	140,00	0,011	2,0	0,5	10,73	7,63	-
	inf	0	1	0	0,79	140,00	0,006	2,0	0,5	8,52	-	-
B	sup	12,2	2	0	1,57	140,00	0,011	2,0	0,5	10,73	-1,47	SI
	inf	0	1	0	0,79	140,00	0,006	2,0	0,5	8,52	-	-
C	sup	0	0	0	0,00	180,00	0,000	2,0	0,5	9,60	-	-
	inf	0	1	1	2,32	180,00	0,013	2,0	0,5	14,46	-	-
D	sup	14,93	1	1	2,32	180,00	0,013	2,0	0,5	14,46	-0,47	SI
	inf	0	0	1	1,54	180,00	0,009	2,0	0,5	12,61	-	-
E	sup	0	0	0	0,00	180,00	0,000	2,0	0,5	9,60	-	-

	inf	0	1	1	2,32	180,00	0,013	2,0	0,5	14,46	-	-
F	sup	12,61	2	0	1,57	180,00	0,009	2,0	0,5	12,69	0,1	-
	inf	0	1	0	0,79	180,00	0,004	2,0	0,5	10,07	-	-
G	sup	0	0	0	0,00	180,00	0,000	2,0	0,5	9,60	-	-
	inf	0	2	0	1,57	180,00	0,009	2,0	0,5	12,69	-	-
H	sup	14,88	1	1	2,32	180,00	0,013	2,0	0,5	14,46	-0,4	SI
	inf	0	1	0	0,79	180,00	0,004	2,0	0,5	10,07	-	-
I	sup	0	0	0	0,00	180,00	0,000	2,0	0,5	9,60	-	-
	inf	0	1	1	2,32	180,00	0,013	2,0	0,5	14,46	-	-
J	sup	12,41	1	1	2,32	140,00	0,017	2,0	0,5	12,23	-0,2	SI
	inf	0	1	0	0,79	140,00	0,006	2,0	0,5	8,52	-	-
K	sup	3,106	1	1	2,32	140,00	0,017	2,0	0,5	12,23	9,13	-
	inf	0	1	0	0,79	140,00	0,006	2,0	0,5	8,52	-	-

Travetto abitazione (D-F)

Sezione	V _{ed} [kN]	Ferri		A _s [cm ²]	d [mm]	ρ ₁	k	v _{min}	V _{rd} [kN]	Δ	FASCIA ?
		Φ 10	Φ 14								
D	sup	0	1	1,54	180,00	0,009	2,0	0,5	12,61	-	-
	inf	13,57	0	1	1,54	180,00	0,009	2,0	0,5	12,61	-0,96
E	sup	0	0	0,00	180,00	0,0	2,0	0,5	10	-	-
	inf	0	2	3,08	180,00	0,017	2,0	0,5	16	-	-
F	sup	0	1	1,54	180,00	0,009	2,0	0,5	13	-	-
	inf	13,57	0	1	1,54	180,00	0,009	2,0	0,5	13	-0,96

Travetto copertura praticabile (B-J)

Sezione	V _{ed} [kN]	Ferri		A _s [cm ²]	d [mm]	ρ ₁	k	v _{min}	V _{rd} [kN]	Δ	FASCIA ?	
		Φ 10	Φ 14									
B	sup	0	0	1	1,54	180,00	0,009	2,0	0,5	12,61	-	-
	inf	11	1	0	0,79	180,00	0,004	2,0	0,5	10,07	-0,93	SI
C	sup	0	0	0	0,00	180,00	0,000	2,0	0,5	9,60	-	-
	inf	0	1	1	2,32	180,00	0,013	2,0	0,5	14,46	-	-

D	sup	15,5	3	0	2,36	180,00	0,013	2,0	0,5	14,53	-0,97	SI
	inf	0	1	0	0,79	180,00	0,004	2,0	0,5	10,07	-	-
E	sup	0	0	0	0,00	180,00	0,000	2,0	0,5	9,60	-	-
	inf	0	2	0	1,57	180,00	0,009	2,0	0,5	12,69	-	-
F	sup	11,69	2	0	1,57	180,00	0,009	2,0	0,5	12,69	1,0	-
	inf	0	1	0	0,79	180,00	0,004	2,0	0,5	10,07	-	-
G	sup	0	0	0	0,00	180,00	0,000	2,0	0,5	9,60	-	-
	inf	0	2	0	1,57	180,00	0,009	2,0	0,5	12,69	-	-
H	sup	15,8	3	0	2,36	180,00	0,013	2,0	0,5	14,53	-1,3	SI
	inf	0	1	0	0,79	180,00	0,004	2,0	0,5	10,07	-	-
I	sup	0	0	0	0,00	180,00	0,000	2,0	0,5	9,60	-	-
	inf	0	1	1	2,32	180,00	0,013	2,0	0,5	14,46	-	-
J	sup	0	0	1	1,54	180,00	0,009	2,0	0,5	12,61	-	-
	inf	11,05	1	0	0,79	180,00	0,004	2,0	0,5	10,07	-1,0	SI

Travetto copertura praticabile corto (D-F)

Sezione	V _{ed} [kN]	Ferri		A _s [cm ²]	d [mm]	ρ_1	k	v _{min}	V _{rd} [kN]	Δ	FASCIA ?
		Φ 10	Φ 14								
D	sup	0	1	1,54	180,00	0,009	2,0	0,5	12,61	-	-
	inf	12,3	1	0	0,79	180,00	0,004	2,0	0,5	10,07	-2,23 SI
E	sup	0	0	0,00	180,00	0,0	2,0	0,5	9,60	-	-
	inf	0	2	3,08	180,00	0,017	2,0	0,5	15,88	-	-
F	sup	0	1	1,54	180,00	0,009	2,0	0,5	12,61	-	-
	inf	12,3	1	0	0,79	180,00	0,004	2,0	0,5	10,07	-2,23 SI

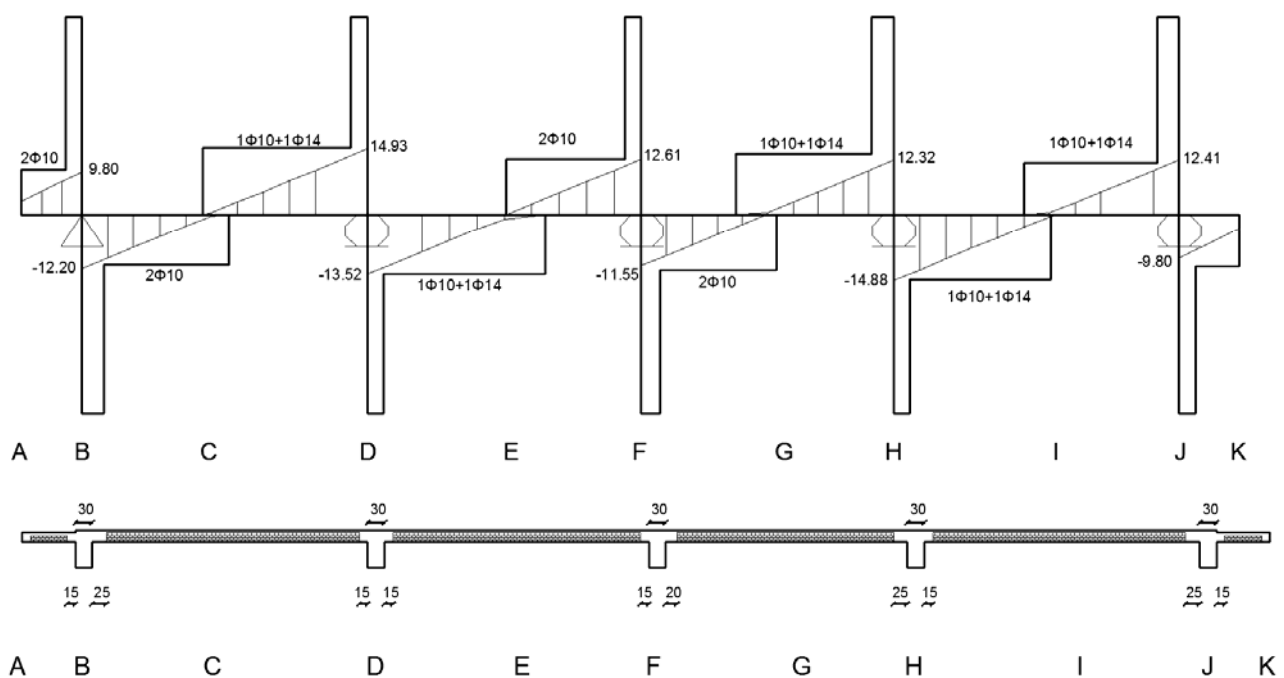
Travetto copertura non praticabile corto (D-F)

Sezione	V _{ed} [kN]	Ferri		A _s [cm ²]	d [mm]	ρ_1	k	v _{min}	V _{rd} [kN]	Δ	FASCIA ?
		Φ 10	Φ 14								
D	sup	0	1	1,54	180,00	0,009	2,0	0,5	12,61	-	-
	inf	8,81	1	0	0,79	180,00	0,004	2,0	0,5	10,07	1,26 -
E	sup	0	0	0,00	180,00	0,0	2,0	0,5	9,60	-	-

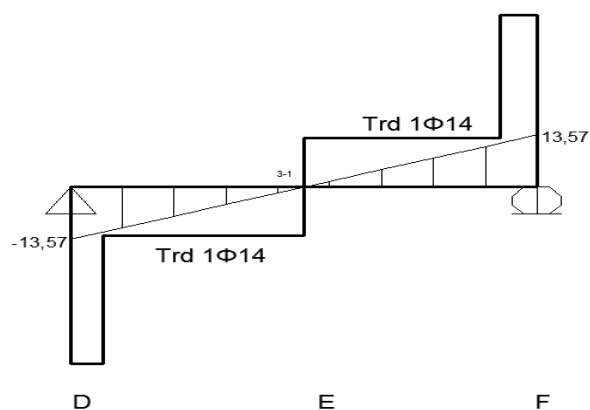
	inf	1	1	2,32	180,00	0,013	2,0	0,5	14,46	-	-
F	sup	2	0	1,57	180,00	0,009	2,0	0,5	12,69	-	-
	inf	8,81	1	0	0,79	180,00	0,004	2,0	0,5	10,07	1,26

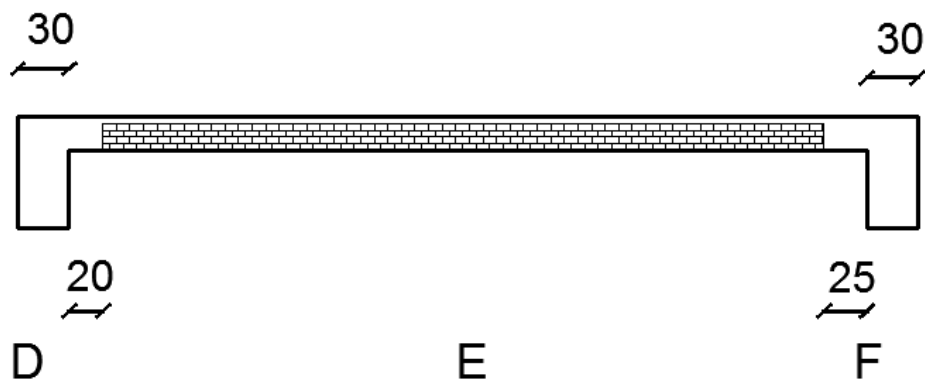
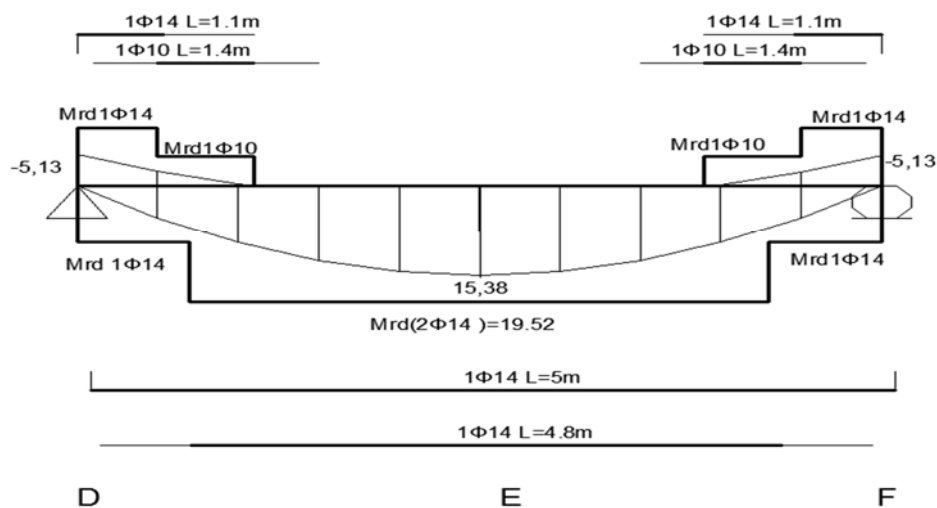
3.1.5.1. Diagrammi Tagli Resistenti e sezione longitudinale travetto

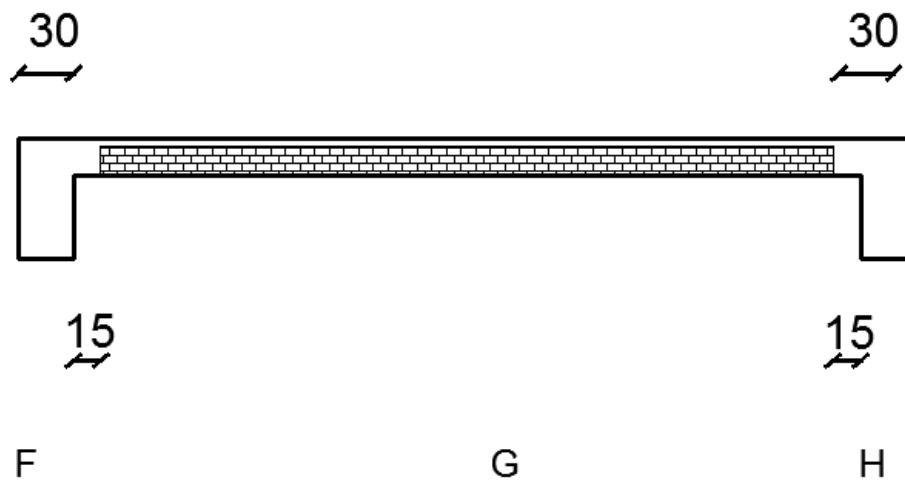
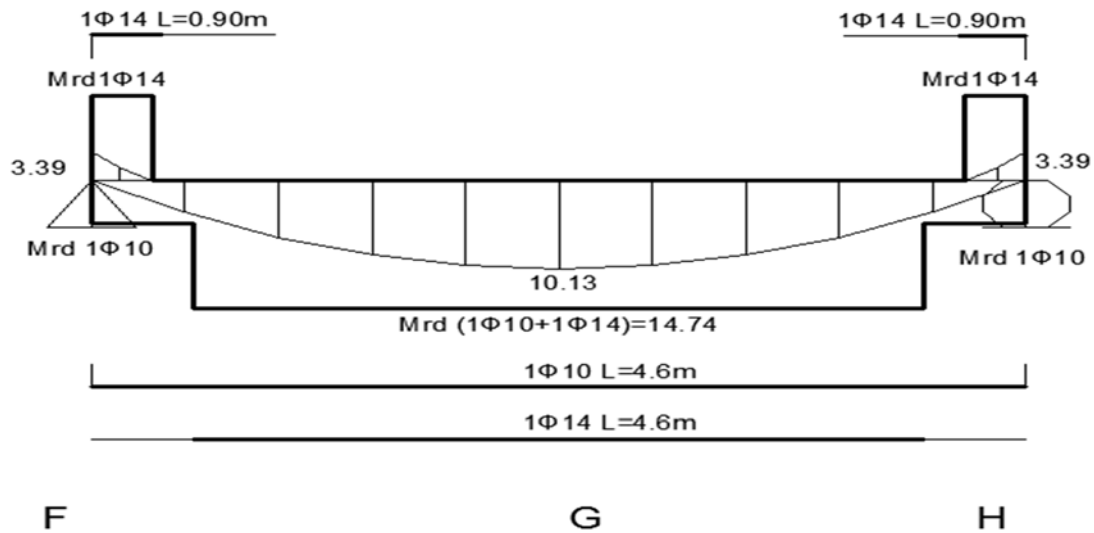
Travetto abitazione corpo grande (piano interno)



Travetto abitazione corpo piccolo (piano interno)



Travetto copertura praticabile corta

Travetto copertura NON praticabile

Si rimanda all'allegato per le tabelle relative alle fasce piene, anche visibili nelle tavole definitive.

4. *Predimensionamento degli elementi strutturali*

4.1. *Predimensionamento delle travi*

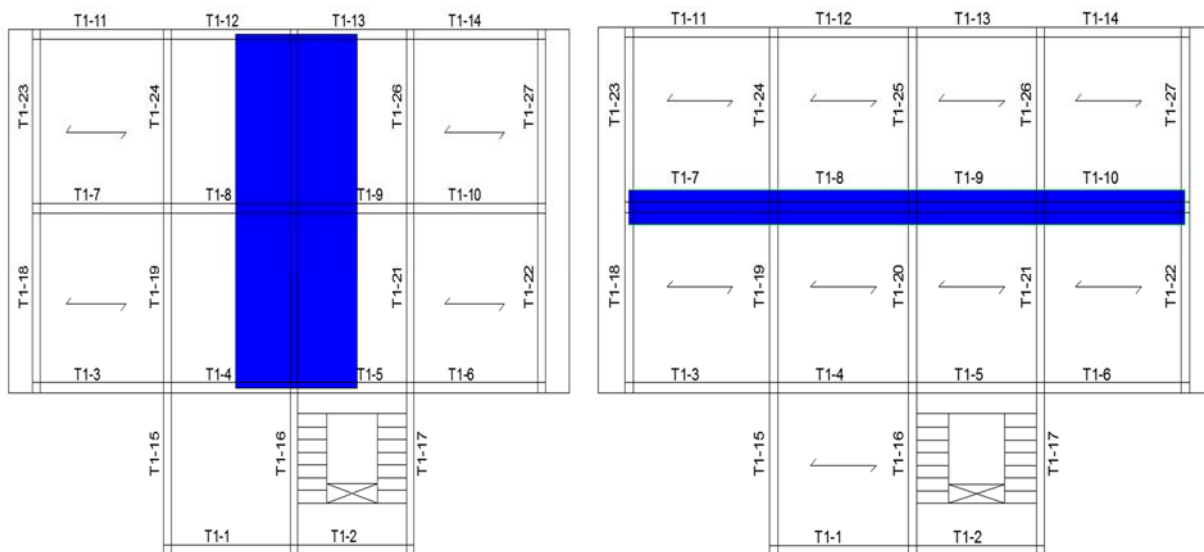
La sezione delle travi è stata predimensionata tenendo conto della luce maggiore secondo la formula:

$$H = \frac{L}{10 \div 12}$$

La norma impone inoltre che la larghezza b debba essere maggiore di 20 cm, e che il rapporto b/h tra larghezza e altezza della trave stessa debba essere maggiore di 0,25 [7.4.6.1.1 - NTC]. Tenuto conto delle dimensioni della luce maggiore della struttura in questione $L_{\max}=5.2$ m, è stata scelta un'altezza di 50 cm per tutte le diverse tipologie di travi, ad eccezione delle travi di copertura con $H=40$ cm e la trave d'interpiano $H=55$ cm. La larghezza di ognuna di esse inoltre, è stata fissata a 30cm in maniera univoca.

4.1.1. *Calcolo dei carichi agenti sulle travi*

Al fine di determinare i carichi agenti sulle travi è necessario considerare i carichi permanenti e quelli variabili gravanti su di esse. Il carico permanente è dovuto al peso del solaio che grava sulla trave; si calcola il peso al metro lineare moltiplicando il peso al metro quadrato del solaio, ricavato nell'analisi dei carichi, per la larghezza dell'area d'influenza relativa alla trave: nel caso di travi secondarie, cioè quelle parallele alla direzione di tessitura del solaio, l'area si estende per 0,5m lungo entrambi i versi della direzione ortogonale ad esse; mentre nel caso di travi portanti, perpendicolari alla direzione di tessitura del solaio, tale area si estende in entrambi i versi fino a metà della luce della relativa trave ortogonale. Sulle travi perimetrali si aggiunge il peso delle tamponature esterne e sulle travi che delimitano il setto si è aggiunto il peso delle tamponature interne, mentre su quelle la cui area d'influenza comprende il balcone si aggiunge il peso del solaio di quest'ultimo ed il parapetto. I carichi relativi alle fasce piene sono stati calcolati separatamente, ed aggiunti al valore finale. Il peso relativo alle scale è stato sottoposto ad una forte semplificazione; esso è stato infatti calcolato come un normale solaio nell'area effettivamente occupata dalla scala, e ciò è stato possibile proprio grazie alla simmetrica distribuzioni dei carichi presente in tale zona. I carichi variabili sono dovuti ai carichi accidentali che agiscono sui solai, i cui valori, che variano in base alla tipologia di solaio, sono riportati sulle NTC al paragrafo 3.4.1.



Di seguito sono state riportare le tabelle relative a quanto è stato specificato sopra:

TRAVI primo piano								
Tipologia trave:	Trave	Lunghezza campata [cm]	Altezza scelta [cm]	Larghezza scelta [cm]	Area Sezione [m ²]	Peso Proprio [kN/m]	Carichi agenti	
EMERGENTE							Max	Min
Portanti	T 1-15	480	50	30	0,15	3,75	37,63	9,51
	T 1-16	480	50	30	0,15	3,75	41,33	13,48
	T 1-17	480	50	30	0,15	3,75	30,34	7,83
	T 1-18	520	50	30	0,15	3,75	52,94	10,70
	T 1-19	520	50	30	0,15	3,75	48,85	15,14
	T 1-20	520	50	30	0,15	3,75	46,03	14,37
	T 1-21	520	50	30	0,15	3,75	46,78	14,48
	T 1-22	520	50	30	0,15	3,75	54,06	10,96
	T 1-23	500	50	30	0,15	3,75	53,32	10,79
	T 1-24	500	50	30	0,15	3,75	50,11	15,47
	T 1-25	500	50	30	0,15	3,75	47,21	14,68
	T 1-26	500	50	30	0,15	3,75	47,98	14,79
	T 1-27	500	50	30	0,15	3,75	54,11	10,97
Perimetrali	T1-1	500	50	30	0,15	3,75	21,24	5,51
	T1-2	460	50	30	0,15	3,75	10,28	3,75
	T1-3	520	50	30	0,15	3,75	21,26	5,52
	T1-6	520	50	30	0,15	3,75	21,14	5,48

	T1-11	520	50	30	0,15	3,75	17,94	4,41
	T1-12	500	50	30	0,15	3,75	20,72	5,21
	T1-13	460	50	30	0,15	3,75	19,15	4,76
	T1-14	520	50	30	0,15	3,75	19,39	4,83
Collegamento	T1-4	500	50	30	0,15	3,75	15,99	7,28
	T1-5	460	50	30	0,15	3,75	49,61	17,28
	T1-7	520	50	30	0,15	3,75	15,71	7,05
	T1-8	500	50	30	0,15	3,75	15,68	7,04
	T1-9	460	50	30	0,15	3,75	15,62	7,02
	T1-10	520	50	30	0,15	3,75	15,71	7,05
Interpiano	Ti-0-1	460	55	30	0,165	4,125	81,36	25,57

TRAVI copertura praticabile								
Tipologia trave:	Trave	Lunghezza campata [cm]	Altezza scelta [cm]	Larghezza scelta [cm]	Area Sezione [m ²]	Peso Proprio [kN/m]	Carichi agenti	
							Max	Min
Portanti	T5-15	480	50	30	0,15	3,75	30,56	9,51
	T5-16	480	50	30	0,15	3,75	41,33	13,48
	T5-17	480	50	30	0,15	3,75	23,27	7,83
	T5-18	520	50	30	0,15	3,75	27,72	8,75
	T5-19	520	50	30	0,15	3,75	48,85	15,14
	T5-20	520	50	30	0,15	3,75	46,03	14,37
	T5-21	520	50	30	0,15	3,75	36,96	12,07
	T5-22	520	50	30	0,15	3,75	28,32	8,92
	T5-23	500	50	30	0,15	3,75	27,97	8,82
	T5-24	500	50	30	0,15	3,75	50,11	15,47
	T5-25	500	50	30	0,15	3,75	47,21	14,68
	T5-26	500	50	30	0,15	3,75	47,98	14,79
	T5-27	500	50	30	0,15	3,75	28,49	8,95
Perimetrali	T5-1	500	50	30	0,15	3,75	14,18	5,51
	T5-2	460	50	30	0,15	3,75	8,62	3,75
	T5-3	520	50	30	0,15	3,75	14,19	5,52

	T5-6	520	50	30	0,15	3,75	14,08	5,48
	T5-11	520	50	30	0,15	3,75	10,87	4,41
	T5-12	500	50	30	0,15	3,75	13,65	5,21
	T5-13	460	50	30	0,15	3,75	12,08	4,76
	T5-14	520	50	30	0,15	3,75	12,33	4,83
Collegamento	T5-4	500	50	30	0,15	3,75	15,99	7,28
	T5-5	460	50	30	0,15	3,75	54,38	18,45
	T5-7	520	50	30	0,15	3,75	15,71	7,05
	T5-8	500	50	30	0,15	3,75	15,68	7,04
	T5-9	460	50	30	0,15	3,75	15,62	7,02
	T5-10	520	50	30	0,15	3,75	15,71	7,05
Interpiano	Ti-4-5	460	55	30	0,165	4,125	81,36	25,57

TRAVI copertura non praticabile

Tipologia trave:	Trave	Lunghezza campata [cm]	Altezza scelta [cm]	Larghezza scelta [cm]	Area Sezione [m ²]	Peso Proprio [kN/m]	Carichi agenti	
EMERGENTE							Max	Min
Portanti	T6-16	480	40	30	0,12	3	27,49	8,10
	T6-17	480	40	30	0,12	3	27,49	8,10
Perimetrali	T6-2	460	40	30	0,12	3	12,87	4,52
	T6-5	460	40	30	0,12	3	12,87	4,52

4.2. Predimensionamento pilastri

I pilastri vengono dimensionati in funzione dei carichi verticali che gravano su di essi. Il metodo adottato è quello di individuare per ogni pilastro "i" ad ogni piano "j" la sua area d'influenza A_{ij} e di calcolarne il peso, tenendo conto sia del contributo dei carichi permanenti degli elementi strutturali sia di quelli variabili di solaio, balcone e copertura. Quindi la sezione del pilastro al piano "k" sarà dimensionata in base al carico complessivo N_{ik} calcolato come:

$$N_{dik} = \sum_{j=k+1}^n A_{ij} * W_{ij} * P_{pij}$$

Con:

W_{ij} = carichi permanenti e variabili

P_{pij} = peso proprio del pilastro

n = numero totale dei piani

Per progettare la sezione del pilastro si userà uno sforzo normale trascurando però il contributo dell'acciaio (modesto sulla resistenza del pilastro).

$$N_u = 0.8 * A_c * f_{cd} > N_{idk}$$

Determinato lo sforzo normale agente si deve verificare che la sezione del pilastro soggetto a compressione semplice soddisfi la seguente condizione:

$$A_c > \frac{N_{ed}}{0.8 * f_{cd}}$$

È però necessario tenere conto del fatto che il pilastro è soggetto anche a momento flettente e non solo a compressione. Perciò la normativa adotta un coefficiente di sicurezza minore di 0.8:

$$A_c > \frac{N_{ed}}{0.5 * f_{cd}}$$

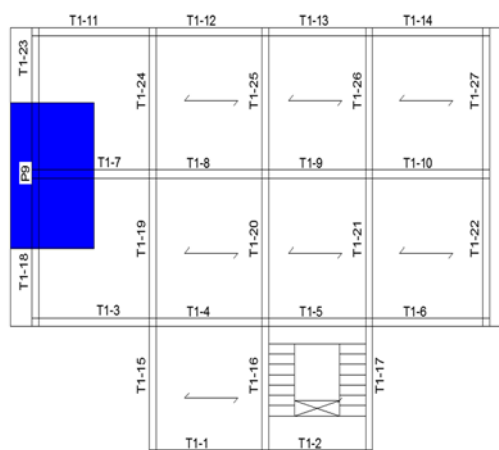


Tabella di calcolo:

Predimensionamento Pilastri								
Pilastro	Dimensioni		Area	Peso Proprio [kN]	Carico Totale		Area di calcolo	Verifica
	L _x	L _y			MAX	MIN		
P1	0,3	0,4	0,12	48	557,92	209,03	0,0678	-
P2	0,3	0,4	0,12	57,6	824,42	383,14	0,1002	-
P3	0,3	0,4	0,12	57,6	614,68	268,43	0,0747	-
P4	0,3	0,4	0,12	48	748,43	230,74	0,0909	-
P5	0,3	0,6	0,18	86,4	1306,29	493,00	0,1587	-
P6	0,3	0,6	0,18	86,4	1398,60	551,36	0,1699	-
P7	0,3	0,6	0,18	72	1217,75	466,17	0,1479	-
P8	0,4	0,3	0,12	48	761,67	233,90	0,0925	-
P9	0,3	2,2	0,66	264	1632,37	576,64	0,1983	-
P10	0,3	0,7	0,21	84	1494,93	569,77	0,1816	-
P11	0,3	0,7	0,21	84	1414,72	544,33	0,1719	-
P12	0,3	0,7	0,21	84	1411,03	542,78	0,1714	-
P13	0,3	2	0,6	240	1623,61	558,01	0,1973	-
P14	3	0,3	0,9	360	1134,51	538,65	0,1378	-
P15	0,5	0,3	0,15	60	828,66	348,95	0,1007	-
P16	0,5	0,3	0,15	60	785,10	333,47	0,0954	-
P17	3	0,3	0,9	360	1187,19	636,76	0,1442	-
P18	0,4	0,3	0,12	48	738,11	228,86	0,0897	-

5. Progettazione per l'azione sismica

5.1. Introduzione

La difesa dai terremoti, inizialmente concepita col solo intento di salvare le vite umane, è andata via via includendo ulteriori requisiti alle strutture, con l'obiettivo di garantirne le prestazioni per un'ampia gamma di eventi sismici, dai più deboli a quelli più forti. L'attuale filosofia del **performance based** design individua più livelli prestazionali (stati limite) che dovrebbero essere soddisfatti.

5.2. Gli stati limite

L'attuale norma per le costruzioni civili divide gli stati limite in quattro classi, due di questi sono stati limite di esercizio mentre gli altri due sono stati limite ultimi:

- 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 delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi pertanto immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.
- Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) o stato limite ultimo: quando si accetta che la costruzione subisca rotture o crolli dei componenti non strutturali, con perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali, ma si richiede che essa conservi una parte di resistenza e rigidezza per azioni verticali ed un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): quando si accetta che la struttura subisca gravi rotture e crolli degli elementi non strutturali, e danni molto gravi delle componenti strutturali, ma si richiede che essa conservi una parte della rigidezza e resistenza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

La normativa può prevedere la verifica nei confronti di uno o più di questi stati limite, facendo riferimento per ciascuno di questi ad una specifica probabilità di occorrenza dell'evento sismico. Fin dalle norme più antiche l'obiettivo principale della progettazione antisismica è stato quello di lasciare un buon margine rispetto al collasso, ovvero quello che ora è indicato come SLV. In Italia da oltre un decennio è imposta anche una verifica allo SLD, mentre lo SLC è stato citato per la prima volta dall'OPCM 3274, con riferimento alla verifica di edifici esistenti. L'evento sismico di riferimento può essere definito in termini di probabilità di superamento PVR in un tempo assegnato oppure come tempo di ritorno Tr . Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR (probabilità di eccedenza), cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate:

Stati Limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_r
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di PVR forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

Nota la PVR, il periodo di ritorno dell'azione sismica (Tr) si ricava dalla seguente relazione (espressa in anni):

$$Tr = \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})}$$

5.2.1. Vita nominale

Nel definire il grado di sicurezza per una costruzione occorre tenere conto anche dell'importanza che può avere un suo collasso o danneggiamento. La normativa italiana prevede tre tipi di costruzione, per ciascuna delle quali è assegnata una vita nominale V_N che "è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata."

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

5.2.2. Coefficiente d'uso

La norma definisce poi quattro classi d'uso, per ciascuna delle quali è assegnato un coefficiente d'uso CU. "In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso", le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica. "[§ 2.4.2 – NTC 2008]

"Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di VR che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d'uso CU:

$$V_r = C_n * C_u$$

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

Tab.2.4.II." [§ 2.4.3 - NTC 2008]:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_u	0,7	1	1,5	2
Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni				

Fissata la probabilità di superamento nel periodo di riferimento, individuata dall'obiettivo prestazionale da perseguire, e fissato il periodo di riferimento, avendo stabilito la classe d'uso della costruzione, si determina il periodo di ritorno dell'evento sismico al quale corrisponde un parametro di accelerazione al suolo a_g . Ovviamente a periodi di ritorno maggiori si associano accelerazioni di picco al suolo a_g più alte. Orientativamente si può ritenere che a_g vari con la radice quadrata del periodo di riferimento. Raddoppiare questo vuol dire quindi aumentare di circa il 40% l'accelerazione al suolo. L'impostazione seguita dalla norma italiana prevede però che per ciascuna località venga espressamente indicato il valore di a_g in funzione del periodo di riferimento. La costruzione che si intende progettare, come verrà meglio approfondito in seguito, rientra nella categoria di opere ordinarie di importanza normale, quindi con una vita nominale di 50 anni. L'uso della costruzione prevede normali affollamenti, essendo un edificio per civile abitazione, dunque sarà posto $C_u = 1$. La vita di riferimento si calcola come appena visto: $V_R = 50$ anni. La classificazione sismica generale si riferisce al moto di terreni compatti con superficie orizzontale. Quando lo strato roccioso di base (bed rock) non è affiorante, il moto in superficie è fortemente condizionato dalle caratteristiche degli strati superficiali di terreno; di ciò occorre dunque tenere conto per definire l'azione sismica in un determinato sito. Le norme definiscono le caratteristiche dello spettro di risposta elastico, in punti individuati da una griglia di circa dieci chilometri di lato e per ciascun valore del periodo di ritorno del sisma, mediante tre parametri, riferiti ad un suolo rigido (sottosuolo A). Questi tre parametri sono: a_g accelerazione al suolo, F_0 amplificazione spettrale massima per accelerazioni orizzontali, T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale. I parametri S_S e C_C , dipendenti dal tipo di suolo e il coefficiente di amplificazione S_T , dipendente dalla categoria topografica, tengono conto nella definizione dello spettro degli effetti di sito. Nel caso in oggetto la costruzione è eretta su una superficie orizzontale le cui caratteristiche geotecniche sono un dato progettuale, pertanto si pone: $S_T = 1$. Tutti gli altri parametri si determinano in accordo con le formule riportate nel paragrafo 3.2.3.2.1 "Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali" [NTC -2008].

5.2.3. *Categorie di sottosuolo*

Ai fini della definizione dell'azione sismica, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di queste analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo di 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s
E	Terreni di sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_{s,30} \geq 800$ m/s)

5.2.4. *Condizioni topografiche*

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale.

Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ < i < 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

6. Valutazione dell'azione sismica

Le azioni sismiche si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R . Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. L'Italia ha subito diverse classificazioni sismiche fino ad arrivare a quella attuale, stabilita nel 2010, che ha suddiviso il territorio italiano quattro zone, a pericolosità decrescente.

1. È la zona più pericolosa dove possono verificarsi forti terremoti
2. nei comuni inseriti in questa zona possono verificarsi terremoti abbastanza forti
3. I comuni interessati in questa zona possono essere soggetti a scuotimenti modesti
4. e la meno pericolosa, nei comuni inseriti in questa zona la possibilità dei danni sismici sono basse

Di fatto, con questa nuova classificazione, sparisce il territorio “non classificato”, che diviene zona 4, nel quale è facoltà delle Regioni prescrivere l'obbligo della progettazione antisismica. A ciascuna zona, inoltre, viene attribuito un valore dell'azione sismica utile per la progettazione, espresso in termini di accelerazione massima su roccia (zona 1=0.35 g, zona 2=0.25 g, zona 3=0.15 g, zona 4=0.05 g).

Il comune di Randazzo è stato classificato come zona sismica 2, corrispondente a una zona in cui i siti possono essere soggetti a terremoti abbastanza forti. Si vuole ora definire l'azione sismica riguardante questa zona. Le forme spettrali sono definite nella norma, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di vita utile della struttura, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- **a_g** accelerazione orizzontale massima al sito;
- **F_o** valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- **T^*C** periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Questi valori, necessari per la determinazione delle azioni sismiche, sono forniti dalla norma in funzione dei punti del reticolo di riferimento in cui è stata suddivisa l'Italia e del periodo di ritorno dell'azione sismica T_R . Nelle norme, l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X e Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti. La componente verticale in questa trattazione, verrà trascurata.

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

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

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

Si vede di seguito come vengono definite le forme spettrali.

6.1. Costruzione dello spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (NTC 08 par 3.2.3.2.1)

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

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi. Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento considerato, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

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

Dove:

- T periodo di vibrazione
- $S_e(T)$ accelerazione spettrale orizzontale

- **S** è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \cdot S_T$$

Essendo:

- **S_S** il coefficiente di amplificazione stratigrafica
- **S_T** il coefficiente di amplificazione topografica
- **η** e il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5 + \xi)}} \geq 0,55$$

dove **ξ** (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

- **F₀** è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;
- **T_C** è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

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

Dove:

- **T_C^{*}** è definito come il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.
- **C_C** è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo
- **T_B** è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante

$$T_B = T_C/3$$

- **T_D** è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 * \frac{a_g}{g} + 1,6$$

In mancanza di più rigorose analisi inerenti la risposta sismica locale della struttura, quali le componenti orizzontali del moto e le categorie di sottosuolo di fondazione, la forma spettrale su sottosuolo di categoria A è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico **S_S**, il coefficiente topografico **S_T** e il coefficiente **C_C** che modifica il valore del periodo **T_C**.

Per tener conto dell'amplificazione topografica e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati in funzione delle categorie topografiche e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento. Per categoria topografica T_1 , S_T vale 1.

- Spettri di progetto per gli stati limite di esercizio (NTC 08 par.3.2.3.3)

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro di risposta elastico corrispondente calcolato come prima visto, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento considerata.

- Spettri di progetto per gli stati limite ultimi (NTC 08 par.3.2.3.5)

Qualora le verifiche agli stati limite ultimi non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovra-resistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento, dividendo le ordinate con il fattore q , dove **q è il fattore di struttura**.

Si assumerà comunque:

$$S_d(T) \geq 0,2a_g$$

Al fine di definire il fattore succitato, è necessario definire la tipologia strutturale alla quale la nostra struttura appartiene.

6.2. Il fattore di struttura (NTC 08 par.7.4.3.2)

Ai fini del progetto o della verifica della struttura agli stati limite ultimi si tiene conto delle capacità dissipative della struttura riducendo le forze elastiche: viene così considerata in modo semplificato la capacità dissipativa anelastica della struttura, la sua sovra-resistenza, l'incremento del suo periodo proprio a seguito della diminuzione di rigidezza dovuta alle plasticizzazioni. Questo procedimento si effettua nel caso in cui non si faccia uso di opportuni accelerogrammi e analisi dinamiche al passo. Lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare allo SLC è lo spettro elastico con le ordinate ridotte sostituendo, nelle formule utilizzate per calcolarlo, η con

$1/q$ [3.2.3.5 – NTC] dove q è il fattore di struttura che dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità del materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione (punto 7.3.1):

$$q = q_0 \cdot K_R \cdot k_w$$

Dove:

q_0 : è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

K_R : è il fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza;

k_w : è il fattore di riduzione introdotto per prevenire il collasso delle strutture a seguito della rottura delle pareti ($k_w = 1,0$ per strutture a telaio e miste equivalenti a telai o $k_w = 0,5 \leq (1 + \alpha_0)/3 \leq 1$ per strutture a pareti, miste equivalenti a pareti o torsionalmente deformabili);

α_0 : è il valore assunto in prevalenza dal rapporto tra altezze e larghezze delle pareti. Nel caso in cui gli α_0 delle pareti non differiscano significativamente tra di loro, il valore di α_0 per l'insieme delle pareti può essere calcolato assumendo come altezza la somma delle altezze delle singole pareti e come larghezza la somma delle larghezze.

Il valore del fattore di struttura è massimo per i telai regolari multipiano a più campate in quanto sono caratterizzate da notevoli capacità deformative e dissipative, mentre diminuisce sempre di più man mano che si riduce l'iperstaticità del sistema e la capacità di distribuire uniformemente nei vari elementi strutturali la duttilità. Le strutture a nucleo risultano quindi quelle con fattore di riduzione minore. Per poter calcolare il fattore di struttura va dunque stabilita la tipologia della struttura (7.4.3.1) e verificata la sua regolarità in pianta e in elevazione. (7.2.2)

6.2.1. Verifica della tipologia strutturale (NTC08 par.7.4.3.1)

Per la determinazione del fattore di struttura le NTC2008 chiedono di identificare la tipologia di edificio oggetto della progettazione tra diverse tipologie di strutture sismo-resistenti proposte (NTC2008-7.4.3.1):

- Strutture a telaio, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base >65% della resistenza a taglio totale

- Strutture a pareti, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali e affidata principalmente a pareti singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base >65% della resistenza a taglio totale
- Strutture miste telaio-pareti, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di strutture miste equivalenti a telai, altrimenti si parla di strutture miste equivalenti a pareti;
- Strutture deformabili torsionalmente composte da telai o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione $r/l_s > 0,8$ nella quale:

r^2 = rapporto tra rigidezza torsionale e flessionale di piano;

$l_s^2 = (L^2 + B^2)/12$ (con L e B dimensioni in pianta del piano);

- Strutture a pendolo inverso, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione o nelle quali la dissipazione di energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale.

La rigidezza flessionale e la rigidezza torsionale sono state valutate utilizzando il modello dell'edificio realizzato con il software SAP2000. Si fissa una direzione e si esamina un piano: si bloccano gli spostamenti di tutti gli altri piani (nei rispettivi nodi Master), si lascia libero lo spostamento al piano in esame ed al nodo baricentrico (Master) si associa una forza di valore arbitrario nella direzione considerata (es. $F=1000$ kN); si esegue l'analisi e sullo stesso nodo si legge lo spostamento u nella stessa direzione. La rigidezza flessionale-traslazionale del piano vale:

$$K_{flex,i} = \frac{F, i}{u} \left[\frac{kN}{m} \right]$$

Si ripete quanto precede applicando lo stesso procedimento alla rotazione del piano, associando questa volta una coppia torcente M_t al nodo Master del piano (in luogo della forza F) e leggendo ivi la rotazione, in radianti, risultante.

$$K_{tors} = \frac{M_t}{\varphi} \left[kN * m \right]$$

Definite le rigidezze flessionali e torsionali, abbiamo preso (per la valutazione della deformabilità torsionale della struttura) il minimo tra le due rigidezze flessionali e calcolato il rapporto:

$$r = \sqrt{\frac{K_{tors}}{K_{flex}}} [m]$$

Il termine I_s , che ricorda il raggio giratore d'inerzia, per la nostra struttura, non avendo pianta rettangolare, è stato ripreso dal calcolo delle masse sismiche rotazionali.

Il rapporto tra r ed I_s deve, al fine di catalogare la struttura come non deformabile torsionalmente, essere superiore a 0,8.

Il calcolo va fatto per ciascuna delle due direzioni sismiche e, per la direzione prefissata, per ciascun piano.

Tabella rigidezze torsionali (con Momento max) RIF NTC08 pag. 243

	Momento di piano	rotaz [rad]	rot di piano	K tors	K tors/K flex x	K tors/K flex y	r ²	I _s ²	r/I _s	VERIFICA (r/I _s > 0,8)
PIANO 1	27470,36	0,00021	0,00021	130811222	70,769	88,428	70,769	51,445	1,173	non deformabile torsionalmente
PIANO 2	26890,58	0,00067	0,00046	58457777	71,073	91,774	71,073	51,445	1,175	non deformabile torsionalmente
PIANO 3	24571,46	0,00126	0,00059	41646543	74,323	96,045	74,323	51,445	1,202	non deformabile torsionalmente
PIANO 4	19353,45	0,00188	0,00062	31215238	79,229	101,979	79,229	51,445	1,241	non deformabile torsionalmente
COPERTURA	10076,98	0,00248	0,0006	16794968	75,773	98,625	75,773	44,564	1,304	non deformabile torsionalmente
TORRINO	42,18	0,00259	0,00011	383415	6,114	16,652	6,114	3,697	1,286	non deformabile torsionalmente

La struttura risulta non deformabile torsionalmente.

6.3. Regolarità in pianta e in elevazione

I requisiti per definire che un edificio sia *regolare in pianta* sono indicati dalle NTC2008-7.2.2 (comprensivi delle correzioni date da CIRC-7.2.2) e sono il rispetto contemporaneo di:

- la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze;

Regolarità in elevazione della massa [7.2.2 punto f - NTC]						
Piano	W [kN]	M _x =W/g [Kg]	M _y =W/g [Kg]	p ² [m ²]	M _{rot}	Riduzione %
I	3190,042	325,182624	325,1826239	51,45	16729,159	
II	3190,042	325,182624	325,1826239	51,45	16729,159	0
III	3190,042	325,182624	325,1826239	51,45	16729,159	0
IV	3190,042	325,182624	325,1826239	51,45	16729,159	0
Copertura	2654,30	270,570521	270,5705213	44,56	12057,622	-16,79429
Torrino	278,07	28,3458985	28,34589846	3,70	104,78701	-89,52366

- il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4; nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25% della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;

La struttura in esame presenta una sporgenza di 4,8 m, che, se paragonata ai 15 m totali, non rispetta le condizioni di regolarità in pianta.

- gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

In conclusione, non rispettando uno dei criteri, l'edificio risulta non regolare in pianta.

Sempre riferendosi agli edifici, una costruzione è regolare in altezza se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;
- massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%);

ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;

FORZA APPLICATA	SFORZO TAGLIANTE		SFORZO NORMALE
	DIR X	DIR Y	DIR Z
	1000,000	1000,000	20235,900
PARETI E NUCLEO	784,650	751,945	4561,900
	78%	75%	23%
PILASTRI	215,350	248,055	15674,000
	22%	25%	77%

Rispettando entrambe le prescrizioni, la struttura risulta essere regolare in altezza.

Si nota come la regolarità sia riconducibile ad una "armonia" geometrica dell'edificio.

6.3.1. Calcolo del fattore di struttura

Ultimo dato di progetto necessario per il calcolo del fattore di struttura è la classe di duttilità secondo cui viene progettato l'edificio. Per garantire un comportamento dissipativo d'insieme le deformazioni plastiche devono essere distribuite nel maggior numero possibile negli elementi duttili, in particolare in quelli soggetti a sforzi normali limitati (le travi) evitando così al contempo che si manifestino negli elementi meno duttili (pilastri soggetti a sforzi normali importanti) e nei meccanismi resistenti fragili (resistenza a taglio, resistenza dei nodi trave-pilastro). A tal riguardo la normativa definisce due classi di duttilità (o livelli di capacità dissipative) che si differenziano in funzione della capacità dell'edificio in c.a. di dissipare energia in campo anelastico per azioni cicliche ripetute:

- CD "A" ossia alta prevede che sotto l'azione sismica di progetto la struttura si trasforma in un meccanismo dissipativo ad elevata capacità;
- CD "B" ossia bassa prevede che tutti gli elementi strutturali abbiano una soglia minima di duttilità.

In funzione della scelta intrapresa variano sia le modalità di applicazione del criterio della gerarchia delle resistenze, sia l'entità dell'azione sismica di progetto, poichè varia il fattore di struttura q . Avendo scelto di realizzare la struttura in CD "A" è richiesta la certezza della capacità operativa delle maestranze che devono realizzare correttamente i dettagli costruttivi.

Ricordando ora la nota formula per il calcolo del fattore di struttura $q = q_0 \cdot K_r \cdot K_w$ e avendo a disposizione tutte le conoscenze necessarie sulla struttura si passa al calcolo di q . Il parametro q_0 dipende dalla regolarità in pianta e dalla tipologia strutturale, mentre K_r dalla regolarità in altezza.

- K_r : la struttura è regolare in altezza sia in direzione x sia in direzione y .

Tipologia REGOLARI IN ALTEZZA	
Strutture regolari	1
strutture non regolari	0,8

TABELLA 6.9: COEFFICIENTI PER LA REGOLARITA' IN ALTEZZA

q_0 : la struttura progettata in classe di duttilità alta e risulta mista equivalente a pareti in entrambe le direzioni. Il valore di α_u/α_1 per strutture non regolari in pianta si trova mediando il valore di α_u/α_1 di quelle regolari in pianta con 1. In basso sono evidenziati i valori scelti:

Tipologia	q_0		
	Classe di duttilità (NTC2008-7.2.1)		
	Bassa “B”	Alta “A”	
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	3,0 α_u/α_1	4,5 α_u/α_1	a) strutture a telaio o miste equivalenti a telai: – strutture a telaio di un piano $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$; – strutture a telaio con più piani ed una sola cam- pata $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$; – strutture a telaio con più piani e più campate $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$.
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	4,0 α_u/α_1	b) strutture a pareti o miste equivalenti a pareti: – strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale $\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$; – altre strutture a pareti non accoppiate $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$; – strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$.
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0	
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0	

Tabella 4.10. Fattore di struttura q_0
in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità

Essendo la struttura non regolare in piante, si è dovuto mediare il valore scelto del rapporto α_u/α_0 con 1. Il risultato è stato di 1,07.

• **Kw:**

$$\begin{cases} 1 & \text{per strutture a telaio e miste equivalenti a telaio} \\ 0.5 \leq \frac{1+\alpha_0}{3} \leq 1 & \text{per strutture a pareti, miste equivalenti a pareti, torsionalmente deformabili} \end{cases}$$

dove α_0 è il valore assunto in prevalenza dal rapporto tra altezze e larghezze delle pareti. Nel caso in cui gli α_0 delle pareti non differiscano significativamente tra di loro, il valore di α_0 per l'insieme delle pareti può essere calcolato assumendo come altezza la somma delle altezze delle singole pareti e come larghezza la somma delle larghezze.

Nel caso in esame $\frac{1+\alpha_0}{3}$ non rientra all'interno dei limiti e quindi è stato usato il valore $Kw=1$.

CD "A"

α_u/α_1	q_0	Kr^*	q
1,07	4,5	1,0	4,8

6.4. Individuazione della pericolosità del sito

In questa prima fase è necessario localizzare le coordinate del sito sul quale si vuole realizzare la struttura nel territorio nazionale. La longitudine e latitudine di riferimento per questo progetto sono quelle del comune di Randazzo (CT), in Sicilia.

- longitudine 14.95°
- latitudine 37.883°

I valori delle azioni sismiche ottenuti sono il risultato dell'interpolazione dei valori misurati nei nodi della maglia nazionale più vicini al sito.

6.5. Scelta della strategia di progettazione

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

$$V_R = V_N \times C_U$$

La struttura ricade nella classe delle *strutture ordinarie*, la vita nominale è assunta pari a 50, e poichè la costruzione "*prevede normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali*" la classe d'uso è la II cui corrisponde un coefficiente d'uso pari a 1. Il periodo di riferimento per la struttura presa in esame vale dunque 50 anni. Sono quindi univocamente definiti in base alle indicazioni della normativa i valori del periodo di ritorno dell'azione sismica nei vari Stati Limite in corrispondenza del periodo di riferimento della costruzione (50 anni).

6.6. Determinazione dell'azione di progetto

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare in questa terza fase l'effetto della risposta sismica locale. Nel caso preso in esame il sito può essere classificato come tipo B, con condizioni topografiche di tipo T1.

In questa fase è possibile visualizzare gli spettri ottenuti in corrispondenza del sito in esame, mediante il file fornito dall'NTC08, sulla base dei valori sopra calcolati:

Localizzazione del sito:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
14,9505

LATITUDINE
37,8771

☒ Ricerca per comune


REGIONE
Sicilia


PROVINCIA
Catania

COMUNE
Randazzo

Elaborazioni grafiche
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito


Reticolo di riferimento


La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Controllo sul reticolo
☒ Sito esterno al reticolo
☐ Interpolazione su 3 nodi
☐ Interpolazione corretta

Interpolazione
 superficie rigata

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

Inserimento dei parametri relativi all'uso dell'edificio e alla strategia di progettazione scelta:

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N 50 info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U 1 info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R 50 info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

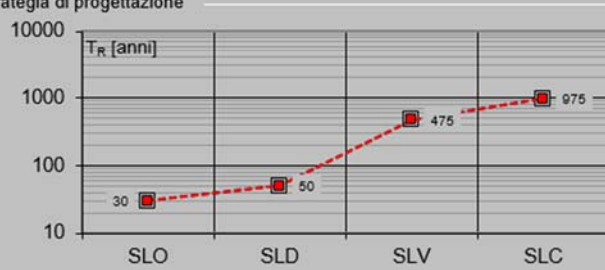
Stati limite di esercizio - SLE

SLO - $P_{VR} = 81\%$	30
SLD - $P_{VR} = 63\%$	50

Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{VR} = 10\%$	475
SLC - $P_{VR} = 5\%$	975

Elaborazioni
 Grafici parametri azione
 Grafici spettri di risposta
 Tabella parametri azione

Strategia di progettazione


LEGENDA GRAFICO
 ---○--- Strategia per costruzioni ordinarie
 ---■--- Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

Sulla base dei valori sopra inseriti, vengono calcolate le terne caratterizzanti lo spettro per i 4 periodi di ritorno preimpostati.

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0,069	2,509	0,253
SLD	50	0,084	2,511	0,268
SLV	475	0,183	2,513	0,329
SLC	975	0,228	2,568	0,344

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Nella fase 3 è possibile scegliere la tipologia di spettro da graficare (elastico o anelastico) per ogni periodo di ritorno.

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato: SLV info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo: B info

Categoria topografica: T1 info

$S_S = 1,200$
 $h/H = 0,000$
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

$C_C = 1,373$ info
 $S_T = 1,000$ info

Compon. orizzontale

☒ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 $\eta = 1,000$ info

☐ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_o 4,8 Regol. in altezza si info

Compon. verticale

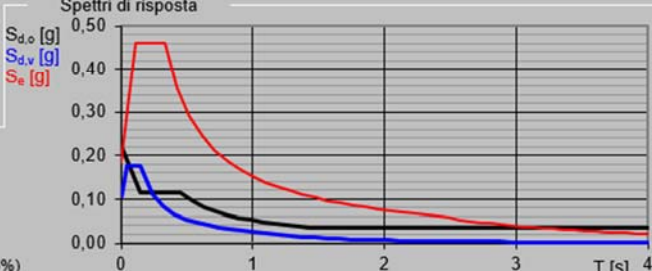
Spettro di progetto Fattore q 1,5 $\eta = 0,667$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta →

Parametri e punti spettri di risposta →

Spettri di risposta



$S_{d,o}$ [g]
 $S_{d,v}$ [g]
 S_e [g]

— Spettro di progetto - componente orizzontale
— Spettro di progetto - componente verticale
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Si sono infine ricavati gli spettri di progetto anelastico all'SLV per poter procedere alla progettazione della struttura, e lo spettro di progetto elastico all'SLD per la verifica suggerita dall'NTC08 per il limite massimo di drift di piano.

Di seguito sono riportati i dati riguardanti lo spettro anelastico allo SLV.

Parametri indipendenti

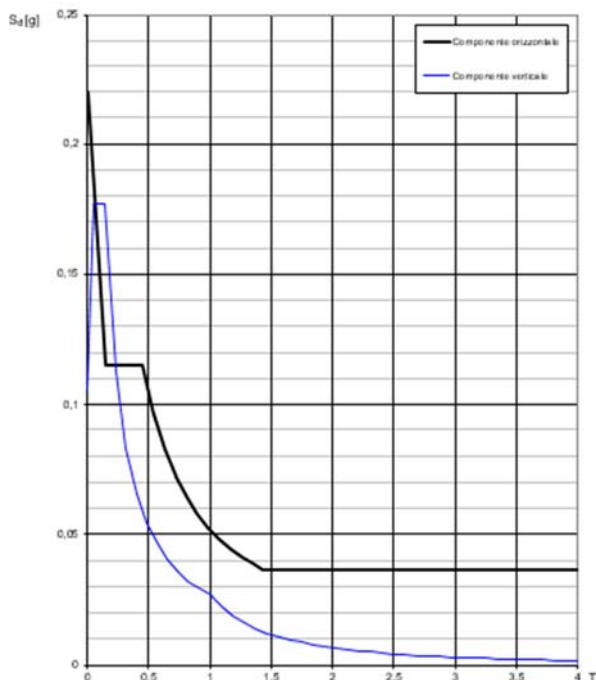
STATO LIMITE	SLV
a_g	0,183 g
F_0	2,513
T_C	0,329 s
S_S	1,200
C_C	1,373
S_T	1,000
q	4,800

Parametri dipendenti

S	1,200
η	0,208
T_B	0,151 s
T_C	0,453 s
T_D	2,332 s

Punti dello spettro di risposta

	$T[s]$	$S_e[g]$
	0,000	0,220
T_B	0,151	0,115
T_C	0,453	0,115
	0,542	0,036
	0,632	0,082
	0,721	0,072
	0,811	0,064
	0,900	0,058
	0,990	0,053
	1,079	0,048
	1,169	0,045
	1,258	0,041
	1,348	0,039
	1,437	0,037
	1,527	0,037
	1,616	0,037
	1,706	0,037
	1,795	0,037
	1,885	0,037
	1,974	0,037
	2,063	0,037
	2,153	0,037
	2,242	0,037
T_D	2,332	0,037
	2,411	0,037
	2,491	0,037
	2,570	0,037
	2,650	0,037
	2,729	0,037
	2,809	0,037
	2,888	0,037
	2,967	0,037
	3,047	0,037
	3,126	0,037
	3,206	0,037
	3,285	0,037
	3,365	0,037
	3,444	0,037
	3,523	0,037
	3,603	0,037
	3,682	0,037
	3,762	0,037
	3,841	0,037
	3,921	0,037
	4,000	0,037

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato SLV

La verifica dell'adeguatezza del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere di responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Spettro elastico all'SLD:

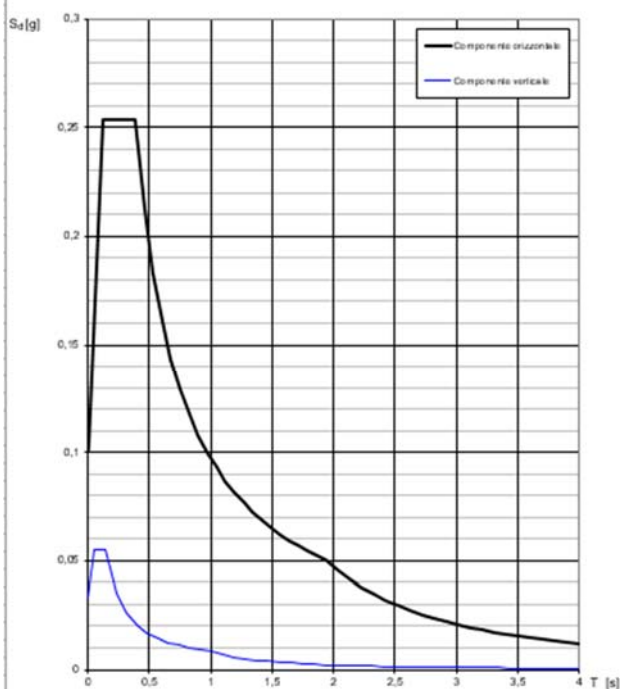
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,084 g
F_0	2,511
T_C	0,268 s
S_S	1,200
C_C	1,431
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,200
η	1,000
T_B	0,128 s
T_C	0,384 s
T_D	1,937 s

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato SLD



Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,101
T_B	0,128	0,254
T_C	0,384	0,254
	0,458	0,213
	0,532	0,183
	0,606	0,161
	0,680	0,143
	0,753	0,129
	0,827	0,118
	0,901	0,108
	0,975	0,100
	1,049	0,093
	1,123	0,087
	1,197	0,081
	1,271	0,077
	1,345	0,072
	1,419	0,069
	1,493	0,065
	1,567	0,062
	1,641	0,059
	1,715	0,057
	1,789	0,054
	1,863	0,052
T_D	1,937	0,050
	2,035	0,046
	2,133	0,041
	2,231	0,038
	2,330	0,035
	2,428	0,032
	2,526	0,030
	2,624	0,027
	2,723	0,025
	2,821	0,024
	2,919	0,022
	3,017	0,021
	3,116	0,019
	3,214	0,018
	3,312	0,017
	3,410	0,016
	3,509	0,015
	3,607	0,014
	3,705	0,014
	3,803	0,013
	3,902	0,012
	4,000	0,012

6.7. *Requisiti nei confronti degli stati limite*

Sotto l'effetto delle azioni sismiche che abbiamo definito, deve essere garantito il rispetto degli stati limite ultimi e di esercizio, individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, le strutture di fondazione, gli elementi strutturali, gli elementi non strutturali, gli impianti. In mancanza di espresse indicazioni in merito, il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito (DM 08 par 7.1) :

- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo SLD;
- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive, riportate nel seguito, e siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLV.

Fanno eccezione a quanto detto le costruzioni di classe d'uso III e IV, per gli elementi non strutturali e gli impianti delle quali è richiesto anche il rispetto delle verifiche di sicurezza relative allo SLO, poichè la struttura che si sta progettando è di classe II sarà sufficiente considerare le verifiche allo SLD e SLV.

Per contenere le incertezze e garantire un buon comportamento delle strutture sotto azioni sismiche, devono essere adottati provvedimenti specifici volti ad assicurare caratteristiche di duttilità agli elementi strutturali ed alla costruzione nel suo insieme. Le strutture di fondazione devono resistere agli effetti risultanti della risposta del terreno e delle strutture sovrastanti, senza spostamenti permanenti incompatibili con lo stato limite di riferimento.

La circolare n.617 pubblicata il 2 febbraio del 2009 fornisce una tabella riassuntiva che riassume le verifiche di sicurezza da effettuare in funzione della classe d'uso della struttura.

SL	Descrizione della prestazione	Riferimento Norme	Classe d'uso			
			I	II	III	IV
SLO	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2			x	x
	Funzionalità degli impianti	§ 7.3.7.3			x	x
SLD	Resistenza degli elementi strutturali	§ 7.3.7.1			x	x
	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2	x	x		
	Contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Contenimento degli spostamenti permanenti dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x
SLV	Assenza di martellamento tra strutture contigue	§ 7.2.2	x	x	x	x
	Resistenza delle strutture	§ 7.3.6.1	x	x	x	x
	Duttilità delle strutture	§ 7.3.6.2	x	x	x	x
	Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Resistenza dei sostegni e collegamenti degli impianti	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Stabilità del sito	§ 7.11.3	x	x	x	x
	Stabilità dei fronti di scavo e dei rilevati	§ 7.11.4	x	x	x	x
	Resistenza del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Stabilità dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x
	Stabilità delle paratie	§ 7.11.6.3.2	x	x	x	x
	Resistenza e stabilità dei sistemi di contrasto e degli ancoraggi	§ 7.11.6.4.2	x	x	x	x
SLC	Resistenza dei dispositivi di vincolo temporaneo tra costruzioni isolate	§ 7.2.1	x	x	x	x
	Capacità di spostamento degli isolatori	§ 7.10.6.2.2	x	x	x	x

Come si può notare dalla sovrastante tabella, per le strutture ricadenti in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile, così da ridurre i costi di riparazione dovuti ai danni subiti dalla struttura. Tale verifica va effettuata per eventi sismici con probabilità di occorrenza $PVR=63\%$ [3.2.1 - NTC] a cui corrisponde un tempo di ritorno $TR=50$ anni. Si considera dunque un sisma con periodo di ritorno inferiore a quello dell'azione di progetto allo SLC (derivante dallo spettro elastico) e quindi più frequente, ma con accelerazioni minori. Non si fa poi affidamento sulle risorse plastiche della struttura (che deve rimanere sostanzialmente in campo elastico), cioè non si utilizzano fattori di struttura.

La verifica si esegue in termini di spostamento, si deve cioè garantire che gli spostamenti strutturali non producano danni tali da rendere temporaneamente inagibile l'edificio. Questa condizione si potrà ritenere soddisfatta se gli spostamenti interpiano, Δ_r , intesi come spostamento relativo tra due piani successivi, ottenuti dall'analisi, rispettino i limiti riportati al punto [7.3.7.2 - NTC]:

- a) Per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa

$$dr < 0,005 h$$

- b) Per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano drp , per effetto della loro deformabilità intrinseca, ovvero dei collegamenti della struttura:

$$dr < drp < 0,01h$$

- c) Per costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria

$$dr < 0,003h$$

- d) Per costruzioni con struttura portante in muratura armata

$$dr < 0,004h$$

Per eseguire tale verifica è stato introdotto nel codice di calcolo SAP 2000 lo spettro riportato precedentemente relativo allo SLD e si sono poi controllati i vari spostamenti prodotti dall'azione sismica. Poiché l'edificio in questione ricade nel caso a), la verifica allo SLD risulta soddisfatta come riportato di seguito:

Piano	z [m]	h di piano	Spostamento totale		Drift di piano		Verifica Drift	
			X	Y	X	Y	X	Y
0	0	0	0	0	0	0	Verificato	Verificato
1	3,2	3,2	0,0015	-0,0018	0,0015	-0,0018	Verificato	Verificato
2	6,4	3,2	0,0047	-0,0057	0,0032	-0,0039	Verificato	Verificato
3	9,6	3,2	0,0088	-0,0106	0,0041	-0,0049	Verificato	Verificato
4	12,8	3,2	0,0133	-0,0159	0,0045	-0,0053	Verificato	Verificato
5	16	3,2	0,0176	-0,0211	0,0043	-0,0052	Verificato	Verificato
6	19,2	3,2	0,0202	-0,0251	0,0026	-0,004	Verificato	Verificato

Verifica degli spostamenti allo SLD

7. Calcolo dei pesi sismici

7.1. I Pesi sismici

La norma prevede la possibilità di eseguire l'analisi lineare o non lineare [7.3.1-NTC]. Nel caso in esame ci si riferisce ad un'analisi lineare con modello elastico. Il modello è caratteristico da 3 gradi di libertà per piano, e ad ognuno di essi va associata una massa o un peso sismico. La norma prescrive di determinare i pesi sismici sommando ai carichi permanenti G_k e G_2 le azioni variabili Q_k moltiplicate per i coefficienti di combinazione delle azioni variabili $\psi_{2,j}$ che tiene conto della probabilità che tutti i carichi siano contemporaneamente presenti in occasione del sisma. Dunque gli effetti del sisma si valutano tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali [3.2.4 NTC].

$$W_i = G_k + \sum_j \psi_{2,j} Q_{kj}$$

W_i peso sismico i-esimo piano;

$\psi_{2,j}$ coefficiente di combinazione dell'azione variabile j-esima;

G_k, Q_k valori permanenti e variabili caratteristici;

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Di seguito sono riportati i calcoli effettuati per determinare i pesi sismici dei diversi piani:

Peso sismico solaio

Il peso proprio del solaio noto dall'analisi dei carichi è:

$G_{1\text{solaio}}$: 2.50 kN/m²

$G_{2\text{solaio}}$: 2.63 kN/m²

Q_k : 2,00 kN/m²

Considerando un coefficiente $\psi_2=0.3$

$$W_{\text{solaio}} = G_{1\text{solaio}} + G_{2\text{solaio}} + Q_k \cdot \psi_2$$

In conclusione il peso sismico del solaio del singolo piano viene ricavato dal prodotto $\text{Superficie}_{\text{solaio}} \cdot \text{Peso}_{\text{solaio}}(W_{\text{solaio}})$

Si noti che nel calcolo dei pesi sismici dei **balconi, pianerottoli e rampe** valgono le stesse considerazioni sopra riportate.

7.2. *Peso sismico travi*

Nella valutazione del carico unitario si considera anche la fascia piena del solaio nella misura di 10cm, da conteggiarsi da un solo lato per le travi esterne e da entrambi i lati per le travi interne. Si deve quindi decurtare del valore del carico unitario così calcolato l'aliquota del solaio dovuto ai travetti, soletta e laterizi ($0.8+0.7+1=2,50\text{kN/m}^2$). Da tale considerazione si ricava il peso proprio delle travi come:

Travi esterne 30x50

$$G_{\text{travi}} = [(0.30 \cdot 0.55) + (0.10 \cdot 0.275)] \cdot 25 - 0.4 \cdot 2,50 = 3,44 \text{ kN/m}$$

Travi interne 30x50

$$G_{\text{travi}} = [(0.30 \cdot 0.55) + (0.20 \cdot 0.275)] \cdot 25 - 0.5 \cdot 2,50 = 3,87 \text{ kN/m}$$

Successivamente sono state definite le lunghezze nette delle travi (lunghezze reali decurtate dallo spessore dei pilastri) L_{travi}

$$W_{\text{travi}} = L_{\text{travi}} \cdot G_{\text{travi}}$$

7.3. *Peso sismico pilastri*

Dopo il predimensionamento dei 18 pilastri, è stato calcolato per ognuno di esse il peso proprio come

$$G_{\text{pilastri}} = (b \times h) \times 25 \text{ kN/m}^3$$

Il peso totale dei pilastri sul piano d'analisi è stato definito come somma dei pilastri interessati dal piano stesso:

$$G_{\text{tot pilastri}} = \sum_i G_i$$

Per ottenere il peso sismico sul piano dovuto ai pilastri, è stato effettuato il prodotto fra il peso totale dei pilastri interessati e l'altezza d'interesse sul livello in esame, ovvero la metà del piano sovrastante e sottostante al solaio d'interesse.

$$W_{\text{pilastri}} = G_{\text{tot pilastri}} \cdot \left(\frac{3,20}{2} \text{ m} + \frac{3,20}{2} \text{ m} \right)$$

7.4. Calcolo delle masse sismiche

Per calcolare le masse sismiche è necessario dividere i pesi sismici precedentemente calcolati per l'accelerazione di gravità $g = 9,81 \frac{m}{s^2}$

$$M_i = \frac{W_i}{g}$$

M_i = Massa sismica del singolo piano da assegnare sia allo spostamento X che Y.

La massa da associare al terzo grado di libertà, la rotazione si calcola come:

$$M_{rot} = M_i \times \rho^2$$

ρ = raggio giratore d'inerzia polare, calcolato come :

$$\rho = \frac{I_p}{A_{tot}}$$

I_p = Momento d'inerzia polare, calcolato come somma del momento d'inerzia rispetto agli assi principali baricentri I_x ed I_y .

Di seguito si riportano i calcoli relativi al peso sismico del primo, secondo, terzo e quarto piano:

Primo, Secondo, Terzo e quarto piano:

Elemento	Volume	Altezza in z	Area	Coordinate baricentro (sistema assi scelto)		Peso a m ²	Peso sismico	Massa sismica	Calcolo baricentro per peso	
				X	Y				x	y
Solaio interno	37,72	0,20	188,60	10,96	5,46	5,73	1081,43	110,24	11853,84	5907,68
Solaio balcone	1,83	0,16	11,44	10,00	5,05	11,43	130,78	13,33	1307,75	660,41
Fasce piene interno	6,57	0,20	32,83	10,41	6,30	8,23	270,19	27,54	2812,69	1701,24
Fasce piene balcone	1,18	0,16	7,37	10,00	5,18	15,78	116,32	11,86	1163,18	602,25
Tamponature 70%	15,03	2,70	5,57	10,19	5,06	21,42	119,20	12,15	1214,51	602,70
Tamponature 80%	36,23	2,70	13,42	10,05	7,36	24,48	328,45	33,48	3301,65	2417,16
Vano ascensore	3,78	3,20	1,18	7,50	12,03	80,00	94,40	9,62	708,00	1135,60
Rampe scala	0,96	0,15	6,40	7,50	12,28	8,41	53,86	5,49	403,94	661,62
Pianerottoli	1,17	0,15	7,82	7,50	13,06	7,01	54,79	5,59	410,92	715,30

Travi		Dimensioni sezione		Area	Lunghezza netta	Coordinate baricentro (sistema assi scelto)		Peso a m ²	Peso sismico	Massa sismica	Calcolo baricentro x peso	
		H	B			X	Y				X	Y
PERMANENTI	T 1-15	0,5	0,3	0,15	4,25	14,8	12,625	3,75	15,94	1,625	235,88	201,21
	T 1-16	0,5	0,3	0,15	4,25	9,8	12,625	4,72	20,06	2,044	196,55	253,20
	T 1-17	0,5	0,3	0,15	4,25	5,2	12,625	3,75	15,94	1,625	82,88	201,21
	T 1-18	0,5	0,3	0,15	3,85	20	8,025	4,72	18,17	1,852	363,36	145,80
	T 1-19	0,5	0,3	0,15	4,55	14,8	7,625	4,72	21,47	2,189	317,78	163,72
	T 1-20	0,5	0,3	0,15	4,55	9,8	7,625	4,72	21,47	2,189	210,42	163,72
	T 1-21	0,5	0,3	0,15	4,55	5,2	7,625	4,72	21,47	2,189	111,65	163,72
	T 1-22	0,5	0,3	0,15	4,05	0	8,025	4,72	19,11	1,948	0,00	153,37
	T 1-23	0,5	0,3	0,15	3,75	20	2,025	4,72	17,70	1,804	353,93	35,83
	T 1-24	0,5	0,3	0,15	4,5	14,8	2,4	4,72	21,24	2,165	314,29	50,97
	T 1-25	0,5	0,3	0,15	4,5	9,8	2,4	4,72	21,24	2,165	208,11	50,97
	T 1-26	0,5	0,3	0,15	4,5	5,2	2,4	4,72	21,24	2,165	110,42	50,97
	T 1-27	0,5	0,3	0,15	3,85	0	2,075	4,72	18,17	1,852	0,00	37,70
PERIMETRALI	T1-1	0,5	0,3	0,15	4,7	12,3	15	3,75	17,63	1,797	216,79	264,38
	T1-2	0,5	0,3	0,15	4,3	7,5	15	3,75	16,13	1,644	120,94	241,88
	T1-3	0,5	0,3	0,15	4,9	17,4	10,2	3,75	18,38	1,873	319,73	187,43
	T1-6	0,5	0,3	0,15	4,8	2,6	10,2	3,75	18,00	1,835	46,80	183,60
	T1-11	0,5	0,3	0,15	2,1	16,1	0	3,75	7,88	0,803	126,79	0,00
	T1-12	0,5	0,3	0,15	4,5	12,3	0	3,75	16,88	1,720	207,56	0,00
	T1-13	0,5	0,3	0,15	2,85	8,125	0	3,75	10,69	1,089	86,84	0,00
	T1-14	0,5	0,3	0,15	3,45	1,925	0	3,75	12,94	1,319	24,90	0,00
COLLEGAMENTO	T1-4	0,5	0,3	0,15	4,7	12,3	10,2	4,72	22,18	2,261	272,81	226,23
	T1-5	0,5	0,3	0,15	4,3	7,5	10,2	4,72	20,29	2,068	152,19	206,98
	T1-7	0,5	0,3	0,15	4,9	17,5	5	4,72	23,12	2,357	404,65	115,62
	T1-8	0,5	0,3	0,15	4,7	12,4	5	4,72	22,18	2,261	275,02	110,90
	T1-9	0,5	0,3	0,15	4,3	8,85	5	4,72	20,29	2,068	179,58	101,46
	T1-10	0,5	0,3	0,15	4,9	2,65	5	4,72	23,12	2,357	61,28	115,62
INTERP.	Ti-0-1	0,55	0,3	0,165	4,3	7,5	15	4,13	17,74	1,808	133,03	266,06

Pilastr	Dimensioni sezione		Area	Altezza direzione z	Coordinate baricentro (sistema assi scelto)		Carichi a m ²	Peso sismico	Massa sismica	Calcolo baricentro x peso	
	Lx	Ly			X	Y				x	y
P1	0,3	0,4	0,12	3,2	14,8	14,95	80	9,6	0,979	142,08	143,52
P2	0,3	0,4	0,12	3,2	9,8	14,95	80	9,6	0,979	94,08	143,52
P3	0,3	0,4	0,12	3,2	5,2	14,95	80	9,6	0,979	49,92	143,52
P4	0,3	0,4	0,12	3,2	20	10,15	80	9,6	0,979	192	97,44
P5	0,3	0,6	0,18	3,2	14,8	10,2	80	14,4	1,468	213,12	146,88

P6	0,3	0,6	0,18	3,2	9,8	10,2	80	14,4	1,468	141,12	146,88
P7	0,3	0,6	0,18	3,2	5,2	10,2	80	14,4	1,468	74,88	146,88
P8	0,4	0,3	0,12	3,2	0,05	10,2	80	9,6	0,979	0,48	97,92
P9	0,3	2,2	0,66	3,2	20	5	80	52,8	5,382	1056	264
P10	0,3	0,7	0,21	3,2	14,8	5	80	16,8	1,713	248,64	84
P11	0,3	0,7	0,21	3,2	9,8	5	80	16,8	1,713	164,64	84
P12	0,3	0,7	0,21	3,2	5,2	5	80	16,8	1,713	87,36	84
P13	0,3	2	0,6	3,2	0	5	80	48	4,893	0	240
P14	3	0,3	0,9	3,2	18,65	0	80	72	7,339	1342,8	0
P15	0,5	0,3	0,15	3,2	14,8	0	80	12	1,223	177,6	0
P16	0,5	0,3	0,15	3,2	9,8	0	80	12	1,223	117,6	0
P17	3	0,3	0,9	3,2	5,2	0	80	72	7,339	374,4	0
P18	0,4	0,3	0,12	3,2	0,05	0	80	9,6	0,979	0,48	0

Piano di copertura praticabile:

Elemento	Volume	Altezza in z	Area	Coordinate baricentro (sistema assi scelto)		Peso a m ²	Peso sismico	Massa sismica	Calcolo baricentro x peso	
				X	Y				X	Y
Solaio interno	37,72	0,2	188,6	10,96	5,46	5,09	959,22	97,780	10514,26	5240,06
Fasce piene interno	6,566	0,2	32,83	10,41	6,30	7,58	248,92	25,374	2591,24	1567,29
Tamponature 70%	9	1,1	8,4	9,68	6,02	8,73	73,42	7,484	710,88	442,27
Tamponature 80%	23	1,1	20,9	9,51	8,61	9,97	208,01	21,204	1979,21	1791,23
Parapetto copertura	18	1	18,1	10,59	5,67	13,81	249,75	25,459	2643,67	1415,75
Vano ascensore	3,776	3,2	1,18	7,50	12,03	80,00	94,40	9,623	708,00	1135,60
Rampe scala	0,49	0,15	3,24	9,01	12,30	8,41	27,25	2,778	245,62	335,18
Pianerottoli	0,77	0,15	5,16	7,50	12,45	7,01	36,17	3,687	271,29	450,34

Travi		Dimensioni sezione		Area	Lunghezza netta	Coordinate baricentro (sistema assi scelto)		Peso a m ²	Peso sismico	Massa sismica	Calcolo baricentro x peso	
		H	B			X	Y				X	Y
PERMANENTI	T 1-15	0,5	0,3	0,15	4,25	14,8	12,625	3,75	15,94	1,625	235,88	201,21
	T 1-16	0,5	0,3	0,15	4,25	9,8	12,625	4,52	19,23	1,960	188,45	242,77
	T 1-17	0,5	0,3	0,15	4,25	5,2	12,625	3,75	15,94	1,625	82,88	201,21

	T 1-18	0,5	0,3	0,15	3,85	20	8,025	3,75	14,44	1,472	288,75	115,86
	T 1-19	0,5	0,3	0,15	4,55	14,8	7,625	4,52	20,59	2,099	304,69	156,98
	T 1-20	0,5	0,3	0,15	4,55	9,8	7,625	4,52	20,59	2,099	201,75	156,98
	T 1-21	0,5	0,3	0,15	4,55	5,2	7,625	4,52	20,59	2,099	107,05	156,98
	T 1-22	0,5	0,3	0,15	4,05	0	8,025	3,75	15,19	1,548	0,00	121,88
	T 1-23	0,5	0,3	0,15	3,75	20	2,025	3,75	14,06	1,433	281,25	28,48
	T 1-24	0,5	0,3	0,15	4,5	14,8	2,4	4,52	20,36	2,076	301,34	48,87
	T 1-25	0,5	0,3	0,15	4,5	9,8	2,4	4,52	20,36	2,076	199,53	48,87
	T 1-26	0,5	0,3	0,15	4,5	5,2	2,4	4,52	20,36	2,076	105,88	48,87
	T 1-27	0,5	0,3	0,15	3,85	0	2,075	3,75	14,44	1,472	0,00	29,96
PERIMETRALI	T1-1	0,5	0,3	0,15	4,7	12,3	15	3,75	17,63	1,797	216,79	264,38
	T1-2	0,5	0,3	0,15	4,3	7,5	15	3,75	16,13	1,644	120,94	241,88
	T1-3	0,5	0,3	0,15	4,9	17,4	10,2	3,75	18,38	1,873	319,73	187,43
	T1-6	0,5	0,3	0,15	4,8	2,6	10,2	3,75	18,00	1,835	46,80	183,60
	T1-11	0,5	0,3	0,15	2,1	16,1	0	3,75	7,88	0,803	126,79	0,00
	T1-12	0,5	0,3	0,15	4,5	12,3	0	3,75	16,88	1,720	207,56	0,00
	T1-13	0,5	0,3	0,15	2,85	8,125	0	3,75	10,69	1,089	86,84	0,00
	T1-14	0,5	0,3	0,15	3,45	1,925	0	3,75	12,94	1,319	24,90	0,00
COLLEGAMENTO	T1-4	0,5	0,3	0,15	4,7	12,3	10,2	4,52	21,27	2,168	261,57	216,91
	T1-5	0,5	0,3	0,15	4,3	7,5	10,2	4,52	19,46	1,983	145,92	198,45
	T1-7	0,5	0,3	0,15	4,9	17,5	5	4,52	22,17	2,260	387,98	110,85
	T1-8	0,5	0,3	0,15	4,7	12,4	5	4,52	21,27	2,168	263,69	106,33
	T1-9	0,5	0,3	0,15	4,3	8,85	5	4,52	19,46	1,983	172,18	97,28
	T1-10	0,5	0,3	0,15	4,9	2,65	5	4,52	22,17	2,260	58,75	110,85
INTERP.	Ti-0-1	0,55	0,3	0,165	4,3	7,5	15	4,13	17,74	1,808	133,03	266,06

Pilastrì	Dimensioni sezione		Area	Altezza direzione z	Coordinate baricentro (sistema assi scelto)		Carichi a m²	Peso sismico	Massa sismica	Calcolo baricentro x peso	
	Lx	Ly			X	Y				X	Y
P1	0,3	0,4	0,12	1,85	14,8	14,95	46,25	5,55	0,566	82,14	82,97
P2	0,3	0,4	0,12	3,2	9,8	14,95	80	9,6	0,979	94,08	143,52
P3	0,3	0,4	0,12	3,2	5,2	14,95	80	9,6	0,979	49,92	143,52
P4	0,3	0,4	0,12	1,85	20	10,15	46,25	5,55	0,566	111,00	56,33

P5	0,3	0,6	0,18	1,85	14,8	10,2	46,25	8,325	0,849	123,21	84,92
P6	0,3	0,6	0,18	3,2	9,8	10,2	80	14,4	1,468	141,12	146,88
P7	0,3	0,6	0,18	3,2	5,2	10,2	80	14,4	1,468	74,88	146,88
P8	0,4	0,3	0,12	1,85	0,05	10,2	46,25	5,55	0,566	0,28	56,61
P9	0,3	2,2	0,66	1,85	20	5	46,25	30,525	3,112	610,50	152,63
P10	0,3	0,7	0,21	1,85	14,8	5	46,25	9,7125	0,990	143,75	48,56
P11	0,3	0,7	0,21	1,85	9,8	5	46,25	9,7125	0,990	95,18	48,56
P12	0,3	0,7	0,21	1,85	5,2	5	46,25	9,7125	0,990	50,51	48,56
P13	0,3	2	0,6	1,85	0	5	46,25	27,75	2,829	0,00	138,75
P14	3	0,3	0,9	1,85	18,65	0	46,25	41,625	4,243	776,31	0,00
P15	0,5	0,3	0,15	1,85	14,8	0	46,25	6,9375	0,707	102,68	0,00
P16	0,5	0,3	0,15	1,85	9,8	0	46,25	6,9375	0,707	67,99	0,00
P17	3	0,3	0,9	1,85	5,2	0	46,25	41,625	4,243	216,45	0,00
P18	0,4	0,3	0,12	1,85	0,05	0	46,25	5,55	0,566	0,28	0,00

Piano di copertura non praticabile:

Elemento	Volume	Altezza in z	Area	Coordinate baricentro (sistema assi scelto)		Peso a m ²	Peso sismico	Massa sismica	Calcolo baricentro x peso	
				X	Y				X	Y
Solaio interno	3,44	0,2	17,2	7,50	12,60	4,24	72,86	7,427	546,45	918,03
Fasce piene interno	0,43	0,2	2,15	7,50	12,60	6,73	14,47	1,475	108,55	182,37
Tamponature 70%	2	1,4	1,2	7,50	10,20	11,11	13,56	1,382	101,70	138,31
Tamponature 80%	5	1,4	3,6	7,50	13,42	12,69	46,13	4,702	345,98	619,21
Cornicione	2	0,3	5,6	7,50	12,60	1,66	9,38	0,957	70,38	118,24
Vano ascensore	1,7346	1,6	1,084125	7,50	12,03	40,00	43,37	4,420	325,24	521,67

Travi		Dimensioni sezione		Area	Lunghezza netta	Coordinate baricentro (sistema assi scelto)		Peso a m ²	Peso sismico	Massa sismica	Calcolo baricentro x peso	
		H	B			X	Y				X	Y
PERMANENTI	T6-16	0,4	0,3	0,12	4,25	9,8	12,625	3,00	12,75	1,300	124,95	160,96875
	T6-17	0,4	0,3	0,12	4,25	5,2	12,625	3,00	12,75	1,300	66,3	160,96875
	T6-2	0,4	0,3	0,12	4,3	7,5	15	3,00	12,90	1,315	96,75	193,5
	T6-5	0,4	0,3	0,12	4,3	7,5	10,2	3,00	12,90	1,315	96,75	131,58

Pilastrini	Dimensioni sezione		Area (m ²)	Altezza direzione z	Coordinate baricentro (sistema assi scelto)		Peso sismico	Massa sismica	Calcolo baricentro x peso	
	Lx	Ly			X	Y			X	Y
P2	0,3	0,4	0,12	1,8	9,8	14,95	5,4	0,550	52,92	80,73
P3	0,3	0,4	0,12	1,8	5,2	14,95	5,4	0,550	28,08	80,73

P6	0,3	0,6	0,18	1,8	9,8	10,2	8,1	0,826	79,38	82,62
P7	0,3	0,6	0,18	1,8	5,2	10,2	8,1	0,826	42,12	82,62

Massa sismica traslazionale e rotazionale:

Piano	Peso sismico	Baricentro		Momenti d'inerzia				Raggio giratore polare	Massa Sisimica Traslazionale	Massa Sisimica Rotazionale
				Baricentrico X		Baricentrico Y				
		X	Y	Corpo A	Corpo B	Corpo A	Corpo B			
1° piano	3190,04	10,28	6,24	2116,17	92,04	9596,31	2215,39	51,45	325,18	16729,16
2° piano	3190,04	10,28	6,24	2116,17	92,04	9596,31	2215,39	51,45	325,18	16729,16
3° piano	3190,04	10,28	6,24	2116,17	92,04	9596,31	2215,39	51,45	325,18	16729,16
4° piano	3190,04	10,28	6,24	2116,17	92,04	9596,31	2215,39	51,45	325,18	16729,16
Copertura praticabile	2654,30	10,28	6,49	1784,21	91,98	7192,64	2075,66	44,56	270,57	12057,62
Copertura non praticabile	278,07	7,50	12,48		42,39		39,23	3,70	28,35	104,79

7.5. Centro di rigidezza

Durante la sua azione, il sisma induce un'accelerazione nella struttura che provoca la nascita di forze d'inerzia orizzontali, agenti al livello dei solai dei diversi piani dell'edificio, dove si può assumere concentrata la massa dell'edificio. L'effetto delle forze orizzontali su un generico piano, è quello di farlo traslare e ruotare orizzontalmente come un corpo rigido rispetto al piano sottostante. (hp. solai rigidi nel piano). Per effetto delle forze d'inerzia verrà imposto uno spostamento a tutti i telai e le pareti del piano (elementi resistenti in generale) e provocherà la nascita di forze orizzontali resistenti (forze di taglio) proporzionali alla rigidezza dei telai e delle pareti. Ad esempio, con riferimento alle carpenterie della figura precedente, tale rigidezza può essere correlata ai momenti d'inerzia dei pilastri nella direzione d'ingresso del sisma. Il centro di rigidezza CR rappresenta il baricentro delle forze orizzontali resistenti (forze di taglio) nel singolo piano. Per l'equilibrio possiamo affermare che in tale punto è applicata la reazione dell'impalcato al sisma.

Si calcola il centro di rigidezza adottando le seguenti ipotesi semplificative:

- Si trascura la deformazione a taglio degli elementi resistenti;
- Si considerano gli elementi resistenti vincolate con un incastro a terra e libere di ruotare in sommità, in quanto si ritiene che il solaio non sia in grado di contrastare la rotazione in sommità *degli elementi*.

$$x_{cr} = \frac{\sum_{i=1}^n K_{yi} x_i}{\sum_{i=1}^n K_{yi}} \qquad y_{cr} = \frac{\sum_{i=1}^n K_{xi} y_i}{\sum_{i=1}^n K_{xi}}$$

Dove:

- K_{yi} rappresenta la rigidezza del singolo elemento resistente lungo la direzione y;
- K_{xi} rappresenta la rigidezza del singolo elemento resistente lungo la direzione x;
- x_i, y_i rappresentano la distanza fra il baricentro del singolo elemento resistente e il sistema di riferimento fissato.

Sotto le ipotesi semplificative espresse in precedenza, la rigidezza flessionale della singolaparete è pari a:

$$k_i = \frac{3 * EJ}{H^3}$$

Di seguito è riportata la tabella dei momenti d'inerzia per ogni piano, del centro delle rigidzze e del centro delle masse:

- Piano abitazione (1-4)

Momenti d'Inerzia	
X	Y
0,8461	1,8344

Centro delle Masse	
X	Y
10,28	6,24

Centro delle Rigidzze	
X	Y
10,79651	7,681923

- Copertura praticabile

Momenti d'Inerzia	
X	Y
0,8461	1,8344

Centro delle Masse	
X	Y
10,28	6,49

Centro delle Rigidzze	
X	Y
11,62721	5,717545

- Copertura non praticabile

Momenti d'Inerzia	
X	Y
0,3280	0,4577

Centro delle Masse	
X	Y
7,50	12,48

Centro delle Rigidzze	
X	Y
7,5	11,88064

Le distanze sono riferite al sistema di assi posizionato nel centro del pilastro P18.

8. Metodi di analisi e criteri di verifica

8.1. Analisi lineare e non lineare, statica o dinamica

L'analisi delle strutture soggette ad azione sismica può essere lineare o non lineare.

L'analisi lineare viene utilizzata per calcolare gli effetti del sisma sia nel caso di sistemi dissipativi sia nel caso di sistemi non dissipativi. Oggetto della seguente analisi è un sistema dissipativo, progettato per lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV. Gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati riferendosi allo spettro di progetto ottenuto ai capitoli precedenti.

L'analisi non lineare si utilizza per sistemi dissipativi come quello in oggetto e tiene conto delle non linearità geometriche e di materiale.

Oltre che in relazione al fatto che l'analisi sia lineare o non lineare, i metodi d'analisi considerano il fatto che l'equilibrio sia trattato staticamente o dinamicamente.

Il metodo d'analisi lineare di riferimento è l'analisi modale con spettro di risposta o "analisi lineare dinamica".

L'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione è modellata direttamente attraverso lo spettro di progetto precedentemente definito.

Qualora la struttura abbia una risposta sismica che non dipenda significativamente dai modi di vibrare superiori, è possibile utilizzare il metodo delle forze laterali o "analisi lineare statica". L'equilibrio in questo caso è trattato staticamente e l'analisi della struttura è lineare, si modella l'azione sismica attraverso lo spettro di progetto.

Inoltre, esclusivamente per studiare gli effetti su sistemi dissipativi, l'analisi può essere non lineare statica o dinamica. Per la prima, l'equilibrio è trattato staticamente modellando il sisma mediante forze statiche fatte crescere monotonamente. Per la seconda, l'azione sismica viene modellata mediante accelerogrammi.

8.2. Analisi Statica Lineare

L'analisi statica lineare (trattata in NTC2008-7.3.3.2) è la tipologia d'analisi in assoluto più semplice. Per la valutazione della risposta della struttura si considera esclusivamente il primo modo di vibrare, valutato attraverso l'espressione semplificata fornita dalla Normativa (NTC2008-7.3.5). Quest'analisi è indicata per strutture semplici, in cui il primo modo di vibrare è l'unico modo significativo (strutture simili ad un oscillatore semplice ad un grado di libertà). Non si effettua nessuna combinazione degli effetti perché non si considerano altri modi di vibrare secondari della struttura.

Il primo periodo si calcola con la relazione:

$$T_1 = C_1 * H^{\frac{3}{4}}$$

Dove:

- H: è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione;
- C_1 : è il coefficiente che vale 0,085 per costruzioni con struttura a telaio in acciaio, 0,075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo e 0,050 per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura.

Considerando masse diverse distribuite ad altezze differenti lungo l'edificio (ipoteticamente ciascun solaio rappresenta una massa), la normativa fornisce la formula per la distribuzione delle azioni (NTC2008-7.3.3.2).

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla seguente:

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

Dove:

- F_h : è uguale a $S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$;
- F_i : è la forza da applicare alla massa i-esima;
- W_i e W_j : sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j;
- z_i e z_j : sono le quote, rispetto al piano di fondazione, delle masse i e j;
- $S_d(T_1)$: è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto;
- W: è il peso complessivo della costruzione;
- λ : è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se $T_1 < 2T_c$, pari a 1,0 in tutti gli altri casi;
- g: è l'accelerazione di gravità.

Per gli edifici, se le rigidezze laterali e le masse sono distribuite simmetricamente in pianta, gli effetti torsionali accidentali possono essere considerati amplificando le sollecitazioni su ogni elemento resistente, calcolate con la distribuzione fornita dalla formula soprascritta, attraverso il fattore (δ) risultante dalla seguente espressione:

$$\delta = 1 + 0.6 \frac{x}{L}$$

Dove:

- x: è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico di piano, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata;
- L: è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo.

Per poter effettuare l'analisi statica lineare, la struttura deve presentare particolari caratteristiche:

- La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze;
- Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio è inscritto è minore di 4;
- Eventuali rientri o sporgenze non superano il 25% della dimensione totale dell'edificio nella direzione del rientro o della sporgenza;
- I solai possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali.

La nostra struttura non rispetta due dei criteri richiesti, quali:

- La regolarità in pianta
- Sporgenze superiori al 25 % della dimensione totale dell'edificio ($4.8/15 > 25\%$)

Nonostante la normativa non consente la progettazione dell'edificio mediante l'analisi statica lineare, bensì con altre analisi, si è comunque proceduto al calcolo della forza orizzontale per ogni piano prodotta dall'azione sismica per poter poi avere un confronto con quelli che saranno i risultati derivati dalle analisi dinamica lineare e statica non lineare.

C_1	0,05
H	19,20 m
T1	0,46 s
$S_d(T1)$	1,11 m/s^2
W	15692,54 kN
λ	0,85
g	9,81 m/s^2
Fh	1514,77 kN

Si sono così calcolate le forze di piano:

Piano	Quota [m]	Peso	Peso x quota	Forze agenti [kN]	Eccentricità		Momento torcente	
					$e_x [m]$	$e_y [m]$	M_{tx}	M_{ty}
1	3,2	3190,04	10208,133	103,163	1,00	0,75	103,163	77,372
2	6,4	3190,04	20416,266	206,326	1,00	0,75	206,326	154,745
3	9,6	3190,04	30624,399	309,489	1,00	0,75	309,489	232,117
4	12,8	3190,04	40832,532	412,652	1,00	0,75	412,652	309,489
5	16	2654,30	42468,749	429,188	1,00	0,75	429,188	321,891
6	19,2	278,07	5339,0067	53,956	0,23	0,24	12,410	12,949

Non essendo le masse disposte simmetricamente per via della geometria della pianta, si sono calcolati anche i momenti torcenti dovuti alle eccentricità accidentali, dove le eccentricità, nelle due direzioni, sono state valutate come il 5% della lunghezza dell'edificio.

8.3. *Analisi Dinamica Lineare*

Come definito dalla NTC, l'analisi dinamica lineare consiste nel:

7.3.3.1 *Analisi lineare dinamica*

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale),
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati,
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione (7.3.3):

$$E = (\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j)^{1/2} \quad (7.3.3)$$

con:

E_j valore dell'effetto relativo al modo j ;

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

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2\beta_{ij}^{3/2}}{(1+\beta_{ij})[(1-\beta_{ij})^2 + 4\xi^2\beta_{ij}]} \quad (7.3.4)$$

ξ smorzamento viscoso dei modi i e j ;

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

Per gli edifici, gli effetti della eccentricità accidentale del centro di massa possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, determinata come in § 7.3.3.2, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo, determinata come in § 7.2.6.

In alternativa, nel caso in cui la struttura sia non dissipativa, si può effettuare un'analisi con integrazione al passo, modellando l'azione sismica attraverso accelerogrammi, tenendo conto dell'eccentricità accidentale nel modo indicato al § 7.2.6.

In aggiunta a quanto appena riportato, la Circolare esplicativa del 2009 riporta anche un'ulteriore tipo di combinazione, la SRSS:

C7.3.3.1 Analisi lineare dinamica

L'analisi lineare dinamica, così come presentata nelle NTC, è condotta secondo tre passaggi fondamentali:

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

L'analisi modale consiste nella soluzione delle equazioni del moto della costruzione, considerata elastica, in condizioni di oscillazioni libere (assenza di forzante esterna) e nella individuazione di particolari configurazioni deformate che costituiscono i modi naturali di vibrare di una costruzione. Questi modi di vibrare sono una caratteristica propria della struttura, in quanto sono individuati in assenza di alcuna forzante, e sono caratterizzate da un periodo proprio di oscillazione T , da uno smorzamento convenzionale ξ , caratteristiche proprie degli oscillatori elementari (sistemi dinamici ad un grado di libertà), nonché da una forma. Tranne che per casi particolari, quali quelli per esempio di costruzioni dotate di sistemi di isolamento e di dissipazione, si assume che i modi di vibrare abbiano tutti lo stesso valore dello smorzamento convenzionale ξ pari al 5%.

Qualunque configurazione deformata di una costruzione, e quindi anche il suo stato di sollecitazione, può essere ottenuta come combinazione di deformate elementari, ciascuna con la forma di un modo di vibrare. Ovviamente, in funzione dell'azione che agisce sulla costruzione, alcuni modi di vibrare avranno parte più significativa di altri nella descrizione della conseguente configurazione deformata. La massa partecipante di un modo di vibrare esprime la quota parte delle forze sismiche di trascinamento, e quindi dei relativi effetti, che il singolo modo è in grado di descrivere. Per poter cogliere con sufficiente approssimazione gli effetti dell'azione sismica sulla costruzione, è opportuno considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%, trascurando solo i modi di vibrare meno significativi in termini di massa partecipante.

L'utilizzo dello spettro di risposta consente di calcolare gli effetti massimi del terremoto sulla costruzione associati a ciascun modo di vibrare. Poiché durante il terremoto, tuttavia, gli effetti

massimi associati ad un modo di vibrare non si verificano generalmente nello stesso istante in cui sono massimi quelli associati ad un altro modo di vibrare, tali effetti non possono essere combinati tra di loro mediante una semplice somma ma con specifiche regole di combinazione, di natura probabilistica, che tengono conto di questo sfasamento temporale.

Se il periodo di vibrazione di ciascun modo differisce di almeno il 10% da quello di tutti gli altri, la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi può essere effettuata valutando la combinazione come radice quadrata della somma dei quadrati (Square Root of Sum of Squares o SRSS) degli effetti relativi a ciascun modo, secondo l'espressione:

$$E = (\sum_i E_i^2)^{1/2} \quad (C7.3.1)$$

con: E valore combinato dell'effetto ed E_i valore dell'effetto relativo al modo i.

Tale regola deriva dall'ipotesi che i contributi massimi dei singoli modi non siano correlati e non si verifichino contemporaneamente.

Tale regola deriva dall'ipotesi che i contributi massimi dei singoli modi non siano correlati e non si verifichino contemporaneamente.

La possibilità che i massimi contributi modali siano correlati può essere tenuta in conto attraverso la combinazione quadratica completa (Complete Quadratic Combination o CQC):

$$E = (\sum_i \sum_j \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j)^{1/2} \quad (C7.3.2)$$

con:

E_j valore dell'effetto relativo al modo j;

ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j calcolato secondo la seguente espressione:

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \cdot \xi_j} (\xi_i + \beta_{ij} \cdot \xi_j) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\xi_i \cdot \xi_j \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij}^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2) \cdot \beta_{ij}^2} \quad (C7.3.3)$$

ξ_i, ξ_j smorzamento viscoso convenzionale rispettivamente del modo i e del modo j;

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

Solo per strutture non dissipative è ammessa altresì la possibilità di condurre un'analisi lineare dinamica mediante integrazione al passo delle equazioni del moto (v. § 7.3.2 delle NTC), nel qual caso l'azione sismica deve essere rappresentata in forma di componenti accelerometriche, secondo quanto specificato nel § 3.2.3.6 delle NTC.

Dalle definizioni appena riportate ed andando a verificare l'entità dei periodi propri dei diversi modi di vibrare della struttura, il metodo che è opportuno utilizzare è il tipo SRSS.

Inoltre, come specificato nel par. 7.3.3.1 della NTC, occorre tenere in considerazione l'eccentricità del centro di massa di ogni singolo piano della struttura. Tale eccentricità è la stessa già introdotta precedentemente nell'analisi lineare statica.

8.3.1. *Analisi modale*

Come riportato in Normativa, il primo passo di un'analisi dinamica lineare consiste nell'effettuare l'analisi modale della struttura.

A tal fine, si è scelto di procedere secondo i seguenti passi:

- Analisi modale della struttura senza alcun predimensionamento (sezioni assegnate random) delle sezioni, con la definizione di appositi diaframmi;
- Ricerca delle sezioni relative agli elementi strutturali soggetti a sforzo normale, al fine di ottenere un'analisi modale che abbia dei ben definiti modi di vibrare principali, il tutto effettuato mediante l'inserimento di appositi diaframmi;
- Analisi modale considerando il solaio vero e proprio, quindi eliminando i diaframmi precedentemente stabiliti;
- Confronto tra l'analisi ottenuta inserendo i diaframmi e quella con il solaio.

Il motivo per cui sono stati inseriti dei diaframmi rigidi per ogni piano è dovuto alla necessità di modellare quello che è il comportamento che ha un edificio con un solaio rigido. Ovvero, il solaio fa in modo tale che ogni piano possa avere come gradi di libertà solo quelli propri al piano del solaio stesso, quindi 3.

Infatti la stessa NTC prevede che il solaio sia modellato con rigidità infinita nel suo piano, se progettato adeguatamente, e riporta al par. 7.2.6:

Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali in acciaio o in legno e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidità.

Per tal motivo, deformazioni di tipo verticale, in corrispondenza delle intersezioni tra soletta e pilastri, sono eliminate. Quindi i diaframmi vanno a definire quelli che sono i gdl propri di alcuni punti del piano, coincidenti appunto con i collegamenti ai pilastri. Tale operazione è consentita mediante l'inserimento di diaframmi appositamente definiti.

In alternativa alla modellazione del solaio appena descritta, si può utilizzare una membrana, che simula un comportamento che rispecchia meglio la realtà del fenomeno.

Per questo motivo è stato ritenuto utile confrontare i due modelli.

Modale senza sezioni progettate e con diaframmi

Come primo studio del comportamento deformativo dell'edificio in progettazione soggetto a forze dinamiche, è stata effettuata un'analisi modale sulla struttura senza alcun predimensionamento delle sezioni, quindi con dei pilastri e delle travi aventi aree messe random, riportate nella seguente tabella:

SectionName	Material	Shape	AutoType	t3	t2
				m	m
P1	C28/35	Rectangular		0,3	0,4
P10	C28/35	Rectangular		0,3	0,7
P11	C28/35	Rectangular		0,3	0,7
P12	C28/35	Rectangular		0,3	0,7
P13	C28/35	Rectangular		0,3	0,7
P14	C28/35	Rectangular		0,4	0,3
P15	C28/35	Rectangular		0,4	0,3
P16	C28/35	Rectangular		0,4	0,3
P17	C28/35	Rectangular		0,4	0,3
P18	C28/35	Rectangular		0,4	0,3
P2	C28/35	Rectangular		0,3	0,4
P3	C28/35	Rectangular		0,3	0,4
P4	C28/35	Rectangular		0,3	0,6
P5	C28/35	Rectangular		0,3	0,6
P6	C28/35	Rectangular		0,3	0,6
P7	C28/35	Rectangular		0,3	0,6
P8	C28/35	Rectangular		0,3	0,4
P9	C28/35	Rectangular		0,3	0,7
TRAVI	C28/35	Rectangular		0,5	0,3
TRAVI_cop_non_prat	C28/35	Rectangular		0,4	0,3
TRAVI_scala	C28/35	Rectangular		0,55	0,3

Da cui si ottengono i seguenti risultati per l'analisi modale:

OutputCase	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	RZ Unitless	SumRZ Unitless
MODAL_ritz	1	0,869658	0,47395	0,04493	0,47395	0,04493	0,309	0,309
MODAL_ritz	2	0,595245	0,07401	0,66518	0,54796	0,71011	0,00113	0,31013
MODAL_ritz	3	0,45804	0,22026	0,02999	0,76821	0,7401	0,4878	0,79793
MODAL_ritz	4	0,276285	0,08053	0,00617	0,84875	0,74627	0,0228	0,82073
MODAL_ritz	5	0,164539	0,01817	0,14217	0,86691	0,88844	0,00225	0,82298
MODAL_ritz	6	0,14436	0,04594	0,00056	0,91285	0,889	0,00217	0,82515

Come risulta evidente, guardando le masse partecipanti di ogni singolo modo, non sono presenti modi principali puramente traslazionali e rotazionali.

Modale con sezioni corrette e diaframmi

Una volta quindi individuato il comportamento della struttura soggetta a forze dinamiche, si è proceduto ad ottenere una tipologia di modi che fossero, i primi 2 traslazionali, ed il terzo rotazionale.

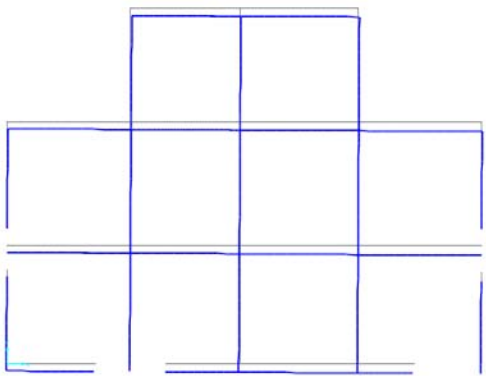
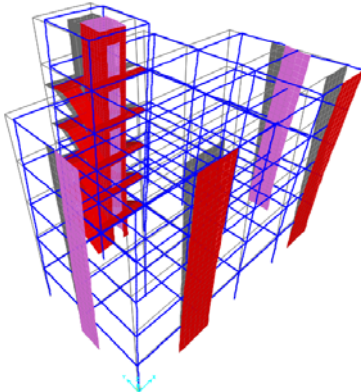
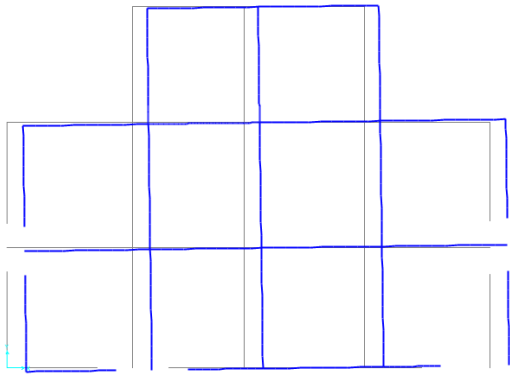
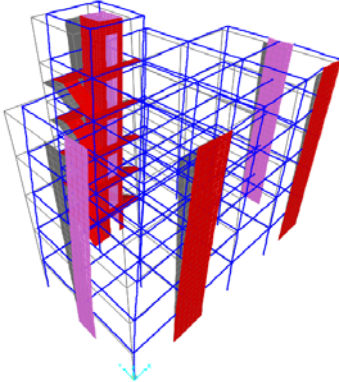
Per garantire ciò è stato necessario inserire 4 setti, le cui dimensioni e locazione spaziale sono state scelte a seguito di diverse prove, che garantiscono il comportamento voluto di vibrare della struttura.

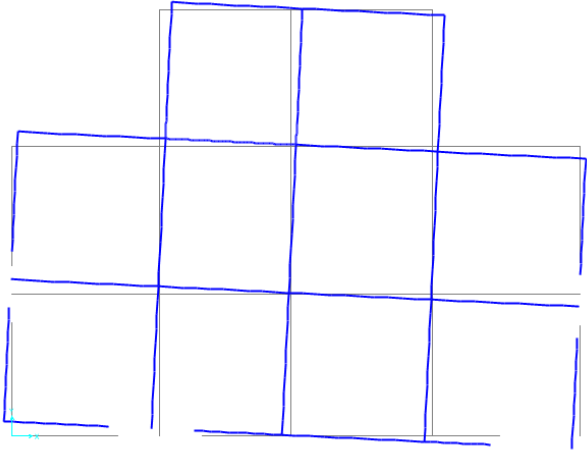
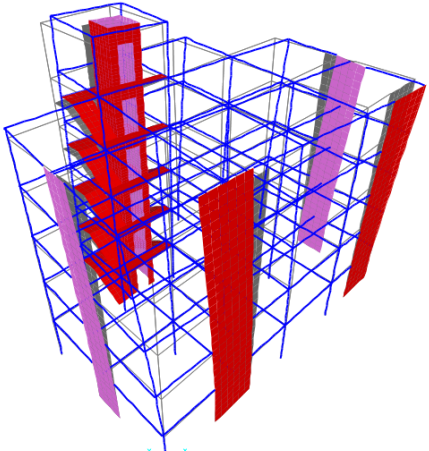
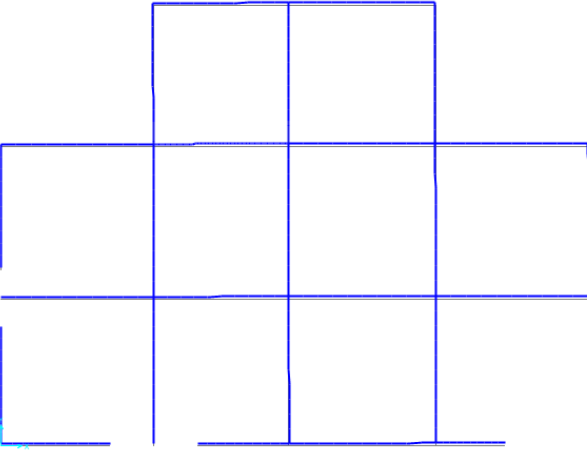
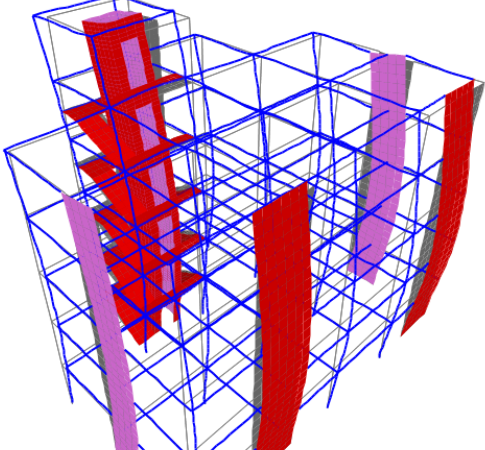
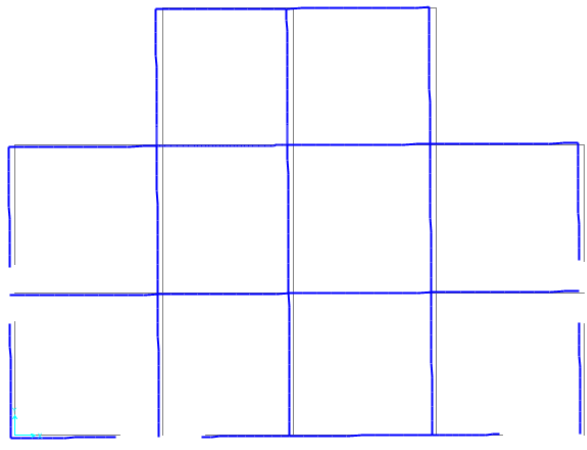
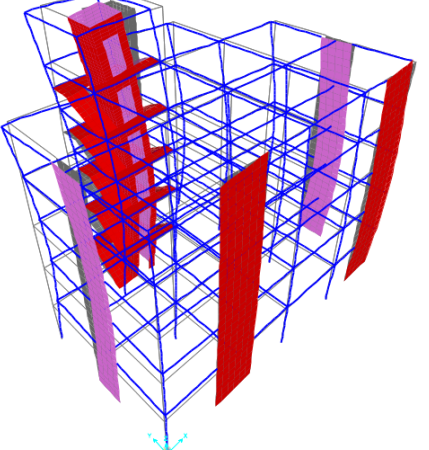
Inoltre, anche le sezioni dei pilastri hanno subito delle modifiche rispetto alla struttura di partenza.

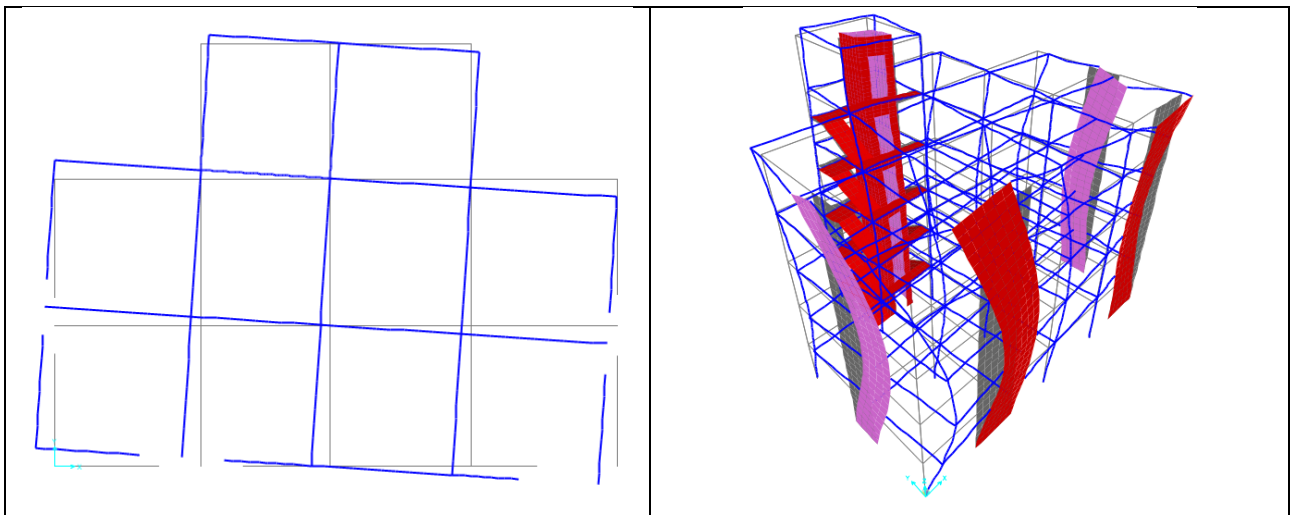
In seguito si riportano solo i risultati al fine di effettuare il confronto con gli altri tipi modali:

OutputCase	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	RZ Unitless	SumRZ Unitless
MODAL_ritz	1	0,612749	2,814E-05	0,69002	2,814E-05	0,69002	0,01097	0,01097
MODAL_ritz	2	0,514814	0,6944	0,0003	0,69443	0,69032	0,00659	0,01757
MODAL_ritz	3	0,428487	0,00838	0,00925	0,70281	0,69957	0,68346	0,70102
MODAL_ritz	4	0,13905	0,0013	0,21348	0,70411	0,91305	0,00242	0,70344
MODAL_ritz	5	0,121795	0,18922	0,00306	0,89333	0,91611	0,02945	0,73289
MODAL_ritz	6	0,096839	0,03407	0,0013	0,9274	0,91741	0,18627	0,91916

Dove le deformate dei 6 modi di vibrare principali sono i seguenti, riportate sia in vista 2D che 3D:

MODO n	PIANO XY Z = 16 m	MODO n	VISTA 3D
Modo 1		Modo 1	
Modo 2		Modo 2	
Modo 3		Modo 3	

	
Modo 4	Modo 5
	
Modo 5	Modo 5
	
Modo 6	Modo 6



Come resta evidente i primi tre modi principali sono 2 traslazionali ed il terzo rotazionale.

Avendo quindi i primi due modi traslazionali, sarà possibile effettuare l'analisi non lineare su due telai (ortogonali tra loro) al fine di studiare il comportamento non lineare della struttura.

Modale con membrana per modellazione solaio

Per la modellazione del solaio si è assegnata una piastra disposta come il solaio per ogni piano, il cui comportamento è di tipo a membrana.

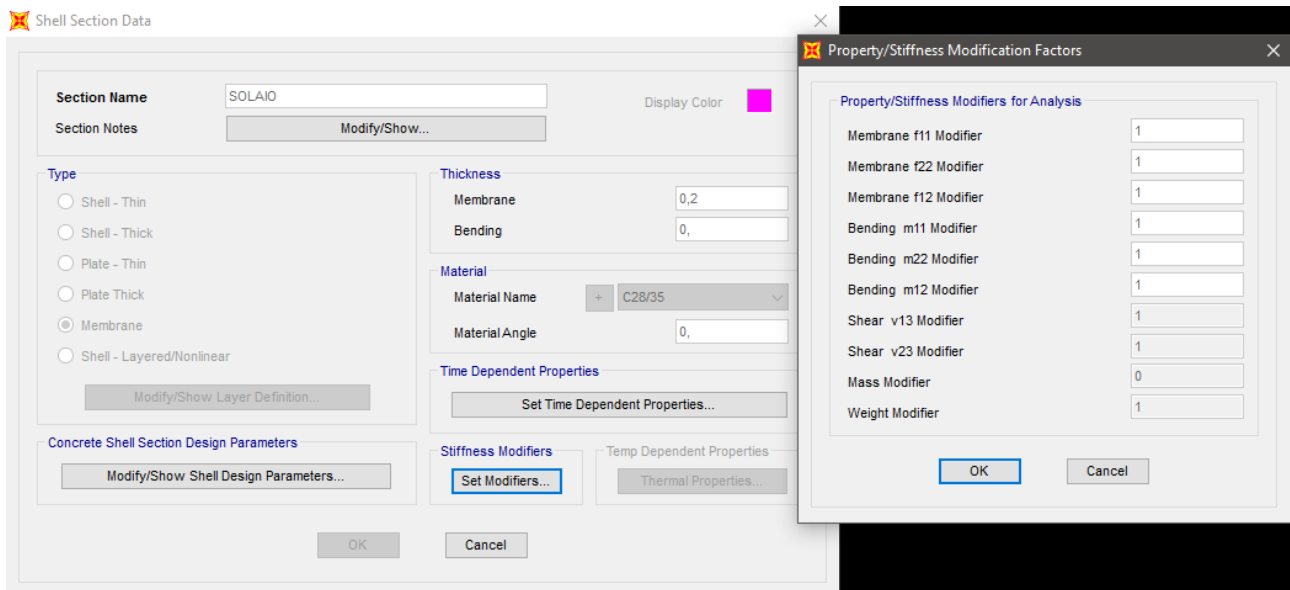
Lo spessore di tale membrana è pari a quello della parte strutturale del solaio, ovvero pignatta e soletta, per un totale di 20 cm.

Tale piastra è stata modellata come di tipo membrana, elemento avente rigidità solo all'interno del proprio piano.

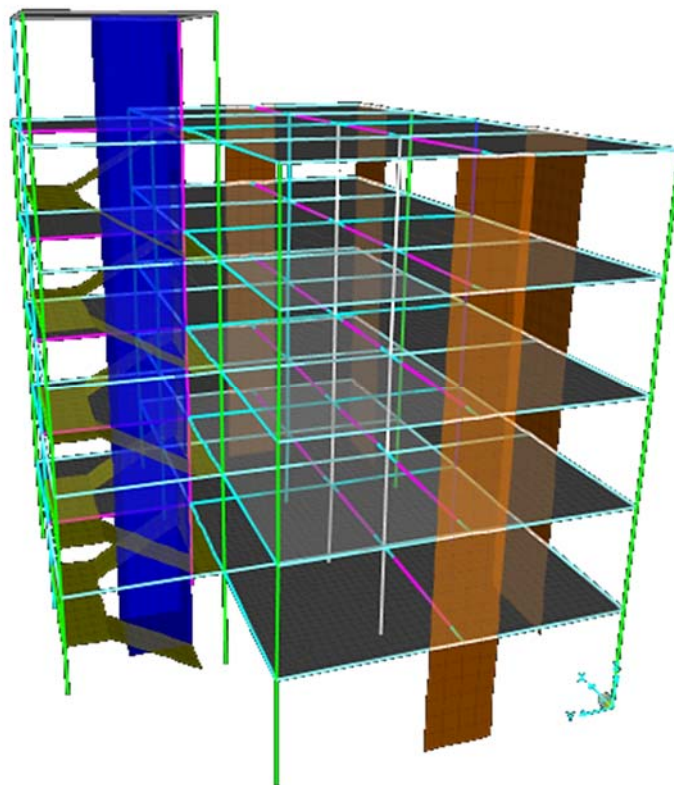
I primi 6 modi principali della struttura ottenuti, sono i seguenti:

OutputCase	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	RZ Unitless	SumRZ Unitless
MODAL_ritz	1	0,591355	0,00147	0,68946	0,00147	0,68946	0,01565	0,01565
MODAL_ritz	2	0,511675	0,70033	0,00043	0,70179	0,68989	0,00908	0,02474
MODAL_ritz	3	0,479549	0,00591	0,01635	0,70771	0,70624	0,6887	0,71344
MODAL_ritz	4	0,262669	8,366E-05	0,0001	0,70779	0,70634	0,19747	0,91091
MODAL_ritz	5	0,142899	0,00175	0,22864	0,70954	0,93498	1,945E-08	0,91091
MODAL_ritz	6	0,128004	0,23093	0,00212	0,94047	0,9371	0,00018	0,91109

Per completezza si riporta la definizione della piastra rappresentante il solaio, effettuata sul SAP2000:



La struttura risulterà quindi modellata secondo il seguente schema strutturale:



8.3.2. Conclusioni Analisi Modale

Dal confronto con l'analisi effettuata mediante l'inserimento di diaframmi, i modi risultano pressoché i medesimi, a meno del primo modo ricavato dalla membrana, avente un periodo di poco inferiore a quello

diaframmato. Una motivazione di tale fenomeno può essere legata al fatto che la struttura presenta una forte asimmetria per quanto riguarda le rigidità, in particolar modo dovuta alla posizione completamente decentrata del setto ascensore con le relative scale, il quale porta ad avere modi che risentono in modo particolare di codesto elemento strutturale.

Successivamente, il calcolo delle sollecitazioni in combinazione sismica, quindi tenenti conto dei modi di vibrare della struttura, ricavate mediante la combinazione dei modi di tipo SRSS, come già specificato, sarà effettuato utilizzando il modello strutturale diaframmato.

Dai calcoli così effettuati, in considerazione degli spettri propri dello stato limite analizzato, si ottengono le azioni sismiche agenti sulla struttura nelle direzioni principali x ed y, mediante le quali sarà possibile ricavare l'entità delle sollecitazioni agenti sugli elementi strutturali.

8.3.3. Valutazione delle sollecitazioni sismiche totali

Per la valutazione delle sollecitazioni sismiche totali, occorre calcolare il carico sismico E come combinazione delle diverse componenti del sisma, come riportato dalla NTC:

7.3.5 RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

Se la risposta viene valutata mediante analisi statica o dinamica in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti; la risposta a ciascuna componente, ove necessario (v. § 3.2.5.1), è combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale della componente stessa, utilizzando la radice quadrata della somma dei quadrati. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z \quad (7.3.15)$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi. La componente verticale verrà tenuta in conto ove necessario (v. § 7.2.1).

Per quanto riguarda le azioni del sisma in direzione verticale z, tale contributo è stato trascurato, in accordo a quanto previsto al par. 7.2.1 della NTC:

7.2.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

Le costruzioni devono essere dotate di sistemi strutturali che garantiscano rigidità e resistenza nei confronti delle due componenti ortogonali orizzontali delle azioni sismiche. La componente verticale deve essere considerata solo in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti, costruzioni con isolamento nei casi specificati in § 7.10.5.3.2 e purché il sito nel quale la costruzione sorge non ricada in zona 3 o 4. Nei casi precisati in § 3.2.5.1 si deve inoltre tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico. Si deve tenere infine conto degli effetti torsionali che si accompagnano all'azione sismica. A tal fine gli orizzontamenti, ove presenti, devono essere dotati di rigidità e resistenza tali da metterli in grado di trasmettere le forze scambiate tra i diversi sistemi resistenti a sviluppo verticale.

9. Progetto e verifica degli elementi strutturali

L'analisi anelastica, risulta essere di fondamentale importanza nella progettazione sismica di un edificio. Ciò è legato alla necessità di dover collocare la vita nominale di una determinata costruzione in un arco temporale che risulta essere di molto inferiore rispetto il tempo di ritorno (funzione della gravità del sisma) di un determinato evento sismico. Ciò ha portato, a definire quattro Stati Limite normativi diversi fra loro [3.2.1 – NTC]. Le prime due verifiche rientrano nell'ambito degli "Stati Limite Ultimi", considerando eventi sismici con bassa probabilità di accadimento (e quindi elevato periodo di ritorno). In particolare si considera lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), per l'evento che ha probabilità di accadimento, durante la Vita di Riferimento della struttura VR, pari al 10%, ed allo Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC), per l'evento che invece ha probabilità di accadimento pari al 5%. Per tali eventi si accetta che la struttura possa sostenere danni di grave entità sia dei componenti non strutturali ed impiantistici, sia dei componenti strutturali, conservando però la capacità di sopportare i carichi verticali senza collassare e mantenendo un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali, cioè la capacità di resistere a repliche sismiche di intensità inferiore. In particolare nel secondo caso, la struttura, nella fase post-sismica, conserva ancora un margine di sicurezza per le azioni verticali.

La struttura si deve anche verificare per due Stati Limite di Esercizio: lo Stato Limite di Danno (SLD) e lo Stato Limite di Operatività (SLO). Nel primo caso la struttura pur subendo limitati danni, deve rimanere agibile dopo l'evento e ciò si controlla limitando gli spostamenti relativi di piano; nel secondo caso deve invece rimanere del tutto operativa anche in termini di impianti e apparecchiature.

Da ciò segue l'intera filosofia della normativa:

- In primo luogo, per il sito di edificazione e per la tipologia di costruzione definita, si devono valutare le azioni sismiche relative ai vari Stati Limite da considerare.
- Passando alla fase progettuale si dà per scontato che, per gli Stati Limite di salvaguardia della Vita e di Collasso, la struttura vada largamente in campo plastico e dunque si devono utilizzare metodi che consentano di tenere in conto la capacità della struttura di dissipare energia in campo plastico, introducendo il "fattore di struttura" per ridurre le accelerazioni elastiche e pervenendo allo spettro di progetto.
- Per ottenere il previsto fattore di struttura e un'adeguata capacità dissipativa si deve intervenire con un complesso di regole sulle caratteristiche dei materiali, sulla geometria degli elementi e sui dettagli costruttivi, più o meno restrittive a seconda che si progetti in classe di duttilità "Alta" o "Bassa" che portano alla necessaria duttilità ed al rispetto della gerarchia delle resistenze.

- Per quanto riguarda gli Stati Limite di Danno e di Operatività, si deve verificare rispettivamente che la struttura subisca modesti danni alle parti non strutturali o che gli impianti e le apparecchiature subiscano modeste azioni.

Uno degli aspetti che caratterizza particolarmente la progettazione di strutture antisismiche secondo la nuova normativa, è la necessità di seguire le regole del **capacity design**, ovvero di rispettare il criterio della gerarchia delle resistenze. L'idea del capacity design consiste nell'individuare il meccanismo di collasso desiderato, definire in una qualsiasi maniera le armature e quindi la resistenza delle sezioni che si vogliono far plasticizzare, garantendone un comportamento duttile, e poi progettare tutto il resto in funzione della capacità resistente così definita. Il criterio fondamentale da seguire consiste nell'assegnare in fase di progetto una resistenza differenziata ai diversi elementi strutturali in modo che il cedimento di alcuni prevenga il cedimento degli elementi il cui "cedimento è critico" nei confronti del collasso globale della struttura.

- Il meccanismo di collasso che si vuole raggiungere prevede cerniere alle estremità di tutte le travi e al piede dei pilastri del primo ordine. Le armature a flessione di queste sezioni saranno progettate in base ai risultati del calcolo, precedentemente svolto.
- Le travi devono plasticizzarsi a flessione e non rompersi a taglio. Quindi, una volta definita l'armatura longitudinale si valuterà il massimo taglio nella trave non in base ai risultati ottenuti dal calcolo, ma in funzione della capacità resistente delle sezioni di estremità della trave, opportunamente maggiorata per tenere conto della possibile dispersione statistica delle resistenze dei materiali.
- La sezione dei pilastri (a parte quella al piede dei pilastri del primo ordine) non devono plasticizzarsi. Il momento flettente con cui progettare le armature longitudinali dei pilastri sarà quindi definito in funzione della capacità resistente delle sezioni di estremità della trave, opportunamente maggiorata, ricavandone il valore, a partire da condizioni di equilibrio del singolo nodo.
- I pilastri devono plasticizzarsi a flessione e non rompersi a taglio, quindi, una volta definita l'armatura longitudinale si valuterà il massimo taglio nel pilastro, in funzione della capacità resistente delle sue sezioni di estremità, ancora una volta opportunamente maggiorata per tenere conto della possibile dispersione statistica delle resistenze dei materiali.
- Con criteri analoghi si determinano le azioni di progetto sui nodi, sull'impalcato, sulla fondazione.

9.1. La verifica delle travi nei telai

9.1.1. Verifica a flessione

In ogni sezione il momento resistente deve essere superiore o uguale al momento flettente di calcolo.

Il momento flettente di calcolo da utilizzare per il dimensionamento o verifica delle travi sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura, tenuto conto delle combinazioni delle componenti dell'azione sismica e delle combinazioni dell'azione sismica con le altre azioni. Per cui risulta chiaro che la determinazione dell'armatura longitudinale oltre che dalle sollecitazioni è condizionato dal rispetto dei minimi e massimi normativi.

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

I valori dei coefficienti ψ_{2j} sono riportati nella Tabella seguente tratta dalla normativa:

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

In particolar modo, le prescrizioni normative da verificare sono:

Per tutta la lunghezza della trave:

- Almeno due barre $\phi 14$ devono essere presenti superiormente ed inferiormente;
- In ogni sezione della trave, il rapporto geometrico deve rispettare i seguenti limiti:

$$\frac{1.4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3.5}{f_{yk}}$$

- L'armatura compressa non deve essere mai inferiore ad un quarto di quella tesa:

$$\rho_{comp} \geq 0.25\rho$$

- Nelle zone critiche della trave, l'armatura compressa non deve essere mai inferiore ad un mezzo di quella tesa:

$$\rho_{comp} \geq 0.5\rho$$

Nella prescrizione 7.4.6.1.1-NTC è chiaramente specificato che le zone critiche si estendono, per CD"B" e CD"A", per una lunghezza pari rispettivamente a 1 e 1.5 volte l'altezza della sezione della trave.

Si riportano inoltre i minimi normativi che coincidono con le prescrizioni in zona non critica:

L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \text{ e comunque non minore di } 0,0013 \cdot b_t \cdot d, \quad (4.1.43)$$

dove:

b_t rappresenta la larghezza media della zona tesa; per una trave a T con piattabanda compressa, nel calcolare il valore di b_t si considera solo la larghezza dell'anima;

d è l'altezza utile della sezione;

f_{ctm} è il valore medio della resistenza a trazione assiale definita nel § 11.2.10.2;

f_{yk} è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria.

Negli appoggi di estremità all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata per uno sforzo di trazione pari al taglio.

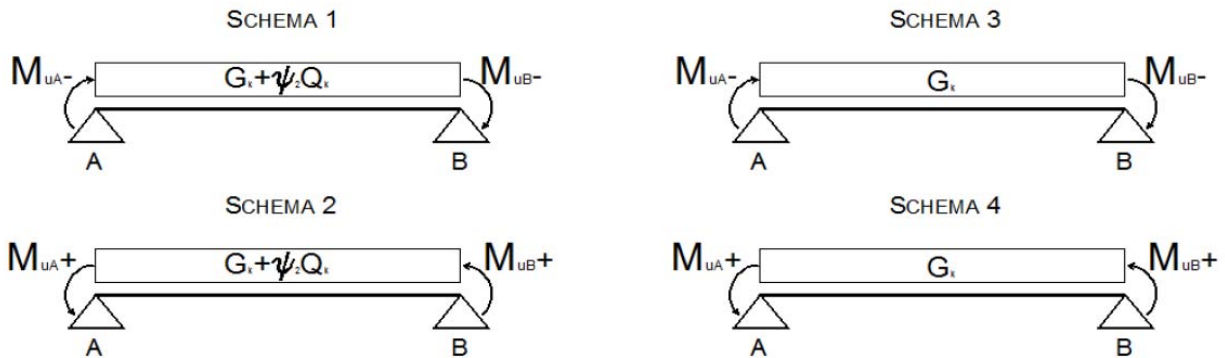
Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente $A_{s,max} = 0,04 A_c$, essendo A_c l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

Inoltre, alle estremità della trave (intesi come nodi perimetrali) deve essere disposta un'armatura inferiore in grado di assorbire uno sforzo:

$$A_{f,min} = \frac{Td}{f_{yd}}$$

9.1.2. Verifica a taglio

Nello spirito della gerarchia delle resistenze, il taglio in base al quale verificare la sezione e progettare le armature trasversali, non è quello fornito dal calcolo, ma deve essere determinato con condizioni di equilibrio, a partire dalla capacità resistente a flessione delle sezioni di estremità della trave. Questa deve essere valutata a partire dalle armature superiori e inferiori effettivamente disposte nella sezione, includendo anche eventuali barre che possono essere disposte nel solaio, parallelamente all'asse della trave ed a una modesta distanza da questa (ad esempio armature di ripartizione del solaio). Ciò significa che i tagli si calcolano considerando l'equilibrio della trave sotto l'azione dei carichi gravitazionali nella condizione sismica di progetto $Gk + \psi 2 * Qk$ e dei momenti resistenti M_u (corrispondenti alla formazione della cerniera plastica) nelle sezioni di estremità, amplificati del fattore $\gamma_{rd} = 1,2$ nel caso di Classe di Duttività Alta (CD"A") [7.4.5.2.1]. Si ricorda che nel caso di sisma "positivo", cioè da sinistra verso destra, la sezione di sinistra si plasticizza con momento flettente positivo e quella di destra con momento negativo, mentre il contrario accade con sisma di verso opposto. Gli schemi di calcolo da considerare sono dunque 4:



Il taglio è valutato attraverso la semplice sovrapposizione degli effetti e varia linearmente lungo la trave. Le formule utilizzate per ottenere i tagli di calcolo VEd negli appoggi sono le seguenti:

$$\begin{aligned}
 V_{A,1}^+ &= \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} + \frac{(G_k + \psi Q_k) \cdot l_{trave}}{2}; & V_{A,2}^+ &= \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} + \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2} \\
 V_{A,1}^- &= \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^- + M_{uB}^-}{l_{trave}} + \frac{(G_k + \psi Q_k) \cdot l_{trave}}{2}; & V_{A,2}^- &= \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^- + M_{uB}^-}{l_{trave}} + \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2} \\
 V_{B,1}^+ &= \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} - \frac{(G_k + \psi Q_k) \cdot l_{trave}}{2}; & V_{B,2}^+ &= \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} - \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2} \\
 V_{B,1}^- &= \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^- + M_{uB}^-}{l_{trave}} - \frac{(G_k + \psi Q_k) \cdot l_{trave}}{2}; & V_{B,2}^- &= \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^- + M_{uB}^-}{l_{trave}} - \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2}
 \end{aligned}$$

Oltre al calcolo precedentemente esposto è stata considerata anche la combinazione Vd caratterizzata dai soli carichi verticali $1.3G_k + 1.5Q_k$. Il taglio di calcolo risulterà dunque dall'espressione:

$$V_{ed} = \text{MAX}(V1, V2, V3, V4, Vd)$$

Determinati i carichi di calcolo, si procede alla verifica, ovvero alla determinazione del taglio resistente, e al confronto che deve portare a:

$$V_{rd} \geq V_{ed}$$

La resistenza di calcolo della trave è valutata come:

$$V_{rd} = \min(V_{rsd}, V_{rzd})$$

Con:

- Taglio trazione $V_{rsd} = 0.9d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot \cot \theta$

- Taglio compressione $V_{rzd} = 0.9d * b * f'_{cd} * f_{yd} * \frac{ctg\theta}{1+ctg^2\theta}$

In cui:

- d è l'altezza utile della sezione
- b è la larghezza della sezione
- A_{sw} l'area dell'armatura trasversale
- s è l'interasse fra due armature trasversali
- f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del 50%

Inoltre va specificato che la resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio è valutata sulla base di schematizzazione a traliccio i cui elementi resistenti sono:

- le armature trasversali;
- Le armature longitudinali
- Il corrente compresso di calcestruzzo;
- i puntoni d'anima inclinata;

L'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i seguenti limiti:

$$1 \leq ctg\theta \leq 2.5$$

$$22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$$

Si ricorda che per tutta la zona critica θ è stato assunto pari ad 1.

Definito V_{r1} come:

$$V_{r1} = \left(2 - \left|\frac{V_{ed,min}}{V_{ed,max}}\right|\right) f_{ctd} * b * d$$

Occorre controllare che in ogni sezione di verifica non siano soddisfatte entrambe le condizioni:

- Il rapporto fra taglio massimo e minimo risultati inferiore di 0.5
- Il maggiore fra i valori assoluti dei due tagli superi il valore V_{r1}

È importante anche riportare le prescrizioni normative riguardanti le staffe, poiché per tutta la lunghezza della trave deve risultare che:

- Le staffe devono avere una sezione complessiva $\frac{A_{sw}}{s} \geq 1.5bw$;
- Il passo non deve essere superiore a 0.8 volte l'altezza della sezione;
- Le staffe devono essere almeno 3 in un metro;
- Almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe;

Progetto delle armature longitudinali:

Il dimensionamento delle armature si effettua utilizzando le sollecitazioni provenienti dall'analisi statica lineare: il momento flettente di calcolo M_d per la zona tesa delle sezioni di estremità e di mezzera, e il taglio di calcolo V_d per la zona compressa delle sezioni di estremità di tutte le travi; l'area minima A_{min} si calcola con le formule:

$$A_{min} = \frac{M_d}{0.9d * f_{yd}}$$

$$A_{min} = \frac{V_d}{f_{yd}}$$

Sia nella zona tesa sia nella zona compressa sono stati disposti almeno due ferri correnti.

- Limitazioni geometriche : (7.4.6.1-NTC)

- La larghezza "b" della trave deve essere >20cm;
- Il rapporto b/h tra larghezza e altezza della sezione >0,25
- Le zone critiche si estendono, in CD "A", per una lunghezza pari a 1,5 volte l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro. [$L_{cr} = 0,75m$];

Per la determinazione delle armature è stato necessario tener conto sia delle limitazioni geometriche che quelle riguardanti le armature.

9.1.3. Lunghezza di ancoraggio

È stata calcolata secondo quanto riportato al punto 7.4.6.2 - NTC:

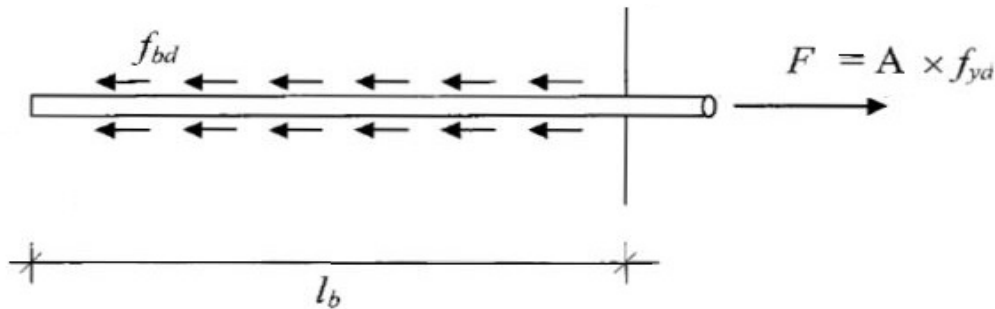
- Limitazioni di armatura:

Le armature longitudinali delle travi, sia superiori sia inferiori, devono attraversare, di regola, i nodi senza ancorarsi o giuntarsi per sovrapposizione in essi. Quando ciò non fosse possibile sono da rispettare le seguenti prescrizioni:

- Le barre vanno ancorate oltre la faccia opposta a quella di intersezione con il nodo, oppure rivoltate verticalmente in corrispondenza di tale faccia, a contenimento del nodo;
- La lunghezza di ancoraggio delle armature tese va calcolata in modo da sviluppare una tensione nelle barre pari a $1,25 f_{yk}$, e misurata a partire da una distanza pari a 6 diametri dalla faccia del pilastro verso l'interno. La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora oltre il nodo non può terminare all'interno di una zona critica, ma deve ancorarsi oltre di essa. La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora nel nodo, deve essere collocata all'interno delle staffe del pilastro.

- Ancoraggio nel nodo:

Affinché le barre esplichino una tensione pari a $1,25f_{yk}$ le lunghezze di ancoraggio sono state calcolate come mostrato di seguito:



$$F = A * 1.25 * f_{yk}$$

Se definiamo F_r come la resistenza, allora risulterà che:

$$F_r = f_{bd} * Perimetro * l_b$$

Il perimetro della barra risulterà essere: $\pi * d$

Imponendo l'uguaglianza $F=F_r$

Si ottiene che:

$$L_a = \frac{1.25 * f_{yk} d}{4 * f_{bd}}$$

Dove f_{bd} è la tensione di aderenza pari a $f_{bd} = \frac{2.25 * f_{ctk}}{1.5}$

La lunghezza di ancoraggio risultante è riferita a barre dritte. Per tenere in conto la piegatura del ferro ancorato nel nodo si considera il coefficiente riduttivo α indicato tra le prescrizioni costruttive dell'EC2 al punto 5.2.3.4.1:

· $\alpha_a=1$ per barre dritte

· $\alpha_a=0,7$ per barre piegate in trazione se nella zona della piegatura, del gancio o del risvolto lo spessore del calcestruzzo che ricopre l'armatura, misurato perpendicolarmente al piano di piegatura, è almeno pari a 3Φ .

La lunghezza di ancoraggio effettiva, all'interno del nodo, sarà dunque data da:

$$L_{a,eff} = L_a * \alpha_a$$

Ancoraggio oltre il nodo:

La lunghezza di ancoraggio oltre il nodo viene calcolata secondo le indicazioni dell'EC2 come la lunghezza tale per cui la barra esplichino una tensione pari ad f_{yd} , ($T=A_s * f_{yd}$) si ha dunque:

$$L_{a,eff} = \frac{f_{yd} \cdot d}{4 \cdot f_{bd}}$$

Poiché oltre il nodo le barre non si piegano, ma si ancorano dritte, il coefficiente riduttivo $\alpha_a=1$.

- **La lunghezza di sovrapposizione**

Le giunzioni tra le barre devono essere tali da assicurare la trasmissione delle forze da una barra all'altra. La continuità tra le barre viene garantita come indicato nelle NTC al punto 4.1.6.1.4: Le armature longitudinali devono essere interrotte, ovvero sovrapposte preferibilmente nelle zone compresse o di minore sollecitazione. La continuità delle barre può effettuarsi mediante sovrapposizione, calcolata in modo da assicurare l'ancoraggio di ciascuna barra. In ogni caso la lunghezza di sovrapposizione nel tratto rettilineo deve essere non minore di 20 volte il diametro della barra. La distanza mutua (interfero) nella sovrapposizione non deve superare 4 volte il diametro.

La lunghezza di sovrapposizione necessaria L_s viene calcolata, come indicato nell'EC2:

$$L_s = L_a \cdot \alpha_1$$

Dove il coeff. α_1 assume i valori riportati al punto 5.2.4.1.3 dell'EC2.

$\alpha_1 = 1$ per lunghezze di sovrapposizione di barre compresse e per lunghezze di sovrapposizione di barre tese se meno del 30% delle barre nella sezione sono sovrapposte e se secondo la fig. 5.6, $a \geq |10 \varnothing|$ e $b \geq |5 \varnothing|$.

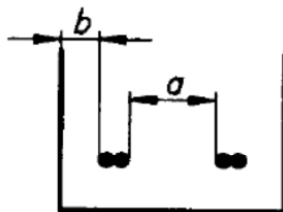


Fig. 5.6 - Valutazione di α_1 [vedere 5.2.4.1.3 (I)]

$\alpha_1 = 1,4$ per lunghezze di sovrapposizione di barre tese quando sia verificata una delle due sottoelencate condizioni, ma non entrambe:

i) il 30% o più delle barre nella sezione sono sovrapposte;

ii) $a < |10 \varnothing|$ o $b < |5 \varnothing|$ secondo la fig.5.6;

$\alpha_1 = 2$ per lunghezze di sovrapposizione di barre tese, se si verificano entrambe le condizioni suesposte.

- **Verifica di duttilità in zona critica:**

Le verifiche di duttilità si possono effettuare controllando che la duttilità di curvatura μ_φ nelle zone critiche risulti:

$$\mu_{\varphi} \geq \begin{cases} 2q_0 - 1 & \text{per } T_1 \geq T_C \\ 1 + 2(q_0 - 1) T_C / T_1 & \text{per } T_1 < T_C \end{cases} \quad (7.4.1)$$

dove T_1 è il periodo proprio fondamentale della struttura.

La duttilità di curvatura μ_{φ} può essere calcolata come rapporto tra la curvatura cui corrisponde una riduzione del 15% della massima resistenza a flessione ovvero il raggiungimento delle deformazioni ultime del calcestruzzo ε_{cu} o dell'acciaio ε_{yk} e la curvatura al limite di snervamento e deve risultare almeno 1,5 volte la duttilità di curvatura calcolata con le espressioni (7.4.1).

Inoltre con riferimento a quanto prescritto dall'Eurocodice 8, per le travi è possibile ritenere soddisfatta la verifica di duttilità in curvatura se risulta:

$$\rho_{teso} - \rho_{compresso} \leq \frac{0.0018}{\mu_{\varphi} * \varepsilon_{sy,d}} * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

9.1.4. Tabelle riepilogative

ARMATURA LONGITUDINALE TRAVI DI PIANO											
Sezione			b_t [cm]			M_{ed} [kN*m]	T_{ed} [kN]	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	ferri scelti	
										Φ	Φ
										14	18
T4-7	B	critico	70	sup	teso	60,95	0,00	5,39	60,00	2	1
			30	inf	compresso	3,99	45,94	2,31	60,00	2	
	C		70	sup	compresso	0,00	0,00	5,39	60,00	2	1
			30	inf	teso	20,67	0,00	2,31	60,00	2	1
	D	critico	70	sup	teso	44,90	36,70	5,39	60,00	2	1
			30	inf	compresso	14,40	0,00	2,31	60,00	2	
T4-8	D	critico	70	sup	teso	49,62	0,00	5,39	60,00	2	1
			30	inf	compresso	7,90	39,30	2,31	60,00	2	
	E		70	sup	compresso			5,39	60,00	2	1
			30	inf	teso	19,56		2,31	60,00	2	1
	F	critico	70	sup	teso	49,00	39,15	5,39	60,00	2	1
			30	inf	compresso	8,25		2,31	60,00	2	
T4-9	F	critico	70	sup	teso	49,55	0,00	5,39	60,00	2	1
			30	inf	compresso	11,24	36,99	2,31	60,00	2	
	G		70	sup	compresso			5,39	60,00	2	1
			30	inf	teso	16,60		2,31	60,00	2	1
	H	critico	70	sup	teso	47,69	35,91	5,39	60,00	2	1
			30	inf	compresso	14,33		2,31	60,00	2	
T4-10	H	critico	70	sup	teso	49,10		5,39	60,00	2	1
			30	inf	compresso	12,10	38,38	2,31	60,00	2	
	I		70	sup	compresso			5,39	60,00	2	1
			30	inf	teso	20,60		2,31	60,00	2	1
	J	critico	70	sup	teso	57,47	43,60	5,39	60,00	2	1
			30	inf	compresso	8,12		2,31	60,00	2	

T4-16	B	critico	50	sup	teso	30,77		3,85	60,00	2	1
			30	inf	compresso	13,13	50,20	2,31	60,00	2	
	C		50	sup	compresso			3,85	60,00	2	1
			30	inf	teso	26,70		2,31	60,00	2	1
	D	critico	50	sup	teso	76,76	97,44	4,64	60,00	2	1
			30	inf	compresso	60,28		3,64	60,00	2	1
T4-20	D	critico	65	sup	teso	107,78		6,51	60,00	3	1
			30	inf	compresso		120,30	3,07	60,00	2	
	E		65	sup	compresso			5,00	60,00	2	1
			30	inf	teso	54,73		3,31	60,00	2	1
	F	critico	65	sup	teso	111,58	119,96	6,74	60,00	3	1
			30	inf	compresso			2,31	60,00	2	
T4-25	F	critico	65	sup	teso	98,85		5,97	60,00	3	1
			30	inf	compresso		120,20	3,07	60,00	2	
	G		65	sup	compresso			5,00	60,00	2	1
			30	inf	teso	58,02		3,51	60,00	2	1
	H	critico	65	sup	teso	90,91	117,06	5,49	60,00	2	1
			30	inf	compresso			2,31	60,00	2	

ARMATURA LONGITUDINALE TRAVI DI COPETURA PRATICABILE											
	Sezione		b_t [cm]			M_{ed} [kN*m]	T_{ed} [kN]	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	ferri scelti	
										ϕ	ϕ
										14	18
T5-7	B	critico	70	sup	teso	48,22	0,00	5,39	60,00	2	1
			30	inf	compresso	0,00	45,30	2,31	60,00	2	
	C		70	sup	compresso	0,00	0,00	5,39	60,00	2	1
			30	inf	teso	23,01	0,00	2,31	60,00	2	1
	D	critico	70	sup	teso	37,17	39,90	5,39	60,00	2	1
			30	inf	compresso	2,27	0,00	2,31	60,00	2	
T5-8	D	critico	70	sup	teso	38,07	0,00	5,39	60,00	2	1
			30	inf	compresso	3,10	40,80	2,31	60,00	2	
	E		70	sup	compresso			5,39	60,00	2	1
			30	inf	teso	21,47		2,31	60,00	2	1
	F	critico	70	sup	teso	37,77	40,77	5,39	60,00	2	1
			30	inf	compresso	2,02		2,31	60,00	2	
T5-9	F	critico	70	sup	teso	39,17	0,00	5,39	60,00	2	1
			30	inf	compresso	0,30	38,18	2,31	60,00	2	
	G		70	sup	compresso			5,39	60,00	2	1
			30	inf	teso	17,39		2,31	60,00	2	1
	H	critico	70	sup	teso	38,32	36,82	5,39	60,00	2	1
			30	inf	compresso						

			30	inf	compresso	3,44		2,31	60,00	2	
T5-10	H	critico	70	sup	teso	41,23		5,39	60,00	2	1
			30	inf	compresso	2,75	41,17	2,31	60,00	2	
	I		70	sup	compresso			5,39	60,00	2	1
			30	inf	teso	23,89		2,31	60,00	2	1
	J	critico	70	sup	teso	45,18	44,02	5,39	60,00	2	1
			30	inf	compresso	3,10		2,31	60,00	2	

T5-16	B	critico	50	sup	teso	27,98		3,85	60,00	2	1
			30	inf	compresso	0,00	54,35	2,31	60,00	2	
	C		50	sup	compresso			3,85	60,00	2	1
			30	inf	teso	23,89		2,31	60,00	2	1
	D	critico	50	sup	teso	64,65	76,71	3,91	60,00	2	1
			30	inf	compresso	41,09		2,48	60,00	2	
T5-20	D	critico	65	sup	teso	108,63		6,56	60,00	3	1
			30	inf	compresso		131,25	3,35	60,00	2	1
	E		65	sup	compresso			5,00	60,00	2	1
			30	inf	teso	61,09		3,69	60,00	2	1
	F	critico	65	sup	teso	115,69	132,60	6,99	60,00	3	1
			30	inf	compresso			2,31	60,00	2	
T5-25	F	critico	65	sup	teso	116,47		7,04	60,00	3	1
			30	inf	compresso		137,50	3,51	60,00	2	1
	G		65	sup	compresso			5,00	60,00	2	1
			30	inf	teso	69,04		4,17	60,00	2	1
	H	critico	65	sup	teso	74,35	121,43	5,00	60,00	2	1
			30	inf	compresso			2,31	60,00	2	

ARMATURA LONGITUDINALE TRAVI DI COPERTURA NON PRATICABILE											
	Sezione		b_t [cm]			M_{ed} [kN*m]	T_{ed} [kN]	ferri scelti			
								$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	ϕ	ϕ
										14	18
T6-16	B	critico	45	sup	teso	28,21	0,00	2,73	48,00	2	1
			30	inf	compresso	0,00	45,33	1,82	48,00	2	
	C		45	sup	compresso	0,00	0,00	2,73	48,00	2	1
			30	inf	teso	23,73	0,00	1,82	48,00	2	1
	D	critico	45	sup	teso	44,70	53,03	3,43	48,00	2	1
			30	inf	compresso	0,00	0,00	1,82	48,00	2	

ARMATURA A TAGLIO TRAVI DI PIANO						ZONA CRITICA						TRAVE RESTANTE					
	Sezione	L _{TRAVE} netta [m]	M _U ⁺ [Kn m]	M _U ⁻ [Kn m]	V _{ed_MA} X [kN]	L _{ZONA_C} R [m]	Φ _{STAFF} E [mm]	interasse staffe s [mm]	n° bracci staffe	V _{Rd_Z_CR} [kN]	V _{R1} [kN]	L _{RIMANENT} E [m]	Φ _{STAFF} E [mm]	n° bracci staffe	interasse staffe s [mm]	V _{Rd_TRAV} E [kN]	V _{ed_MA} X [kN]
T4-7	A	4,9	57,36	98,8	108,9	0,75	8	80	2	208,0	311,0	3,4	8	2	220	189,09	89,62
	B		57,36	98,8	99,7	0,75	8	80	2	208,0	311,0						
T4-8	A	4,7	57,36	98,8	102,9	0,75	8	80	2	208,0	304,6	3,2	8	2	220	189,09	85,21
	B		57,36	98,8	102,7	0,75	8	80	2	208,0	304,6						
T4-9	A	4,3	57,36	98,8	102,2	0,75	8	80	2	208,0	291,6	2,8	8	2	220	189,09	87,09
	B		57,36	98,8	104,3	0,75	8	80	2	208,0	291,6						
T4-10	A	4,9	57,36	98,8	101,4	0,75	8	80	2	208,0	311,0	3,4	8	2	220	189,09	88,00
	B		57,36	98,8	106,6	0,75	8	80	2	208,0	311,0						
T4-16	A	4,25	56,26	98,8	140,6	0,75	8	80	2	208,0	324,0	2,75	8	2	220	189,09	172,58
	B		100,2	98,84	175,5	0,75	8	80	2	208,0	286,5						
T4-20	A	4,55	57,1	98,8	225,0	0,75	8	70	2	237,7	358,1	3,05	8	2	220	189,09	168,18
	B		57,1	98,8	224,7	0,75	8	70	2	237,7	358,1						
T4-25	A	4,5	57,1	98,8	226,4	0,75	8	70	2	237,7	358,1	3	8	2	220	189,09	167,98
	B		57,1	98,8	223,3	0,75	8	70	2	237,7	358,1						

ARMATURA A TAGLIO TRAVI DI COPERTURA PRATICABILE						ZONA CRITICA						TRAVE RESTANTE					
	Sezione	L _{TRAVE} [m]	M _U ⁺ [Kn m]	M _U ⁻ [Kn m]	V _{ed_MA} X [kN]	L _{ZONA_C} R [m]	Φ _{STAFF} E [mm]	interasse staffe s [mm]	n° bracci staffe	V _{Rd_Z_CR} [kN]	V _{R1} [kN]	L _{RIMANENT} E [m]	Φ _{STAFF} E [mm]	n° bracci staffe	interasse staffe s [mm]	V _{Rd_TRAV} E [kN]	V _{ed_MA} X [kN]
T5-7	A	4,9	57,36	98,8	108,3	0,75	8	80	2	208,0	277,8	3,4	8	2	220	189,09	89,62
	B		57,36	98,8	102,9	0,75	8	80	2	208,0	277,8						
T5-8	A	4,7	57,36	98,8	104,4	0,75	8	80	2	208,0	273,1	3,2	8	2	220	189,09	85,21
	B		57,36	98,8	104,3	0,75	8	80	2	208,0	273,1						
T5-9	A	4,3	57,36	98,8	103,4	0,75	8	80	2	208,0	263,5	2,8	8	2	220	189,09	87,09
	B		57,36	98,8	102,0	0,75	8	80	2	208,0	263,5						
T5-10	A	4,9	57,36	98,8	104,1	0,75	8	80	2	208,0	277,8	3,4	8	2	220	189,09	88,00
	B		57,36	98,8	107,0	0,75	8	80	2	208,0	277,8						
T5-16	A	4,25	56,26	98,8	144,8	0,75	8	80	2	208,0	306,7	2,75	8	2	220	189,09	172,58
	B		100,2	98,84	154,8	0,75	8	80	2	208,0	266,6						
T5-20	A	4,55	101,1	125,3	241,0	0,75	8	60	2	277,3	311,7	3,05	8	2	220	189,09	186,72
	B		57,15	125,1	253,9	0,75	8	60	2	277,3	335,3						
	A	4,5	101,1	125,3	248,6	0,75	8	60	2	277,3	312,1	3	8	2	220	189,09	

T5-25	B		57,15	125,1	244,2	0,75	8	60	2	277,3	335,6						186,73
-------	---	--	-------	-------	-------	------	---	----	---	-------	-------	--	--	--	--	--	--------

ARMATURA A TAGLIO TRAVI DI COPERTURA NON PRATICABILE						ZONA CRITICA						TRAVE RESTANTE					
	Sezione	L _{TRAVE} [m]	M _U ⁺ [Kn m]	M _U ⁻ [Kn m]	V _{ed_MA} _X [kN]	L _{ZONA_C} _R [m]	Φ _{STAFF} _E [mm]	interasse staffe [mm]	n° bracci staffe	V _{Rd,Z_CR} [kN]	V _{R1} [kN]	L _{RIManent} _E [m]	Φ _{STAFF} _E [mm]	n° bracci staffe	interasse staffe [mm]	V _{Rd_TRAV} _E [kN]	V _{ed_MA} _X [kN]
T6-16	A	4,25	44,21	76,81	105,3	0,75	8	80	2	208,0	320,3	2,75	8	2	220	189,09	85,09
	B		44,21	76,81	113,0	0,75	8	80	2	208,0	320,3						

9.2. Verifica dei pilastri nei telai

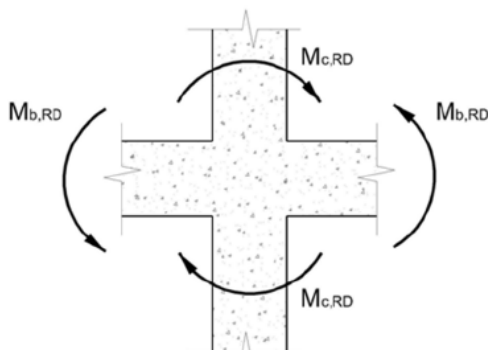
9.2.1. Gerarchie delle resistenze dei pilastri

Nei pilastri, per scongiurare l'attivazione di meccanismi fragili globali, come il meccanismo di "piano debole" che comporta la plasticizzazione anticipata rispetto alle travi di gran parte dei pilastri di un piano, il progetto delle zone dissipative dei pilastri è effettuato considerando le sollecitazioni corrispondenti alla resistenza delle zone dissipative delle travi, amplificata mediante il coefficiente γ_{Rd} .

Nel caso dei pilastri è pertanto fondamentale evitare che si formino cerniere plastiche durante un sisma, quindi si assicura che l'energia sismica sia dissipata solo dalle travi, per tre ragioni:

- A causa della forza assiale di compressione, i pilastri hanno duttilità inferiore alle travi;
- Evitare la rottura dei pilastri è molto più importante per la sicurezza della struttura;
- La formazione di cerniere plastiche può causare effetti del secondo ordine che portano al collasso.

In generale, il meccanismo dissipativo prevede la localizzazione delle cerniere alle estremità delle travi e le sollecitazioni flettenti di progetto dei pilastri possono essere ottenute a partire dalle resistenze d'estremità delle travi che su di essi convergono, facendo in modo che, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , in accordo con la formula (7.4.4) delle NTC2008. Si riporta nel seguente schema ciò che è stato appena detto:



$$\sum M_{C,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} \quad (7.4.4)$$

dove:

$-\gamma_{Rd} = 1,30$ per le strutture in CD "A" e $\gamma_{Rd} = 1,10$ per le strutture in CD "B";

$-M_{C,Rd}$ è il momento resistente del generico pilastro convergente nel nodo, calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;

$-M_{b,Rd}$ è il momento resistente della generica trave convergente nel nodo.

Nell'espressione (7.4.4) si assume il nodo in equilibrio ed i momenti, sia nei pilastri che nelle travi, tra loro concordi.

Il procedimento di verifica consiste sostanzialmente nell'accertare che la disuguaglianza risulti soddisfatta. Al primo termine sono inseriti in valore assoluto i momenti resistenti dei pilastri determinati sulla base delle armature previste e degli sforzi assiali derivanti dalla combinazione sismica e al secondo termine i momenti resistenti, sempre in valore assoluto, delle sezioni delle travi che convergono nel nodo. Essendo i momenti sulle travi si dovrà considerare per una delle travi il momento resistente valutato considerando tese le barre superiori e per l'altra tese le barre inferiori. Qualora le armature o le altezze delle due travi fossero differenti occorrerà prendere in esame sia la circostanza di momenti di verso orario che antiorario.

9.2.2. Il Metodo alfa

Uno dei modi per soddisfare la formula (7.4.4.) si basa sul "metodo alfa", da noi utilizzato. Esso consiste nell'amplificare i momenti flettenti di calcolo dei pilastri derivanti dall'analisi per un fattore di amplificazione α , dato dall'espressione [C7.2.1.]:

$$\alpha = \gamma_{Rd} \cdot \frac{\sum M_{b,Rd}}{\sum M_{C,Sd}}$$

In cui:

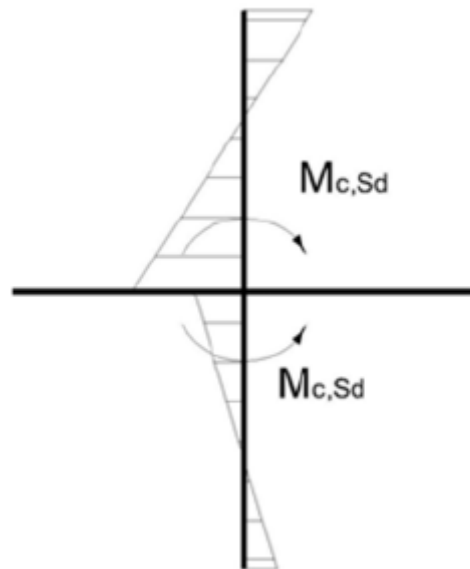
$M_{b,Rd}$ è il momento resistente di progetto della generica trave convergente nel nodo;

$M_{C,Sd}$ è il momento flettente di calcolo del generico pilastro convergente nel nodo.

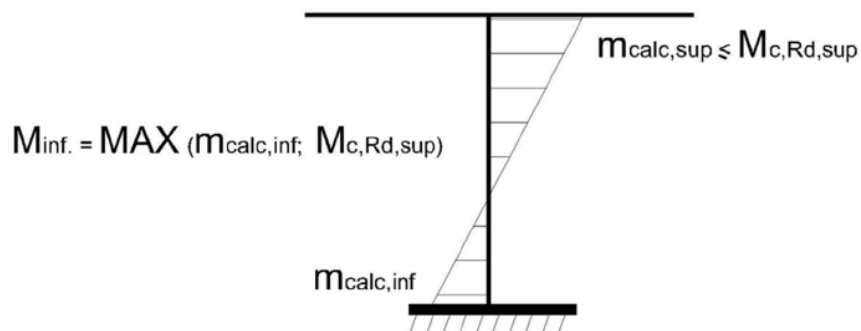
Possiamo affermare che il sisma agente nel generico pilastro, abbia nel nodo un momento orario o antiorario che genererà nelle travi una parte tesa e compressa dipendentemente se guardato da destra o sinistra del

nodo. Ciò ha portato a definire due valori, α_x ed α_y , (due valori per ogni direzione in cui agisce il sisma). La semplificazione nel poter utilizzare 2 valori, invece di 4 è dovuta all'impossibilità che una determinata trave sia tesa a destra o sinistra solo superiormente o solo inferiormente, in quanto i pilastri essendo doppiamente incastrati non possono avere tale combinazione. Abbiamo calcolato α relativi ai momenti nei pilastri orari e antiorari con le combinazioni di trave tesa a destra superiormente e tesa a sinistra inferiormente (e viceversa). Ricavati tali valori, abbiamo utilizzato il coefficiente minore per il calcolo del momento esterno agente ovvero, esso è stato moltiplicato per il momento massimo ottenuto con SAP2000, ed il risultato è stato preso come momento di calcolo M_{ed} del pilastro, usato per definire le armature longitudinali (infine è stata verificata la resistenza mediante i criteri normativi)

Se le azioni sismiche sono molto maggiori di quelle indotte dai carichi gravitazionali il rapporto tra i momenti resistenti delle travi e dei pilastri (con armature coincidenti con quelle strettamente necessarie), sarebbe circa uguale ad 1 e, quindi, il fattore di amplificazione α corrisponderebbe al valore γ_{Rd} . Al contrario se i carichi gravitazionali determinano sollecitazioni elevate (essenzialmente sulle travi) rispetto a quelle sismiche il valore di α può diventare grande. Nel caso in cui i momenti di calcolo nel pilastro siano di verso discorde, al denominatore della formula (C7.2.1) va applicata la prescrizione del 7.4.4.2.1, terzo capoverso delle NTC e, pertanto, va posto il solo valore maggiore, mentre il minore va sommato ai momenti resistenti delle travi; questa prescrizione non va invece applicata quando si considera la formula (7.4.4) delle NTC che, operando in termini di resistenze flessionali, considera i valori assoluti delle grandezze indipendentemente dal verso.



Per la sezione di base dei pilastri del piano terreno si adotta come momento di calcolo il maggiore tra il momento risultante dall'analisi ed il momento resistente $M_{C,Rd}$ della sezione di sommità del pilastro.



9.2.3. Resistenza a taglio

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore $M_{C,Rd}^s$ ed inferiore $M_{C,Rd}^i$ secondo l'espressione:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{C,Rd}^s + M_{C,Rd}^i}{l_p}$$

Dove:

- l_p è la lunghezza del pilastro
- $\gamma_{Rd} = 1,30$ per le strutture in CD "A" e $\gamma_{Rd} = 1,10$ per le strutture in CD "B".

La resistenza di calcolo del pilastro è valutata come:

$$V_{rd} = \min(V_{rds}, V_{rzd})$$

Con:

- Taglio trazione $V_{rds} = 0.9d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot \cot \theta$
- Taglio compressione $V_{rzd} = 0.9d \cdot b \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot f_{yd} \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}$

In cui:

- d è l'altezza utile della sezione
- b è la larghezza della sezione
- A_{sw} l'area dell'armatura trasversale
- s è l'interasse fra due armature trasversali
- f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del 50%
- α_c è un coefficiente maggiorativo funzione del valore della tensione media di compressione nella sezione; 1 per membrature non compresse

$$1 + \sigma_{cp}/f_{cd} \quad \text{per } 0 < \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$$

$$1,25 \quad \text{per } 0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} < 0,5 f_{cd}$$

$$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) \quad \text{per } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$$

9.2.4. Verifica a pressoflessione

Per le strutture in CD''A'' la sollecitazione di compressione non deve eccedere il 55% della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo. La verifica a presso-flessione deviata può essere condotta in maniera semplificata effettuando, per ciascuna direzione del sisma, una verifica a presso-flessione retta nella quale le sollecitazioni vengono determinate come visto precedentemente e la resistenza viene ridotta del 30%. Nel caso di pressoflessione deviata la verifica della sezione può essere posta nella forma

$$\left(\frac{M_{E_{yd}}}{M_{R_{yd}}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{E_{xd}}}{M_{R_{xd}}}\right)^{\alpha} \leq 1$$

Dove

- $M_{E_{yd}}$, $M_{E_{xd}}$ sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi y e z;
- $M_{R_{yd}}$, $M_{R_{xd}}$ sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti a N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi y e z.
- L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione ed è stata assunta pari ad 1;

Per effettuare le seguenti verifiche è stato usato un software di calcolo, chiamato VCA SLU. Questo programma costruisce il dominio di resistenza Mx-My del pilastro in esame per un dato sforzo normale, assegnando le dimensioni geometriche della sezione e le armature longitudinali prescelte. La verifica consiste nel verificare che la coppia Mx-My di progetto sia interna a tale dominio costruito con lo sforzo normale minimo.

9.2.5. Verifica a sforzo normale

Per tutte le strutture, la sollecitazione di compressione non deve eccedere rispettivamente il 65% in CD''B'' e il 55% in CD''A'' della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

$$\begin{aligned} N_{Ed} / (b \cdot h) &\leq 0.65 \cdot f_{cd} && \text{in CD''B''} \\ N_{Ed} / (b \cdot h) &\leq 0.55 \cdot f_{cd} && \text{in CD''A''} \end{aligned}$$

9.2.6. Verifica a taglio

Per ogni piano dovrà risultare verificata la seguente condizione:

$$V_{rd} \geq V_{ed}$$

In cui :

$$V_{rd} = \min(V_{rzd}, V_{rxd})$$

Con:

- Taglio trazione $V_{rds} = 0.9d * \frac{A_{sw}}{s} * f_{yd} * ctg\theta$
- Taglio compressione $V_{rcd} = 0.9d * b * f'_{cd} * f_{yd} * \frac{ctg\theta}{1+ctg^2\theta}$

In cui:

- d è l'altezza utile della sezione
- b è la larghezza della sezione
- A_{sw} l'area dell'armatura trasversale
- s è l'interasse fra due armature trasversali
- f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del 50%

Inoltre va specificato che la resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio è valutata sulla base di schematizzazione a traliccio i cui elementi resistenti sono:

- le armature trasversali;
- Le armature longitudinali
- Il corrente compresso di calcestruzzo;
- i puntoni d'anima inclinata;

L'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i seguenti limiti:

$$1 \leq ctg\theta \leq 2.5$$

$$22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$$

9.2.7. Progetto delle armature longitudinali

La normativa prevede come già specificato numerose volte in precedenza, che il rapporto geometrico di armatura longitudinale debba essere compreso fra:

$$1\% < \rho < 4\%$$

Se l'area del ferro fosse maggiore del 4% dell'area del calcestruzzo ci potrebbero essere problemi di confezionamento del pilastro in quanto il calcestruzzo non riuscirebbe a riempire uniformemente la cassaforma con conseguente formazione di vuoti; ci potrebbero invece essere problemi di flessione e ritiro, che comportano sforzi di trazione, se l'area del ferro fosse inferiore all'1% di quella del calcestruzzo.

Inoltre per tutta la lunghezza del pilastro, l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 250 mm

$$i_{barre_long} \leq 250mm$$

Per quanto riguarda le limitazioni sull'armatura valgono le seguenti condizioni [4.1.6.1.2 – NTC]:

- Le barre longitudinali devono avere diametro maggiore od uguale a 12 mm e non potranno avere interassi maggiori di 300 mm;
- L'area totale delle armature non deve essere inferiore a $A_{s,min} = (0,10 NEd/f_yd)$ e comunque non minore di $0,003 A_c$, dove NEd è la forza di compressione assiale di calcolo.

9.2.8. Lunghezza di ancoraggio

Le armature longitudinali devono essere interrotte ovvero sovrapposte preferibilmente nelle zone compresse o di minore sollecitazione. La continuità fra le barre può effettuarsi mediante:

- Sovrapposizione, calcolata in modo da assicurare l'ancoraggio di ciascuna barra. In ogni caso la lunghezza di sovrapposizione nel tratto rettilineo deve essere non minore di 20 volte il diametro della barra. La distanza mutua (interferro) nella sovrapposizione non deve superare 4 volte il diametro;
- Saldature, eseguite in conformità alle norme in vigore sulle saldature. Devono essere accertate la saldabilità degli acciai che vengono impiegati, nonché la compatibilità fra metallo e metallo di apporto nelle posizioni o condizioni operative previste nel progetto esecutivo;
- Giunzioni meccaniche per barre di armatura. Tali tipi di giunzioni devono essere preventivamente validati mediante prove sperimentali.

9.2.9. Lunghezza zona critica

In assenza di analisi più accurate si può assumere che la lunghezza della zona critica sia la maggiore tra: l'altezza della sezione, 1/6 dell'altezza libera del pilastro, 45 cm, l'altezza libera del pilastro se questa è inferiore a 3 volte l'altezza della sezione.

$$- L_{h,critica} = \max \left\{ \begin{array}{l} - h_{sez,pil} \text{ l'altezza della sezione;} \\ - 1/6 \text{ l'altezza libera del pilastro;} \\ - 45 \text{ cm;} \\ - \text{l'altezza libera del pilastro se } H_{pil} < 3 h_{sez_pilastro} \end{array} \right.$$

9.2.10. Progetto delle armature trasversali

Nelle zone critiche devono essere rispettate le condizioni seguenti:

- Le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe;
- Almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o da legature;
- Le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm e 20 cm da una barra fissata, rispettivamente per CD''A'' e CD''B''.
- Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a 6 mm.

9.2.11. Passo nella zona critica

Nelle zone critiche, per strutture progettate in CD''A'' il passo delle staffe non deve essere superiore alla più piccola delle quantità seguenti [7.4.6.2.2 – NTC]:

- 1/3 del lato minore della sezione trasversale;
- 125 mm per CD''A'' e 175mm per CD''B'';
- 6 volte il diametro minimo delle barre longitudinali (s=10cm);

Il rapporto tra l'area complessiva dei bracci delle staffe e il passo deve essere:

$$\frac{A_{st}}{s} \geq \begin{cases} 0,08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{-per CD''A'' al di fuori della} \\ & \text{zona critica e per CD''B''} \\ 0,12 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{- per CD''A''} \end{cases}$$

9.2.12. Passo nella zona NON critica

Al di fuori delle zone critiche vanno altresì rispettati i minimi presenti nel paragrafo 4.1 delle NTC.

In particolare, le armature devono essere disposte ad interasse non maggiore di [4.1.6.1.2 – NTC]:

- 12 volte il diametro minimo delle barre impiegate per le armature longitudinali (s=24);
- 250 mm.

Il rapporto tra l'area complessiva dei bracci delle staffe e il passo deve essere:

$$\frac{A_{st}}{s} \geq 0,08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}}$$

Dove:

-Ast è l'area complessiva dei bracci delle staffe,

-bst è la distanza tra i bracci più esterni delle staffe ed s è il passo delle stesse.

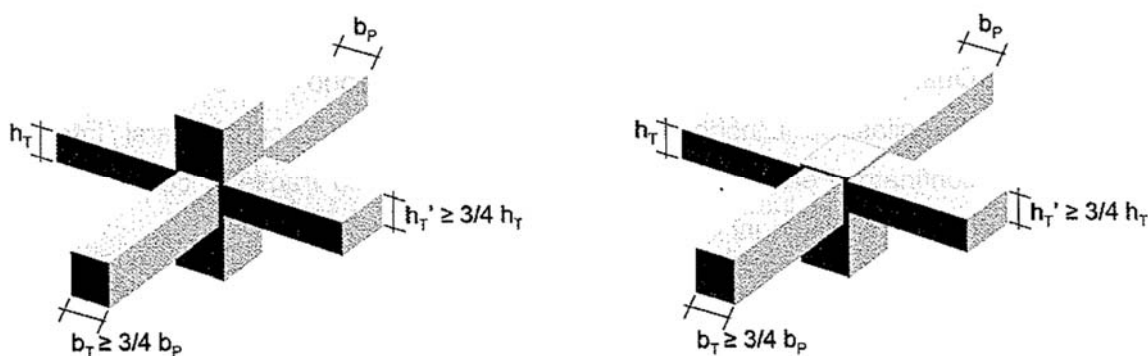
10. Nodi Trave-pilastro sismoresistenti

Come definito dalla Normativa al par. 7.4.4.3:

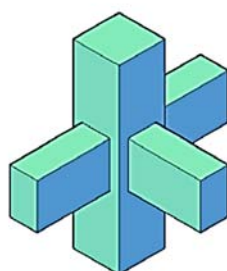
Si definisce nodo la zona del pilastro che si incrocia con le travi ad esso concorrenti. Si distinguono due tipi di nodi:

- Nodi interamente confinati: così definiti quando in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave. Il confinamento si considera realizzato quando su ogni faccia la sezione della trave si sovrappone per almeno i $3/4$ della larghezza del pilastro, e su entrambe le coppie di facce opposte del nodo le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i $3/4$ dell'altezza;
- Nodi non interamente confinati: tutti i nodi non appartenenti alla categoria precedente.

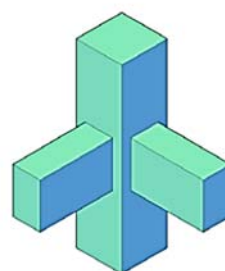
Il tutto risulta chiarito dalle figure seguenti:



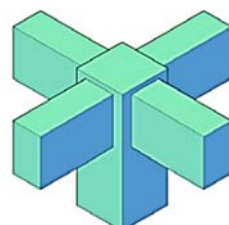
Nodo interno
interamente confinato



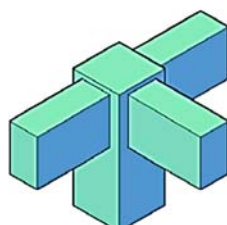
Nodo esterno
non interamente confinato



Nodo d'angolo
non interamente confinato



Nodo interno di copertura
interamente confinato



Nodo esterno di copertura
non interamente confinato



Nodo d'angolo di copertura
non interamente confinato

La resistenza del nodo deve essere tale da assicurare che non pervenga alla rottura prima delle zone della trave e del pilastro ad esso adiacenti.

Per questo motivo la progettazione è stata effettuata nel rispetto della gerarchia delle resistenze.

10.1. Sollecitazioni di calcolo ed analisi della sezione

Proprio nel rispetto della gerarchia delle resistenze, introdotta precedentemente, la NTC stabilisce che: il taglio agente in direzione orizzontale in un nodo deve essere calcolato tenendo conto delle sollecitazioni più gravose che, per effetto dell'azione sismica, si possono verificare negli elementi che vi confluiscono. In assenza di più accurate valutazioni, la forza di taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo può essere calcolata, per ciascuna direzione dell'azione sismica, come indicato dalla NTC2008-7.4.4.3:

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} - V_C \text{ per nodi interni}$$

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_C \text{ per nodi esterni}$$

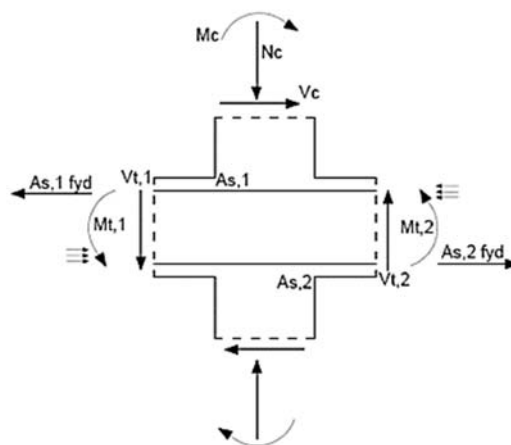
In cui:

γ_{RD} è il coefficiente di sovrarresistenza, pari a 1,20;

A_{s1}, A_{s2} sono l'area dell'armatura superiore ed inferiore;

f_{yd} è la resistenza di calcolo dell'armatura;

V_C è la forza di taglio nel pilastro al di sopra del nodo, derivante dall'analisi in condizioni sismiche;



10.2. Verifica di resistenza del nodo

Le verifiche seguenti sono da effettuare per le sole strutture in classe di duttilità alta, ovvero in CD "A", e come riportato in NTC2008-7.4.4.3.1. Essendo la struttura in progettazione, di categoria CD A, occorre effettuare quanto riportato a seguire.

10.2.1. Verifica di resistenza a compressione diagonale

La compressione diagonale indotta dal meccanismo a traliccio non deve eccedere la resistenza a compressione del calcestruzzo. In assenza di modelli più accurati, il requisito può ritenersi soddisfatto se:

$$V_{jbd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}}$$

In cui:

$$\eta = \alpha_j \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \text{ con } f_{ck} \text{ espresso in MPa;}$$

α_j è un coefficiente che vale 0,6 per nodi interni e 0,48 per nodi esterni;

v_d è la forza assiale nel pilastro al di sopra del nodo normalizzata rispetto alla resistenza a compressione della sezione di solo calcestruzzo;

h_{jc} è la distanza tra le giaciture più esterne di armature del pilastro;

b_j è la larghezza effettiva del nodo.

Quest'ultima è assunta pari alla minore tra:

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

10.2.2. Verifica di resistenza a trazione diagonale

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

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

In cui:

A_{sh} è l'area totale della sezione delle staffe;

h_{jw} è la distanza tra le giaciture di armature superiori e inferiori della trave;

f_{ctd} è la resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo;

f_{ywd} è la resistenza di progetto dell'acciaio.

In alternativa, l'integrità del nodo a seguito della fessurazione diagonale può essere garantita integralmente dalle staffe orizzontali se:

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

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

In cui:

γ_{Rd} è il coefficiente di sovrarresistenza, pari a 1,20;

A_{s1}, A_{s2} sono l'area dell'armatura superiore e inferiore;

f_{yd} è la resistenza di calcolo dell'armatura;

v_d è la forza assiale normalizzata agente al di sopra del nodo, per i nodi interni, al di sotto del nodo, per i nodi esterni.

10.2.3. *Dettagli costruttivi e limitazioni d'armatura*

Le armature longitudinali delle travi, sia superiori che inferiori, devono attraversare, di regola, i nodi senza ancorarsi o giuntarsi per sovrapposizione in essi (NTC2008-7.4.6.2.1).

Quando ciò non risulti possibile, sono da rispettare le seguenti prescrizioni:

- Le barre vanno ancorate oltre la faccia opposta a quella di intersezione con il nodo, oppure rivoltate verticalmente in corrispondenza di tale faccia, a contenimento del nodo;
- La lunghezza di ancoraggio delle armature tese va calcolata in modo da sviluppare una tensione nelle barre pari a $1,25 f_{yk}$, e misurata a partire da una distanza pari a 6 diametri dalla faccia del pilastro verso l'interno;
- Lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi non confinati devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone del pilastro inferiore e superiore adiacenti al nodo. Questa regola può non essere osservata nel caso di nodi interamente confinati;

Inoltre, al par. 7.4.6.2.3 viene specificato che:

Indipendentemente da quanto richiesto dalla verifica nel § 7.4.4.3.1, lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi non confinati devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone del pilastro inferiore e superiore adiacenti al nodo. Questa regola può non essere osservata nel caso di nodi interamente confinati.

Per i nodi non confinati (NTC2008-7.4.6.2.3), appartenenti a strutture sia in CD "A" che in CD "B", le staffe orizzontali presenti lungo l'altezza del nodo devono verificare la seguente condizione:

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot b_j} \geq 0,05 \frac{f_{ck}}{f_{yk}}$$

Nella quale n_{st} ed A_{st} sono rispettivamente il numero di bracci e l'area della sezione trasversale della barra della singola staffa orizzontale, i è l'interasse delle staffe, e b_j è la larghezza utile del nodo determinata come segue:

- Se la trave ha una larghezza b_w superiore a quella del pilastro b_c , allora b_j è il valore minimo fra b_w e $b_e + hc/2$, essendo hc la dimensione della sezione della colonna parallela alla trave;
- se la trave ha una larghezza b_w inferiore a quella del pilastro b_c , allora b_j è il valore minimo fra b_c e $b_w + hc/2$.

10.3. Tabelle di calcolo

Di seguito, sono stati riportati i due nudi su cui è stato scelto di effettuare le verifiche normative. Il primo nodo considerato, è di tipo interno, e si trova all'intersezione dei due telai di calcolo, aventi come travi T-16-20-25 e T-7-8-9-10. Il secondo, invece è catalogato come esterno, ed è relativo all'intersezione tra le travi T12, T13 e T15. La scelta di codesti nodi è legata al fine di considerare ambedue i casi definiti in normativa.

In seguito si riportano le grandezze geometriche relativi agli elementi strutturali affluenti nel nodo considerato.

Nodo trave-pilastro interno	DIREZIONE X				DIREZIONE Y				Pilastro	
	Trave									
Nodo 1	T1-9		T1-8		T1-20		T1-25		P11.1	
	altezza	larghezza	altezza	larghezza	altezza	larghezza	altezza	larghezza	X	Y
	0,5	0,3	0,5	0,3	0,5	0,3	0,5	0,3	0,3	0,7
Nodo 2	T2-9		T2-8		T2-20		T2-25		P11.2	
	altezza	larghezza	altezza	larghezza	altezza	larghezza	altezza	larghezza	X	Y
	0,5	0,3	0,5	0,3	0,5	0,3	0,5	0,3	0,3	0,7
Nodo 3	T3-9		T3-8		T3-20		T3-25		P11.3	
	altezza	larghezza	altezza	larghezza	altezza	larghezza	altezza	larghezza	X	Y

	0,5	0,3	0,5	0,3	0,5	0,3	0,5	0,3	0,3	0,7
Nodo 4	T4-9		T4-8		T4-20		T4-25		P11.4	
	altezza	larghezza	altezza	larghezza	altezza	larghezza	altezza	larghezza	X	Y
	0,5	0,3	0,5	0,3	0,5	0,3	0,5	0,3	0,3	0,7
Nodo 5	T5-9		T5-8		T5-20		T5-25		P11.5	
	altezza	larghezza	altezza	larghezza	altezza	larghezza	altezza	larghezza	X	Y
	0,5	0,3	0,5	0,3	0,5	0,3	0,5	0,3	0,3	0,7

Nodo trave- pilastro esterno	DIREZIONE X				DIREZIONE Y		Pilastro	
	Trave							
Nodo 1	T1-13		T1-12		T1-25		P16.1	
	altezza	larghezza	altezza	larghezza	altezza	larghezza	X	Y
	0,5	0,3	0,5	0,3	0,5	0,3	0,5	0,3
Nodo 2	T2-13		T2-12		T2-25		P16.2	
	altezza	larghezza	altezza	larghezza	altezza	larghezza	X	Y
	0,5	0,3	0,5	0,3	0,5	0,3	0,5	0,3
Nodo 3	T3-13		T3-12		T3-25		P16.3	
	Altezza	larghezza	altezza	larghezza	altezza	larghezza	X	Y
	0,5	0,3	0,5	0,3	0,5	0,3	0,5	0,3
Nodo 4	T4-13		T4-12		T4-25		P16.4	
	altezza	larghezza	altezza	larghezza	altezza	larghezza	X	Y
	0,5	0,3	0,5	0,3	0,5	0,3	0,5	0,3
Nodo 5	T5-13		T5-12		T5-25		P16.5	
	altezza	larghezza	altezza	larghezza	altezza	larghezza	X	Y
	0,5	0,3	0,5	0,3	0,5	0,3	0,5	0,3

Da cui si ottiene che i nodi considerati risultano, in base alle prescrizioni geometriche normative:

NODO interno	Tipologia di nodo
Nodo 1	Non Interamente
Nodo 2	Non Interamente
Nodo 3	Non Interamente
Nodo 4	Non Interamente
Nodo 5	Non Interamente

NODO esterno	Tipologia di nodo
Nodo 1	Non Interamente
Nodo 2	Non Interamente
Nodo 3	Non Interamente
Nodo 4	Non Interamente
Nodo 5	Non Interamente

Per quanto riguarda le sollecitazioni utilizzate, le successive scelte progettuali in ambito di armature e le verifiche effettuate, si riporta una tabella riepilogativa nella sezione allegati. Inoltre è presente anche una tavola rappresentate il nodo interno, in cui è possibile evincere quella che è la disposizione dei ferri.

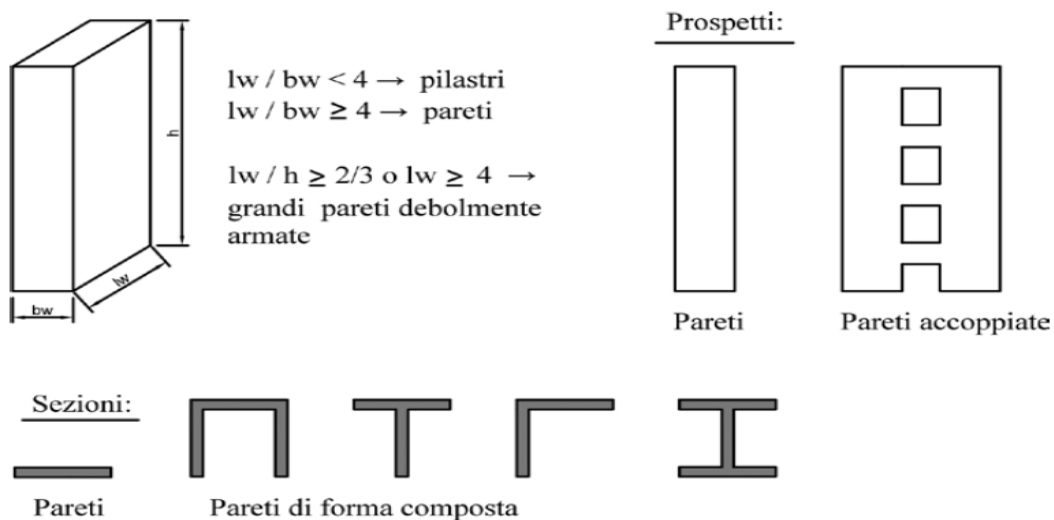
11. Predimensionamento e verifica dei setti di controventamento

11.1. Introduzione ai setti di controventamento

Si definisce setto (o parete) di controvento un “elemento strutturale verticale” con sezione allungata che ha principalmente la funzione di assorbire le sollecitazioni orizzontali (vedi il taglio) trasmesse alla struttura da parte del sisma.

Si possono distinguere varie tipologie di setti:

- Pareti: elementi strutturali di supporto per altri elementi che hanno una sezione trasversale caratterizzata da un rapporto tra dimensione massima e minima in pianta superiore a 4;
- Pareti di forma composta: insieme di pareti semplici collegate in modo da formare sezioni a L, T, U;
- Pareti accoppiate: elementi strutturali composti da due o più pareti singole, connesse in maniera regolare da travi opportunamente duttili (dette travi di accoppiamento), tali da ridurre di almeno il 20% la somma dei momenti flettenti alla base delle pareti collegate rispetto alle stesse pareti ipotizzate come agenti separatamente;
- Pareti duttili: pareti incastrate alla base in maniera tale che non ci siano rotazioni relative rispetto al resto della struttura, progettate ed armate in maniera da dissipare energia per flessione in una zona plastica posta in prossimità della base (detta cerniera plastica), e prive di aperture o fori importanti;
- Grandi pareti debolmente armate: pareti con elevate dimensioni trasversali, aventi cioè un rapporto tra dimensione massima in pianta e l'altezza superiore a 2/3, oppure la dimensione massima in pianta superiore a 4 m.



La scelta di realizzare il sistema sismoresistente di una struttura privilegiando i setti di controvento piuttosto che i telai sismoresistenti è legata alla maggior semplicità strutturale che si può ottenere, anche se con lo svantaggio di una minore libertà architettonica.

Andando a confrontare i due differenti sistemi sismoresistenti:

Pilastri sismoresistenti:

- Hanno dimensioni planimetriche più modeste rispetto ai setti di controvento;
- La loro posizione può essere definita più liberamente per adattarsi alle esigenze architettoniche.

Setti di controvento:

- Sono progettati per assorbire interamente l'azione sismica, rendendo elementi non sismoresistenti tutte le altre strutture verticali, che potranno essere considerate elementi strutturali secondari (ed essere quindi dimensionate solo per i carichi verticali);
- Le dimensioni sezionali e i vincoli sulle forometrie e sulle irregolarità li rendono a volte difficilmente adattabili alle piante architettoniche degli edifici;
- Poiché i carichi orizzontali sono concentrati sui setti, le fondazioni di questi elementi devono essere particolarmente resistenti e con dimensioni spesso molto importanti.

Nel presente progetto è stato scelto di inserire 4 setti al fine di ottenere una tipologia di modi vibrazionali principali della struttura corrispondenti a 2 traslazionali ed un 3 rotazionale, coincidenti con i primi 3 modi dell'edificio.

La necessità di inserire tali pareti è dovuta al fatto che il corpo scale ed il nucleo ascensore si trovano in una posizione completamente asimmetrica rispetto a quello che è il baricentro della struttura, quindi non è stato trovato alcuna disposizione delle travi al fine di ottenere una struttura a telaio.

Ne consegue che i setti scelti presentano dimensione dell'ordine dei 2 metri, e orientazione equipartita in x ed y, come risulta evidente consultando la tavola relativa alla planimetria dell'edificio.

A seguire saranno riportate le prescrizioni normative ed i calcoli effettuati relativi a 2 setti (dei 4 totali), S9 ed S13.

11.2. Sollecitazioni di calcolo

Per quanto riguarda l'entità delle sollecitazioni di calcolo per le pareti la NTC2008-7.4.4.5.1 riporta la procedura per il calcolo.

Il diagramma dei momenti flettenti lungo l'altezza della parete è ottenuto per traslazione verso l'alto dell'involuppo del diagramma dei momenti derivante dall'analisi. L'involuppo può essere assunto lineare, se la struttura non presenta significative discontinuità in termini di massa, rigidità e resistenza lungo l'altezza. La traslazione deve essere in accordo con l'inclinazione degli elementi compressi nel meccanismo resistente a taglio e può essere assunta pari ad h_{cr} (altezza della zona inelastica di base, altezza critica).

L'altezza h_{cr} è data dal più grande dei seguenti valori:

- L'altezza della sezione di base della parete (l_w);
- Un sesto dell'altezza della parete (h_w).

L'altezza critica da assumere non deve essere comunque maggiore di:

- Altezza del piano terra, nel caso di edifici con numero di piani non superiore a 6;
- Maggiore di due volte l'altezza del piano terra, per edifici con oltre 6 piani;
- Due volte l'altezza della sezione di base.

Sia per strutture in CD "B" che per quelle in CD "A", si deve tener conto del possibile incremento delle forze di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete.

Per quanto riguarda il taglio, questo deve essere incrementato di un fattore pari a:

$$1,5 \leq q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}}{q \cdot M_{Ed}}\right)^2 + 0,1 \left(\frac{S_e(T_c)}{S_e(T_1)}\right)} \leq q \quad \text{per pareti snelle } \frac{h}{l} > 2$$

$$\gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \leq q \quad \text{per pareti tozze } \frac{h}{l} \leq 2$$

Dove:

$\gamma_{Rd} = 1,2$;

M_{Ed} è il momento di calcolo alla base della parete;

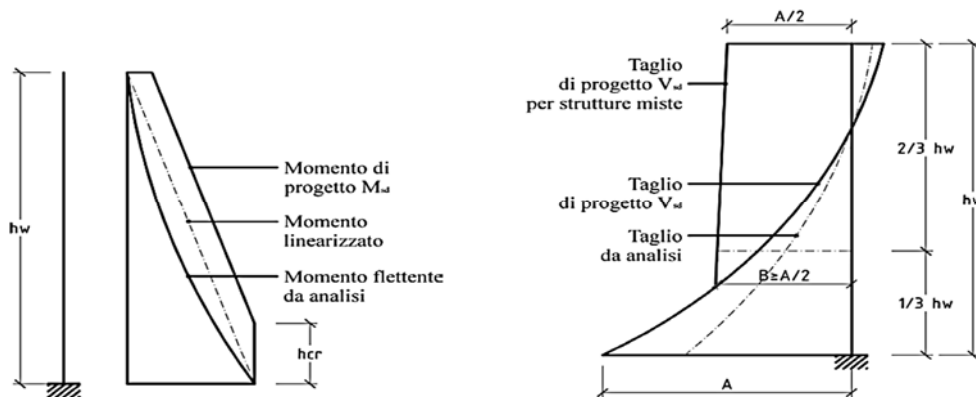
M_{Rd} è il momento resistente alla base della parete;

T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione dell'edificio nella direzione dell'azione sismica;

$S_e(T)$ è l'ordinata dello spettro di risposta elastico.

Se il fattore di struttura q è superiore a 2, si deve tener conto delle forze assiali dinamiche aggiuntive che si generano nelle pareti per effetto dell'apertura e chiusura di fessure orizzontali e del sollevamento dal suolo. In assenza di più accurate analisi essa può essere assunta pari al $\pm 50\%$ della forza assiale dovuta ai carichi verticali in condizioni sismiche. Nello schema seguente, dove h_w è l'altezza della parete ed A è il taglio alla

base incrementato dei fattori opportuni, si riportano gli andamenti tipo di Momento e Taglio, come previsto dalla NTC:



11.3. Verifica di resistenza

Le verifiche di resistenza da eseguire per le pareti sono riportate in NTC2008-7.4.4.5.2.

Nel caso di pareti semplici, la verifica di resistenza si compie con riferimento al rettangolo di base. Nel caso di pareti di forma composta, la verifica va fatta considerando la parte di sezione costituita dalle anime parallele o approssimativamente parallele alla direzione principale sismica e attribuendo alle ali dimensioni date dal minimo fra:

- Effettiva larghezza dell'ala;
- Metà della distanza fra anime adiacenti;
- 25% dell'altezza complessiva della parete h_w .

11.3.1. Verifica a pressoflessione

Per tutte le pareti, la forza normale di compressione non deve eccedere il 35% (in CD "A") della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

Le verifiche devono essere condotte nel modo indicato per i pilastri nel § 7.4.4.2.2 tenendo conto, nella determinazione della resistenza, di tutte le armature longitudinali presenti nella parete. Per le pareti estese debolmente armate occorre limitare le tensioni di compressione nel calcestruzzo per prevenire l'instabilità fuori dal piano, secondo quanto indicato nel § 4.1.2.1.7.2 per i pilastri singoli.

11.3.2. Verifica a taglio

Le verifiche di resistenza a taglio per le pareti sono riportate in NTC2008-7.4.4.5.2.2.

Si distinguono le verifiche da eseguire a seconda della classe di duttilità della struttura, essendo la presente di tipo A occorrerà:

- Nelle verifiche si deve considerare la possibile rottura a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima, la possibile rottura a taglio trazione delle armature dell'anima, la possibile rottura per scorrimento nelle zone critiche.

11.3.3. Verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima

La determinazione della resistenza è condotta in accordo con quanto già detto per i pilastri non sismoresistenti, assumendo un braccio delle forze interne z pari all'80% dell'altezza della sezione ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a 45° . Nelle zone critiche la resistenza a compressione va moltiplicata per un fattore riduttivo pari a 0,4. Questo perchè la normativa vuole evitare il collasso dell'elemento per compressione, liberando parte della resistenza a compressione per la resistenza alle sollecitazioni flessionali.

In ogni sezione dovrà risultare:

$$V_{rd} \geq V_{ed}$$

Dove V_{ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio valutato come sopra specificato. La resistenza di calcolo del pilastro è valutata come:

$$V_{rd} = \min(V_{rds}; V_{rcd})$$

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

$$V_{rds} = 0.8h * \frac{A_{sw}}{s} * f_{yd} * \cot\theta$$

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

$$V_{rcd} = 0.8h * b * \alpha_c * f_{cd}' * \frac{\cot\theta}{1 + \cot^2\theta}$$

Dove:

- d è l'altezza utile della sezione;

- b è la larghezza della sezione;

Lo spessore delle pareti deve essere non inferiore al valore massimo tra 150 mm, (200 mm nel caso in cui nelle travi di collegamento siano da prevedersi, ai sensi del § 7.4.4.6, armature inclinate), e 1/20 dell'altezza libera di interpiano.

Possono derogare da tale limite, su motivata indicazione del progettista, le strutture a funzionamento scatolare ad un solo piano non destinate ad uso abitativo.

Devono essere evitate aperture distribuite irregolarmente, a meno che la loro presenza non venga specificamente considerata nell'analisi, nel dimensionamento e nella disposizione delle armature.

In assenza di analisi più accurate si può assumere che l'altezza delle zone critiche sia la maggiore tra: la larghezza della parete e 1/6 della sua altezza.

11.3.4. Verifica a taglio trazione dell'armatura dell'anima

Il calcolo dell'armatura d'anima deve tener conto del rapporto di taglio

$$\alpha_s = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed} \cdot l_w}$$

in cui l_w è l'altezza della sezione.

Per la verifica va considerato, ad ogni piano, il massimo valore di α_s . Se $\alpha_s \geq 2$, la determinazione della resistenza è condotta in accordo con il paragrafo relativo ai pilastri non sismoresistenti, assumendo un braccio delle forze interne z pari all'80% dell'altezza della sezione ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a 45° .

Altrimenti, se $\alpha_s < 2$, si utilizzano le seguenti espressioni:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0,75 \rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w$$

$$\rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_w \cdot z \leq \rho_v \cdot f_{yd,v} \cdot b_w \cdot z + \min N_{Ed}$$

Dove:

ρ_h è il rapporto tra l'area della sezione dell'armatura orizzontale e l'area della sezione di calcestruzzo;

ρ_v è il rapporto tra l'area della sezione dell'armatura verticale e l'area della sezione di calcestruzzo;

$f_{yd,h}$ sono i valori di progetto della resistenza delle armature orizzontali;

$f_{yd,v}$ sono i valori di progetto della resistenza delle armature verticali;

b_w è lo spessore dell'anima della sezione;

N_{Ed} è la forza assiale di progetto (positiva se di compressione);

$V_{Rd,c}$ è la resistenza a taglio degli elementi non armati (come da NTC2008-4.1.2.1.3.1, e vale 0 se la forza assiale è di trazione).

11.3.5. Verifica a scorrimento nelle zone critiche

Sui possibili piani di scorrimento (per esempio le riprese di getto o i giunti costruttivi) posti all'interno delle zone critiche deve risultare:

$$V_{ed} \leq V_{rd,s}$$

Dove $V_{rd,s}$ è valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento. Esso è composto dalla somma di tre contributi:

$$V_{rd,s} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$$

Contributo dell'effetto spinotto delle armature verticali:

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{array} \right.$$

Contributo delle armature inclinate presenti alla base:

$$V_{id} > f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \cdot \cos \phi_i$$

Contributo della resistenza per attrito:

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \cdot \left[\left(\sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \xi + M_{Ed} / z \right] \\ 0,5\eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_w \end{array} \right.$$

dove η è dato dall'espressione (7.4.9) (in cui $\alpha_j=0,60$), μ_f è il coefficiente d'attrito calcestruzzo-calcestruzzo sotto azioni cicliche (può essere assunto pari a 0,60), $\sum A_{sj}$ la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento, ξ l'altezza della parte compressa della sezione normalizzata all'altezza della sezione, A_{sj} l'area di ciascuna armatura inclinata che attraversa il piano detto formando con esso un angolo ϕ_i .

La presenza di eventuali armature inclinare comporta un incremento della resistenza a flessione alla base della parete che deve essere considerato quando si determina il taglio di calcolo VEd.

Per quanto riguarda i setti progettati, non è risultato necessario inserire tali barre inclinate.

11.4. Dettagli costruttivi e limitazioni d'armatura

11.4.1. Dettagli costruttivi per le pareti

La NTC, al par. 7.4.6.1.4 fornisce specifiche a riguardo della geometria delle pareti:

Lo spessore delle pareti deve essere non inferiore al valore massimo tra 150 mm, (200 mm nel caso in cui nelle travi di collegamento siano da prevedersi, ai sensi del § 7.4.4.6, armature inclinate), e 1/20 dell'altezza libera di interpiano.

Possono derogare da tale limite, su motivata indicazione del progettista, le strutture a funzionamento scatolare ad un solo piano non destinate ad uso abitativo.

Devono essere evitate aperture distribuite irregolarmente, a meno che la loro presenza non venga specificamente considerata nell'analisi, nel dimensionamento e nella disposizione delle armature.

In assenza di analisi più accurate si può assumere che l'altezza delle zone critiche sia la maggiore tra: la larghezza della parete e 1/6 della sua altezza.

11.4.2. Limitazioni di armatura per le pareti

Come prevede la NTC08-7.4.6.2.4, le armature, sia orizzontali sia verticali, devono essere disposte su entrambe le facce della parete. Le armature presenti sulle due facce devono essere collegate con legature in ragione di almeno nove ogni metro quadrato.

Il passo tra le barre deve essere inferiore a 30 cm. Il diametro delle barre deve essere non maggiore di un decimo dello spessore della parete.

Nell'altezza della zona critica di base h_{cr} , si definisce una zona "confinata" costituita dallo spessore della parete e da una lunghezza "confinata" l_c pari al 20% della lunghezza in pianta "l" della parete stessa e comunque non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete. In tale zona il rapporto geometrico ρ dell'armatura totale verticale, riferito all'area confinata, deve essere compreso tra i seguenti limiti:

$$1\% < \rho < 4\%$$

Nelle zone confinate l'armatura trasversale deve essere costituita da barre di diametro non inferiore a 6 mm, disposti in modo da fermare una barra verticale ogni due con un passo non superiore a 8 volte il diametro della barra o a 10 cm. Le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata.

Le armature inclinate che attraversano potenziali superfici di scorrimento devono essere efficacemente ancorate al di sopra e al di sotto della superficie di scorrimento ed attraversare tutte le sezioni della parete poste al di sopra di essa e distanti da essa meno della minore tra metà altezza metà larghezza della parete.

Nella rimanente parte della parete, in pianta ed in altezza, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche, con un'armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0,2%, per controllare la fessurazione da taglio.

11.5. Tabelle relative ai setti progettati

Nelle tabelle riportate, sono presenti le caratteristiche geometriche relative ai due setti progettati:

SETTO	S9
l_w [m]	2,2
b [m]	0,3
h_w [m]	16
$H_{\text{piano terra}}$ [m]	3,2
h_{cr} [m]	2,7
TIPO PARETE	snella

SETTO	S13
l_w [m]	2
b [m]	0,3
h_w [m]	16
$H_{\text{piano terra}}$ [m]	3,2
h_{cr} [m]	2,7
TIPO PARETE	snella

Si ricorda che una parete risulta snella se è verificata la seguente condizione:

$$\frac{\text{Altezza Parete}}{\text{Altezza Sezione di base}} > 2$$

In seguito si riportano le tabelle relative alle sollecitazioni esterne agenti sui setti d'interesse, S9 ed S13, ricavate da SAP2000.

Setto S9		SOLLECITAZIONI ESTERNE					
n° sezione	sezione [m]	$M_{ed,x}$ [kN m]	$M_{ed,y}$ [kN m]	T_{ed} [kN]	N_{ed_MAX} [kN]	$N_{ed_MIN_SISMO}$ [kN]	σ_{cp} [N/mm ²]
0	0,0	1850,50	55,68	244,40	1283,70	641,85	1,95
1	1,6	1850,50	55,68	242,80	1267,09	633,55	1,92
2	3,2	1788,82	53,82	239,49	1230,24	615,12	1,86
3	4,8	1603,77	48,26	207,02	1014,16	507,08	1,54
4	5,3	1542,08	46,40	206,3	996,732	498,37	1,51
5	6,4	1418,72	42,69	205,30	977,37	488,69	1,48
6	8,0	1233,67	37,12	148,60	717,20	358,60	1,09
7	9,6	1048,62	31,55	147,76	699,82	349,91	1,06
8	11,2	863,57	25,98	105,8	461,89	230,95	0,70
9	12,8	678,52	20,42	104,50	444,51	222,26	0,67
10	14,4	493,47	14,85	43,00	182,05	91,03	0,28
11	16,0	308,42	9,28	42,30	164,67	82,34	0,25

Setto S13		SOLLECITAZIONI ESTERNE					
n° sezione	sezione [m]	M _{ed_x} [kN m]	M _{ed_y} [kN m]	T _{ed} [kN]	N _{ed_MAX} [kN]	N _{ed_MIN_SISMO} [kN]	σ_{cp} [N/mm ²]
0	0,0	1310,20	47,50	143,70	1232,04	616,02	2,05
1	1,6	1310,20	47,50	142,05	1224,04	612,02	2,04
2	3,2	1266,53	45,92	135,70	1192,04	596,02	1,99
3	4,8	1135,51	41,17	109,43	976,73	488,37	1,63
4	5,3	1091,83	39,58	108,9	960,73	480,37	1,60
5	6,4	1004,49	36,42	108,20	878,97	439,49	1,46
6	8,0	873,47	31,67	79,00	641,85	320,93	1,07
7	9,6	742,45	26,92	67,71	627,45	313,73	1,05
8	11,2	611,43	22,17	43,95	415,74	207,87	0,69
9	12,8	480,41	17,42	43,15	401,34	200,67	0,67
10	14,4	349,39	12,67	11,10	162,34	81,17	0,27
11	16,0	218,37	7,92	11,22	147,95	73,98	0,25

Successivamente sono state calcolate quelle che sono le sollecitazioni di progetto, da utilizzare per il dimensionamento dei ferri e per le verifiche, nel rispetto delle prescrizioni Normative:

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO S9				
M _{TRASLATO} [kN m]	Fattore Incremento	T _{TRASLATO} [kN]	N _{TR_MAX} [kN]	N _{TR_MIN} [kN]
1850,50	1,72	420,53	1925,55	320,93
1850,50		417,78	1900,64	316,77
1788,82		412,08	1845,36	307,56
1603,77		356,21	1521,23	253,54
1542,08		354,97	1495,10	249,18
1418,72		353,25	1466,06	244,34
1233,67		255,69	1075,80	179,30
1048,62		254,25	1049,73	174,96
863,57		182,05	692,84	115,47
678,52		179,81	666,77	111,13
493,47		73,99	273,08	45,51
308,42		72,78	247,01	41,17

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO S13				
M_{TRASLATO} [kN m]	Fattore Incremento	T_{TRASLATO} [kN]	$N_{\text{TR_MAX}}$ [kN]	$N_{\text{TR_MIN}}$ [kN]
1310,20	2,05	294,86	1848,06	308,01
1310,20		291,48	1836,06	306,01
1266,53		278,45	1788,06	298,01
1135,51		224,54	1465,10	244,18
1091,83		223,46	1441,10	240,18
1004,49		222,02	1318,46	219,74
873,47		162,10	962,78	160,46
742,45		138,94	941,18	156,86
611,43		90,18	623,61	103,94
480,41		88,54	602,01	100,34
349,39		22,78	243,51	40,59
218,37		23,02	221,93	36,99

Per quanto riguarda le verifiche e le resistenze proprie dei setti considerati, le tabelle riepilogative sono riportate nell'apposito allegato.

La distinta dei ferri e le rispettive disposizioni sono riportate nelle tavole esecutive, effettuate per un solo setto.

12. Corpo Scala

12.1. Caratteristiche generali

Il corpo scala rappresenta uno degli elementi di più complessa realizzazione sia in fase di progettazione e dimensionamento che esecutiva, per gli innumerevoli parametri di cui è necessario tenere conto.

Da un punto di vista tipologico, si possono distinguere:

- Scala a soletta rampante.
- Scala con trave a ginocchio

La *scala a soletta* è una piastra ad asse inclinato (rampa), che poggia sulle travi poste al livello di piano e di interpiano, che può essere realizzata con pignatte di alleggerimento o con soletta piena.

I gradini in genere sono riportati sulla soletta e non hanno funzione portante. Il vantaggio di siffatto schema è la minore incidenza in termini di rigidità sulla struttura.

La *scala con trave a ginocchio* è realizzata con solo cemento armato: nella quale vengono inseriti, con schema a mensola, i gradini sempre in c.a.

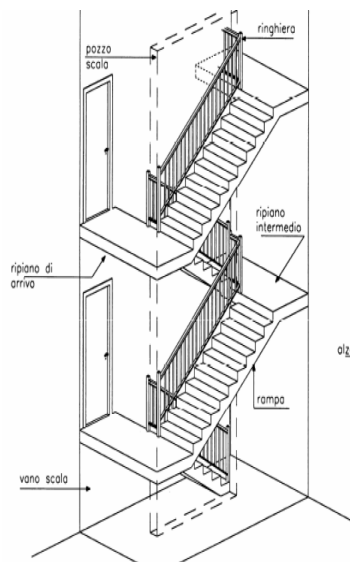


Figura. scala a soletta rampante

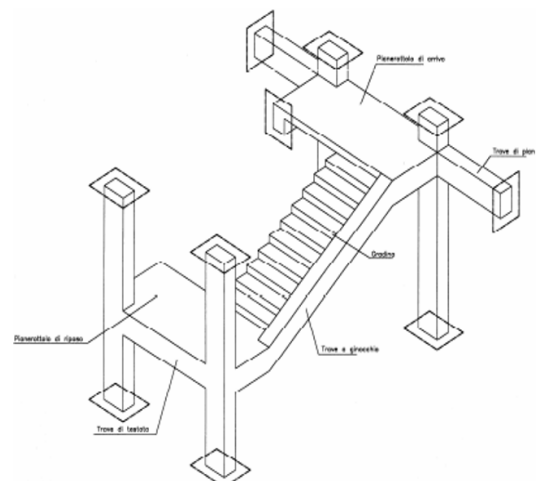


Figura. scala con trave a ginocchio

L'elemento che definisce la scala è il gradino, ovvero l'alzata e la pedata, dopo vengono tutti gli elementi. In genere si fissa l'alzata in funzione del dislivello dei piani da collegare, dello spazio disponibile per il vano scala

e della tipologia che si vuole adottare; la pedata viene di conseguenza. Le relazioni classiche che legano le due grandezze sono le seguenti:

$$a+p= 45 \div 48 \text{ cm}$$

$$2a+p = 62 \div 63 \text{ cm}$$

La tendenza è quella di avere alzate basse ($a= 16 \div 17 \text{ cm}$) e pedate larghe ($p = 30 \text{ cm}$), per ragioni ergonomiche è consigliabile rispettare i seguenti limiti:

$$a \leq 18\text{cm}$$

$$p \geq 27\text{cm}$$

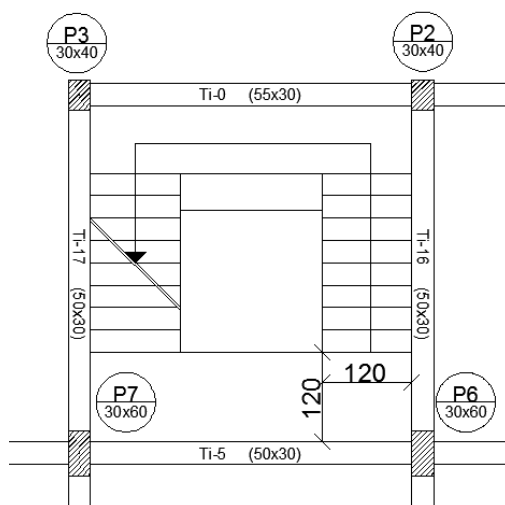
Nel nostro caso specifico a causa di limiti di natura geometrica, legati alla successiva collocazione del vano ascensore si è decisi di adottare i seguenti valori di alzata e pedata:

$$a = 18\text{cm}$$

$$p = 30\text{cm}$$

Scala a soletta rampante

Nel progetto in questione, è stato scelto di progettare l'edificio con una tipologia di scale a soletta rampante piena. Il motivo è legato alla minor incidenza in termini di rigidezza, infatti quest'ultima presenta rispetto alle scale con travi a ginocchio dei vantaggi di tipo statico e tecnologico. Nello specifico: statico in quanto influenza in minor modo lo schema dei telai spaziali a maglie rettangolari di un normale edificio in cemento armato; tecnologico perché risulta molto più semplice per le maestranze una scala a solettone (soletta piena), piuttosto che una con travi a ginocchio. Una caratteristica della scala a soletta rampante, che comporta di notevoli benefici allo schema statico generale, è che i quattro pilastri, occorrenti per il sostegno della scala stessa, possono essere disposti anche all'esterno del vano scala, realizzando delle campate più grandi, riducendo così la rigidezza della scala a favore di una più uniforme distribuzione delle rigidezze stesse.



12.2. Analisi carichi degli elementi del corpo scala

ANALISI CARICHI PIANEROTTOLO d'ingresso				
MATERIALI	h(m)	L(m)	kN/m ³	kN/m ²
PERMANENTI STRUTTURALI				
Soletta (CLA)	0,15	0,6	25	3,75
TOTALE				3,75
PERMANENTI NON STRUTTURALI				
Intonaco	0,015		18	0,27
Malta	0,01		19	0,19
Pavimento (Gres)	0,02		20	0,40
TOTALE				0,86

ANALISI CARICHI RAMPA (equivalente orizzontale)				
MATERIALI	h(m)	L(m)	kN/m ³	kN/m ²
PERMANENTI STRUTTURALI				
Soletta (CLA)	0,15		25	4,37
TOTALE				4,37
PERMANENTI NON STRUTTURALI				
Intonaco	0,015		18	31,00
Malta	0,01		19	0,22
Marmo	0,02		27	0,63
Gradini (CLS alleggerito)	0,18		14	1,47
TOTALE				3,08

ANALISI CARICHI:RAMPA INCLINATA				
MATERIALI	h(m)	L(m)	kN/m ³	kN/m ²
PERMANENTI STRUTTURALI				

Soletta (CLA)	0,15		25	3,75
TOTALE				3,75
PERMANENTI NON STRUTTURALI				
Intonaco	0,015		18	0,27
Malta	0,01		19	0,19
Marmo	0,02		27	0,54
Gradini (CLS alleggerito)	0,18		14	1,26
TOTALE				2,26

Al fine di prevedere un'eventuale plasticizzazione del corpo scala agli estremi, è stato deciso di studiare un doppio schema strutturale, ovvero appoggio-appoggio ed incastro-incastro. Questo ha permesso di massimizzare i momenti nel primo caso in mezzeria (rampa), e nel secondo caso agli estremi, così da prevenire eventuali plasticizzazioni nei nodi d'estremità. Si riportano di seguito i due schemi analizzati.

Schema strutturale Appoggio-Appoggio

Diagramma del momento

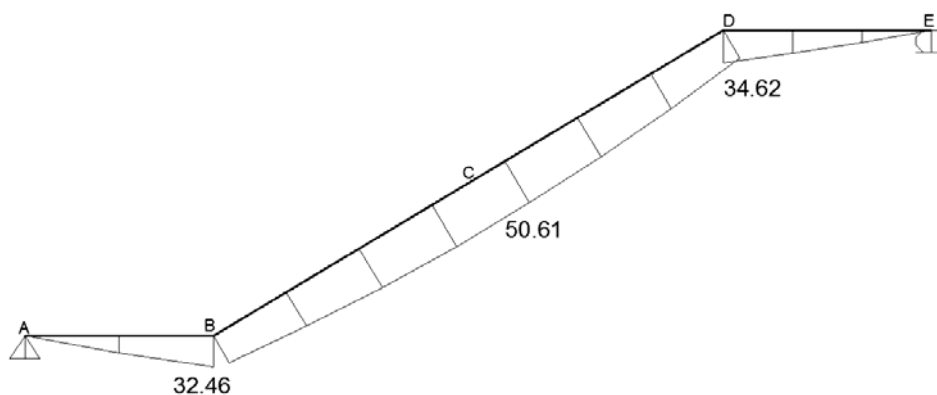
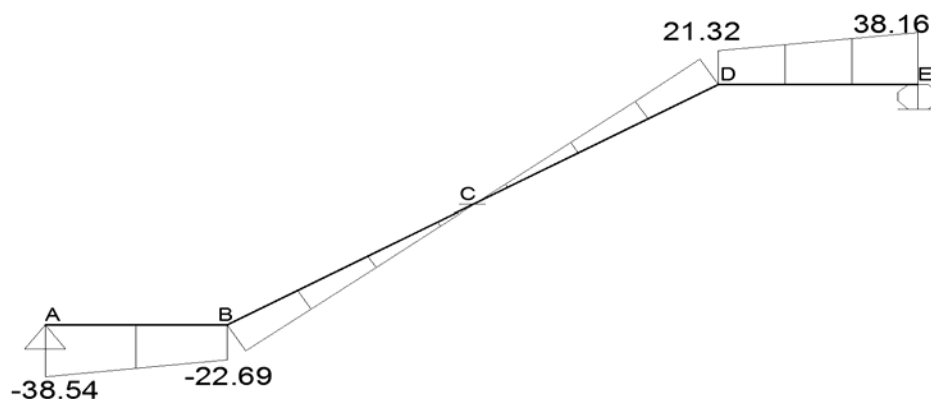
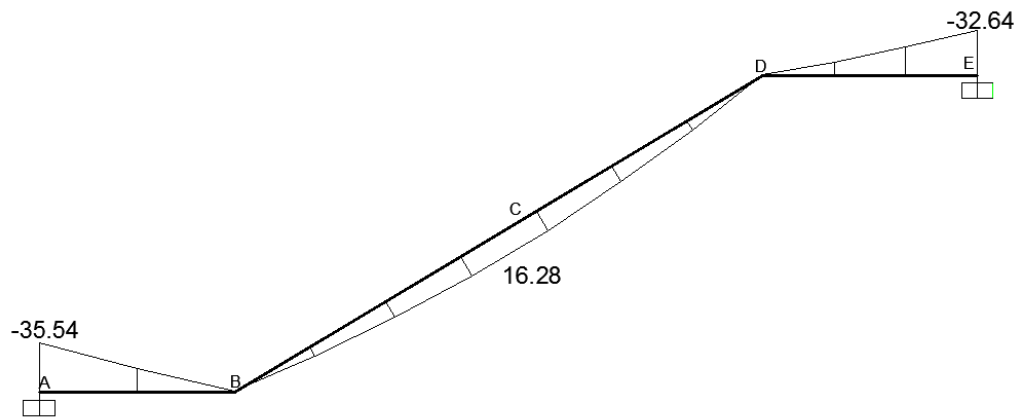
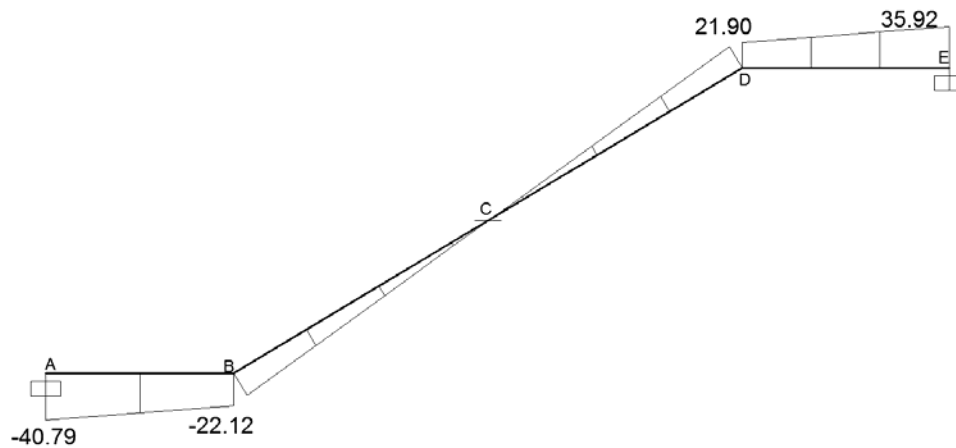


Diagramma del taglio



Schema strutturale Incastro-IncastroDiagramma del momentoDiagramma del taglio

- **Sollecitazione di calcolo per le scale**

Le caratteristiche della sollecitazione da utilizzare per la verifica ed il progetto dell'armatura longitudinale sono quelle fornite dal calcolo, combinando tutti gli schemi base come precedentemente mostrato.

- **Valutazione del momento di progetto**

I momenti flettenti di calcolo e i tagli di progetto da utilizzare per il dimensionamento o verifica nel primo caso, e solo per la verifica nel secondo, sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni:

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

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

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

I valori dei coefficienti ψ_2 j sono riportati nella Tabella seguente tratta dalla normativa:

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

12.3. Armatura longitudinale del copro scala (verifica flessionale)

Uno dei vantaggi della progettazione della scala a soletta rampante, consiste nel fatto che essa ha un comportamento perfettamente analogo ai solai precedentemente calcolati. Questo permette di effettuare delle verifiche flessionali, mediante progettazione di armature longitudinali, perfettamente analoghe ai casi precedentemente illustrati, con gli stessi principi e formule normative. L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a (4.1.6.1 NTC):

$$A_{s,min} = \max\left(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d ; 0,0013 \cdot b \cdot d\right)$$

Negli appoggi di estremità all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata per uno sforzo di trazione pari al taglio ($A_s = T_d / f_{yd}$).

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente $A_{s,max} = 0,04 A_c$, essendo A_c l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

Tabella relativa alla verifica flessionale

ARMATURA LONGITUDINALE CORPO SCALA (A-E)											
sezione		M_{ed} [kN m]	T_{ed} [kN]	A_{smin} [cmq]	b_t [cm]	A_{smin} NTC [cm ²]	A_{smin} [cm ²]	Ferri		A_{seff} [cm ²]	M_{rd} [kN m]
								Φ	Φ		
								10	14		
A	sup	35,54	0	7,769	100	2,13	7,77		6	9,24	42,25
	inf	0	40,79	0,010	100	2,13	2,13	0	2	3,08	14,08
B	sup	0	22,12	0,006	100	2,13	2,13	0	2	3,08	14,08
	inf	32,46	0	7,096	100	2,13	7,10		6	9,24	42,25
C	sup	0	0	0,000	100	2,13	2,13	0	2	3,08	14,08
	inf	50,61	0	11,063	100	2,13	11,06		8	12,32	56,34
D	sup	0	21,9	0,006	100	2,13	2,13	0	2	3,08	14,08
	inf	34,62	0	7,568	100	2,13	7,57		6	9,24	42,25
E	sup	32,64	0	7,135	100	2,13	7,13		6	9,24	42,25
	inf	0	35,92	0,009	100	2,13	2,13	0	2	3,08	14,08

• Verifica a taglio

Poiché la scala a soletta rampante è piena, essa non necessita di armature specifiche a taglio per le motivazioni riportate in precedenza, tuttavia risulta necessario effettuare una verifica perfettamente analoga al caso dei solai di piano e copertura, secondo la relazione:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

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

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

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Tabella relativa alla verifica a taglio

Travetto SCALA (A-E)										
sezione		Ved [kN]	Ferri		As _{eff} [cm ²]	d [mm]	ρ ₁	k	v _{min}	Vrd [kN]
			Φ	Φ						
			10	14						
A	sup	0	0	6	923,63	130,00	0,020	2,0	0,5	1208,41
	inf	40,79	0	2	307,88	130,00	0,020	2,0	0,5	1208,41
B	sup	22,12	0	2	307,88	130,00	0,020	2,0	0,5	1208,41
	inf	0	0	6	923,63	130,00	0,020	2,0	0,5	1208,41
C	sup	0	0	2	307,88	130,00	0,020	2,0	0,5	1208,41
	inf	0	0	8	1231,50	130,00	0,020	2,0	0,5	1208,41
D	sup	21,9	0	2	307,88	130,00	0,020	2,0	0,5	1208,41
	inf	0	0	6	923,63	130,00	0,020	2,0	0,5	1208,41
E	sup	0	0	6	923,63	130,00	0,020	2,0	0,5	1208,41
	inf	35,92	0	2	307,88	130,00	0,020	2,0	0,5	1208,41

12.4. Verifica trave d'interpiano

Relativamente alla presenza di una scala che trasmette carichi ai pianerottoli, è necessario verificare il comportamento a torsione delle travi su cui si innestano i pianerottoli stessi. A partire dalle caratteristiche geometriche specifiche di questi elementi si è effettuato un controllo sulla necessità o meno di inserire un'armatura trasversale aggiuntiva dovuta ai contributi dei momenti agenti parallelamente all'asse longitudinale delle travi:

Caratteristiche trave di testata		
L _{trave}	460	cm
L _{netta}	430	cm
H _{trave}	55	cm
B _{trave}	30	cm
d'	3	cm
d	52	cm
A _{sezione}	0,165	m

- Tabelle riepilogative di calcolo**

ARMATURA LONGITUDINALE TRAVE INTERPIANO									
Sezione		M_{ed} [kN*m]	T_{ed} [kN]	Prescrizioni Normative		ferri scelti		Area effettiva (cmq)	Momento resistente
				$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	ϕ	ϕ		M_{rd} [kN m]
						14	18		
Ti0-1	A	31,31	0	2,55	66	2		3,08	56,34
		44,29	37,85	2,55	66	2	1	5,62	102,90
	B	2,44	9,58	2,55	66	2		3,08	56,34
		15,76	0,00	2,55	66	2	1	5,62	102,90
	C	39,17	0,00	2,55	66	2	1	5,62	102,90
		14,67	44,97	2,55	66	2		3,08	56,34

ARMATURA A TAGLIO TRAVE INTERPIANO Ti0-1					ZONA CRITICA						ZONA NON CRITICA				
Sezione	L_{TRAVE} [m]	M_{U+} [kN m]	M_{U-} [kN m]	V_{ed_MAX} [kN]	L_{ZONA_CR} [m]	Φ_{STAFFE} [mm]	s [mm]	n° bracci staffe	$V_{Rd_Z_CR}$ [kN]	V_{R1} [kN]	L [m]	Φ_{STAFFE} [mm]	s [mm]	n° bracci staffe	V_{Rd_TRAVE} [kN]
A	4,3	109,8	61,08	50,7	0,825	8	80	2	229,95	199,91	2,65	8	220	2	209,04
B		61,08	109,08	77,7	0,825	8	80	2	229,95	345,17					

- Verifica a torsione della trave d'interpiano**

La verifica di resistenza (SLU) consiste nel controllare che:

$$T_{rd} \geq T_{ed}$$

Dove T_{ed} è il valore di calcolo del momento torcente agente. Per elementi prismatici sottoposti a torsione semplice o combinata con altre sollecitazioni, che abbiano sezione piena o cava, lo schema resistente è costituito da un traliccio periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo. Con riferimento al calcestruzzo la resistenza si calcola con:

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

per sezioni piene $t = A_c/u$ dove A_c è l'area della sezione ed u è il suo perimetro; t deve essere assunta comunque ≥ 2 volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale. Con riferimento alle staffe trasversali la resistenza si calcola con:

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta$$

Con riferimento all'armatura longitudinale la resistenza si calcola con:

$$T_{Rld} = 2 \cdot A \cdot \frac{\sum A_l}{u_m} \cdot f_{yd} / \text{ctg}\theta$$

dove si è posto

A area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;

A_s area delle staffe;

u_m perimetro medio del nucleo resistente

s passo delle staffe;

$\sum A_l$ area complessiva delle barre longitudinali.

La resistenza alla torsione della trave è la minore delle tre sopra definite:

$$T_{Rd} = \min (T_{Rcd}, T_{Rsd}, T_{Rld})$$

Per quanto riguarda la crisi lato calcestruzzo, la resistenza massima di una membratura soggetta a torsione e taglio è limitata dalla resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo. Per non eccedere tale resistenza deve essere soddisfatta la seguente condizione:

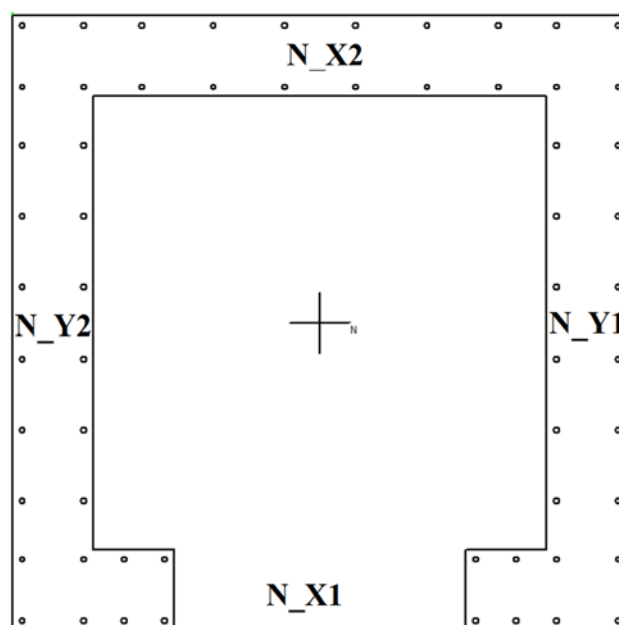
$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rcd}} \leq 1$$

Verifiche torsionali Trave Ti0-1				ZONA CRITICA		zona NON critica		VERIFICHE FINALI	
Sezione	Ted [kN]	Ved	Vrcd[kN]	s [mm]	Trd [kN]	s [m]	Trd [kN]	$Trld \geq Ted$	$\frac{Ted}{Trcd} + \frac{Ved}{Vrcd} \leq 1$
A	37,85	50,71	577,75	80	85,58	220	-	-	-
B	9,58	37,85	398,45	80	-	220	25,18	-	-
C	44,97	77,70	577,75	80	85,58	220	-	-	-

13. Nucleo ascensore

Per l'analisi nel nucleo ascensore, avente dimensione 1,9 m x 1,9 m, con aperture centrale di 90 cm e travi di collegamento presenti ad ogni piano, si è pensato di dividere in tre setti (N_X2, N_Y1, N_Y2) l'intero corpo, per calcolare le sollecitazioni agenti su ciascun elemento e dimensionarlo indipendentemente dagli altri.

Una parete è un elemento strutturale di supporto per altri elementi che ha una sezione trasversale caratterizzata da un rapporto tra dimensione massima e minima in pianta superiore a 4. Nel nostro edificio è presente il nucleo ascensore che è costituito da: 3 pareti semplici e una parete forata (N_X1) che viene vista come composta da due pareti tra le quali viene inserita una trave alta detta trave di accoppiamento.



13.1. Altezza zona critica

All'interno dei setti si identifica una zona critica che deve essere stabilita seguendo i criteri sotto riportati:

L'altezza h_{cr} è data dal più grande dei seguenti valori:

- l'altezza della sezione di base della parete (l_w),
- un sesto dell'altezza della parete (h_w);

l'altezza critica da assumere non deve essere:

- maggiore dell'altezza del piano terra, nel caso di edifici con numero di piani non superiore a 6.

- maggiore di due volte l'altezza del piano terra, per edifici con oltre 6 piani, e comunque non maggiore di due volte l'altezza della sezione di base.

ASCENSORE	Lx (cm)	Ly (cm)	lw (cm)	hcr (cm)	hcr<lw	hcr<2*lw
N_X2	190	25	190	320	vero	vero
N_Y1	25	190	190	320	vero	vero
N_Y2	25	190	190	320	vero	vero

Si è assunta un'altezza critica pari a 3,2 m, equivalente ad 1/6 dell'intera altezza del nucleo.

13.2. Progetto armature

Le armature, sia orizzontali che verticali devono:

- Avere diametro non superiore ad 1/10 dello spessore della parete,
- Essere disposte su entrambe le facce della parete,
- Avere un passo non superiore a 30 cm,
- Essere collegate con legature, in ragione di almeno nove ogni metro quadrato.

Nucleo	Prescrizioni geometriche		
	ϕ max (mm)	Passo max (cm)	Legature ogni m ²
N_X2	25	30	9
N_Y1	25	30	9
N_Y2	25	30	9

13.3. Sollecitazioni

Mediante il software di calcolo Sap2000, nello specifico, grazie al comando section cut, è stato possibile estrapolare le sollecitazioni agenti su ogni singola parte del nucleo:

• N_X1

P		V2		V3		T		M2		M3	
KN		KN		KN		KN-m		KN-m		KN-m	
MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN
964,268	443,843	34,2	-36,187	97,412	-56,017	43,9005	-38,3158	20,2633	-13,3421	310,8768	-331,1909
648,813	648,813	33,166	-31,729	73,931	-45,183	38,5898	-49,9569	15,392	-11,6505	244,2256	-259,6604
399,646	207,476	29,167	-26,683	59,48	-46,611	25,7457	-41,2719	12,2706	-12,0631	152,1221	-157,8548
214,537	399,646	25,004	-21,657	42,065	-43,44	15,3168	-33,207	8,5621	-11,3322	82,0323	-83,5931
100,261	56,96	20,579	-15,472	19,581	-36,733	9,0855	-27,1643	3,9697	-9,9661	39,1611	-42,2201
34,943	214,537	6,195	-5,987	11,027	-54,048	30,7341	-18,2269	2,4203	-12,1496	29,8289	-27,7144
1,822	21,635	0,685	-0,553	3,835	-2,495	5,147	-4,6874	0,4627	-0,3124	1,1565	-1,6205

• N_X2

P		V2		V3		T		M2		M3	
KN		KN		KN		KN-m		KN-m		KN-m	
MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN
890,979	543,1704	125,93	-124,32	47,327	-98,617	33,3217	-36,5012	12,5193	-20,7371	526,143	-552,9556
606,382	279,9708	118,288	-101,061	9,144	-51,58	20,4576	-32,0905	3,3886	-9,9396	308,0532	-307,7122
384,552	102,738	90,957	-64,976	2,457	-35,9	9,3242	-25,2923	1,4462	-6,4792	183,2322	-173,4271
212,664	9,486	66,481	-33,761	-0,509	-23,858	0,9472	-20,1697	0,8866	-4,454	92,026	-77,2214
99,927	45,3672	41,446	-0,952	2,249	-18,5	-3,0376	-19,3698	1,2798	-3,5205	37,2867	-18,5605
34,943	10,5288	6,195	-5,987	11,027	-54,048	30,7341	-18,2269	2,4203	-12,1496	29,8289	-27,7144
1,822	0,2952	0,685	-0,553	3,835	-2,495	5,147	-4,6874	0,4627	-0,3124	1,1565	-1,6205

• N_Y1

P		V2		V3		T		M2		M3	
KN		KN		KN		KN-m		KN-m		KN-m	
MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN
555,275	196,98	37,777	-70,89	88,497	-90,908	36,8349	-36,939	465,7995	-437,9978	9,8326	-14,8484
385,244	385,244	23,522	-45,192	75,009	-79,71	29,5845	-34,6248	289,1312	-274,0247	6,8926	-9,3529
258,061	101,801	23,587	-31,517	51,861	-60,503	15,6288	-18,5644	163,1157	-157,8084	6,6448	-6,8152
158,67	258,061	21,978	-18,24	30,64	-42,732	15,2045	-16,7533	68,9817	-75,3807	6,2296	-4,4418
80,588	39,601	19,967	-4,293	7,713	-24,9	16,1559	-17,1215	35,3562	-54,7843	5,4633	-1,7277
33,25	158,67	15,428	-4,115	4,37	-4,781	10,7939	-3,5106	23,0621	-25,0251	3,6163	-1,0245
1,406	7,115	2,734	-4,634	1,31	-2,107	4,8148	-4,1564	1,2109	-1,1163	0,2997	-0,4744

• N_Y2

P		V2		V3		T		M2		M3	
KN		KN		KN		KN-m		KN-m		KN-m	
MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN
512,777	-203,973	69,258	-37,958	64,923	-72,624	45,0214	-48,03	445,3244	-421,8645	14,4711	-10,0076
360,421	-90,957	42,352	-17,984	51,972	-37,444	36,3	-44,9608	269,7183	-246,867	8,2182	-4,4149
245,442	-21,771	34,373	-19,862	36,066	-11,096	20,0046	-34,9434	156,9555	-128,745	6,548	-3,6856
156,343	10,981	24,999	-19,234	31,158	1,585	7,9238	-26,7936	80,2493	-51,996	4,9665	-3,0511
84,753	20,965	14,97	-17,061	38,171	-0,963	5,5357	-27,0941	37,9437	-11,9295	3,1525	-1,9991
34,891	-6,343	6,718	-13,325	4,713	-6,445	4,068	-16,9166	26,648	-19,2109	1,641	-3,6094
1,338	0,163	3,94	-4,103	1,397	-2,373	5,3741	-3,8864	1,522	-1,0237	0,397	-0,4232

13.3.1. Armature longitudinali

In tale zona il rapporto geometrico ρ dell'armatura totale verticale, riferito all'area confinata, deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$1\% \leq \rho \leq 4\%$$

13.3.2. Armature trasversali

Zone confinate:

- l'armatura trasversale deve essere costituita da barre di diametro non inferiore a 6 mm, disposti in modo da fermare una barra verticale ogni due con un passo non superiore a 8 volte il diametro della barra o a 10 cm.
- Le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata.

Nella rimanente parte della parete:

- In pianta ed in altezza, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche, con un'armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0,2%, per controllare la fessurazione da taglio.

In virtù delle sollecitazioni e delle prescrizioni normative, si è deciso di armare tutti i setti con armature longitudinali aventi diametro 18 mm e staffe di diametro 8 mm.

Setto	Armatura longitudinale			Armatura trasversale		
	Φ [mm]	Numero		Φ [mm]	Passo	
		Zona Critica	No Z. Critica		Zona Critica	No Z. Critica
N_X1	18	20	12	8	6	22
N_X2	18	24	20	8	6	22
N_Y1	18	24	20	8	6	22
N_Y2	18	24	20	8	6	22

La disposizione delle armature e le effettive lunghezze, sono riportate nella tavola esecutiva N°VII: "Carpenteria e Armature Nucleo Ascensore".

13.4. Verifiche

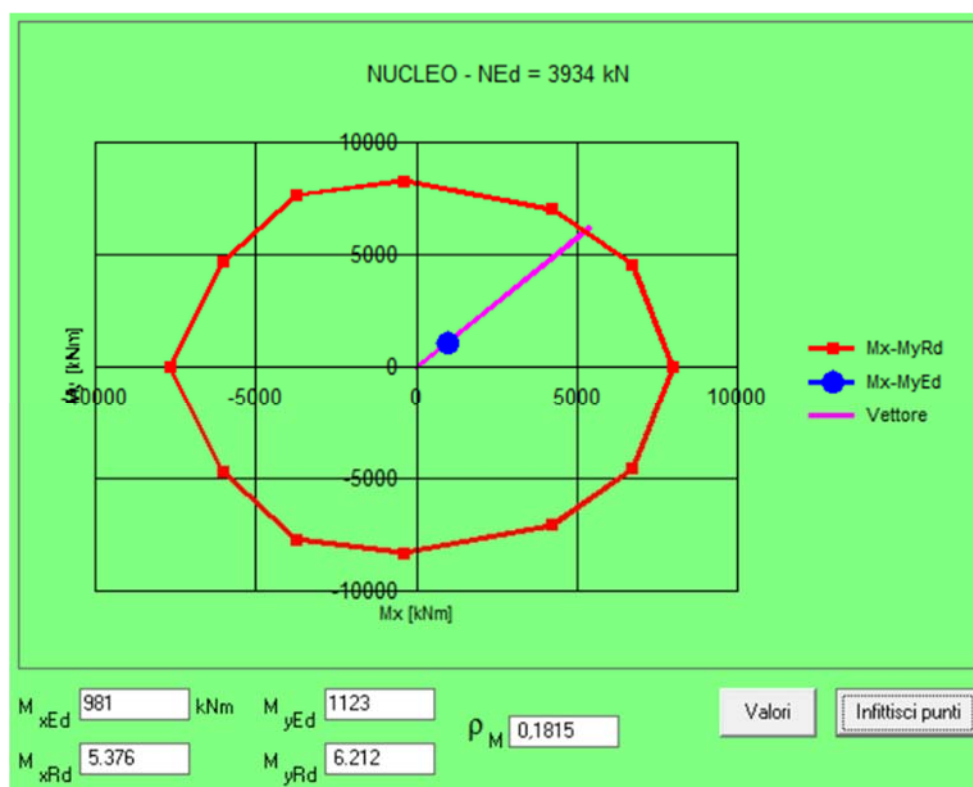
Sono di seguito riportate tutte le verifiche prescritte dall'NTC08 per la sezione di base del nucleo. Sono state però estese (anche se non riportate nel seguente trattato) anche per le sezioni superiori per poter scegliere i ferri longitudinali da proseguire e il passo dell'armatura trasversale.

13.4.1. Verifica a Pressoflessione

In mancanza di analisi più accurate, le sollecitazioni di calcolo nelle pareti possono essere determinate mediante la seguente procedura semplificata:

- Per tutte le pareti, la forza normale di compressione non deve eccedere rispettivamente il 40% in CD"B" e il 35% in CD"A" della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.
- Il diagramma dei momenti flettenti lungo l'altezza della parete è ottenuto per traslazione verso l'alto dell'involuppo del diagramma dei momenti derivante dall'analisi. L'involuppo può essere assunto lineare, se la struttura non presenta significative discontinuità in termini di massa, rigidezza e resistenza lungo l'altezza.

Analizzando singolarmente le pareti si è verificato che lo sforzo normale non eccedesse il 35% della resistenza del CLS, inoltre, mediante il software VCASLU si è fatta una verifica globale del nucleo, attestando che la massima sollecitazione ricada all'interno del dominio di resistenza.



13.5. Sollecitazione di taglio

La verifica a Taglio può essere condotta considerando come elementi resistenti per il sisma agente lungo “x” le pareti “N_X1 e N_X2” e per il sisma agente lungo “y” le pareti “N_Y1 e N_Y2”. Per strutture sia in CD “B” che in CD “A” si deve tener conto del possibile incremento delle forze di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete. Per le strutture in CD “A” il taglio derivante dall’analisi dinamica lineare deve essere incrementato del fattore:

$$1.5 \leq q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \right)^2 + 0.1 \left(\frac{S_e(T_c)}{S_e(T_1)} \right)} \leq q \quad \text{per pareti snelle}$$

$$\gamma_{rd} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \leq q \quad \text{per pareti tozze}$$

Nella determinazione del fattore di amplificazione delle sollecitazioni di taglio nel caso in cui il fattore di struttura q è superiore a 2, si deve tener conto della forza assiale dinamica aggiuntiva che si genera nelle pareti per effetto dell’apertura e chiusura di fessure orizzontali e del sollevamento dal suolo. In assenza di più accurate analisi essa può essere assunta pari al $\pm 50\%$ della forza assiale dovuta ai carichi verticali in condizioni sismiche.

Fattore di struttura $q > 2$					
Fattore di amplificazione del taglio			Sollecitazioni		
Setto	N1=Nmax+50%	N2=Nmin-50%	Med	Mrd(N1)	δ_v
N_X2	1336,47	271,59	552,96	1585	3,47
N_Y1	832,91	98,49	465,8	1585	4,8
N_Y2	769,17	101,98	445,32	1585	4,8

13.6. Verifica a taglio

Per strutture in CD “A” nelle verifiche si deve considerare:

- la possibile rottura a taglio compressione del calcestruzzo dell’anima,
- la possibile rottura a taglio trazione delle armature dell’anima,
- la possibile rottura per scorrimento nelle zone critiche.

13.6.1. Verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima

La determinazione della resistenza è condotta in questo modo:

$$V_{Rcd} \geq V_{Ed}$$

Dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio valutato come sopra specificato ovvero facendo riferimento ad un fattore di amplificazione. La resistenza di calcolo è valutata come nel pilastro:

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

si assume un braccio delle forze interne z pari a 80% dell'altezza della sezione e un'inclinazione delle diagonali compresse pari a 45°.

Verifica taglio compressione 4.1.2.1.3					
Setto	σ_{cp} (N/mm ²)	α_c	V_{Rcd}	V_{Ed}	Verifica
N_X2	1,88	1,11	1714,55	437,44	verificato
N_Y1	1,17	1,07	1648,47	436,36	verificato
N_Y2	1,08	1,07	1640,1	348,6	verificato

13.6.2. Verifica a taglio trazione dell'armatura

Il calcolo dell'armatura d'anima deve tener conto del rapporto di taglio $\alpha = M_{Ed} / (V_{Ed} \times l_w)$ in cui l_w è l'altezza della sezione. Per la verifica va considerato, ad ogni piano, il massimo valore di α_s . Se $\alpha_s > 2$, la determinazione della resistenza è condotta in accordo con il § 4.1.2.1.3, assumendo un braccio delle forze interne z pari all'80% dell'altezza della sezione ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a 45°. Altrimenti si utilizzano le seguenti espressioni:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0,75 \times \rho_h \times f_{yd,h} \times b_w \times \alpha_s \times l_w$$

$$\rho_h \times f_{yd,h} \times b_{wo} \times z \leq \rho_v \times f_{yd,v} \times b_w \times z + \min N_{Ed}$$

in cui ρ_h e ρ_v sono i rapporti tra l'area della sezione dell'armatura orizzontale o verticale, rispettivamente, e l'area della relativa sezione di calcestruzzo, $f_{yd,h}$ e $f_{yd,v}$ sono i valori di progetto della resistenza delle armature orizzontali e verticali, b_w è lo spessore dell'anima, N_{Ed} è la forza assiale di progetto (positiva se di compressione), $V_{Rd,c}$ è la resistenza a taglio degli elementi non armati, determinata in accordo con il § 4.1.2.1.3.1, da assumersi nulla nelle zone critiche quando N_{Ed} è di trazione.

Verifica taglio trazione armatura								
Setto	α_s	A_{sw}/s (mm ² /m)	s (mm)	$V_{Rd,c} + 0,75 \times \rho_h \times f_{yd,h} \times b_w \times \alpha_s \times l_w$	V_{Ed}	$\rho_h \times f_{yd,h} \times b_{wo} \times z$	$\rho_v \times f_{yd,v} \times b_w \times z + \min N_{Ed}$	Verifica
N_X2	0,66	1675,52	60	1581,96	437,44	1961,67	2153,24	Verificato
N_Y1	0,66	1675,52	60	1339,05	436,36	1961,67	1980,14	Verificato
N_Y2	0,67	1675,52	60	1539,31	348,6	1961,67	1983,64	Verificato

13.6.3. Verifica a scorrimento

Sui possibili piani di scorrimento (per esempio le riprese di getto o i giunti costruttivi) posti all'interno delle zone critiche deve risultare

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$$

dove

- $V_{Rd,s}$ è il valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento

$$V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$$

nella quale

- V_{dd} : contributo dell'effetto "spinotto" delle armature verticali;
- V_{id} : contributo delle armature inclinate presenti alla base;
- V_{fd} contributo della resistenza per attrito.

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,3 \cdot \sum A_{vj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{vj} \end{array} \right.$$

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

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \cdot \left[\left(\sum A_{vj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \xi + M_{Ed} / z \right] \\ 0,5 \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \end{array} \right.$$

Dove:

- $\eta = \alpha_j \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$ con f_{ck} espresso in MPa (in cui $\alpha_j=0,60$),
- μ_f è il coefficiente d'attrito calcestruzzo-calcestruzzo sotto azioni cicliche (può essere assunto pari a 0,60)
- $\sum A_{vj}$ la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento,
- x l'altezza della parte compressa della sezione normalizzata all'altezza della sezione,
- A_{sj} l'area di ciascuna armatura inclinata che attraversa il piano detto formando con esso un angolo ϕ_i .

Setto	Vdd	Vid	Vfd	Vrd	Ved	Verifica
N_X2	597,45	0	1036,6	1634,05	437,44	vero
N_Y1	597,45	0	1036,6	1634,05	436,36	vero
N_Y2	597,45	0	1036,6	1634,05	348,6	vero

13.7. Trave di accoppiamento

Le travi di accoppiamento vengono considerate travi snelle. Nel caso in esame, tutte le travi di accoppiamento hanno le seguenti dimensioni geometriche:

trave di accoppiamento		
h	100	cm
b	25	cm
d'	3	cm
d	97	cm
L	90	cm

Per la verifica si segue lo stesso procedimento delle travi sismoresistenti se è soddisfatta almeno una delle seguenti condizioni:

- è improbabile che si manifesti fessurazione diagonale in entrambe le direzioni e $V_{Ed} \leq f_{ctd} \cdot b \cdot d$ (essendo b la larghezza e d l'altezza utile della sezione);
- è prevedibile un collasso prevalentemente flessionale se $l_h \geq 3$ (rapporto tra la luce netta e l'altezza).

Se le condizioni precedenti non sono soddisfatte, la sollecitazione di taglio deve essere assorbita da due ordini di armature diagonali, opportunamente staffate, disposte ad X (dette anche "croci di S. Andrea") sulla trave che si ancorano nelle pareti adiacenti. Ciascuna diagonale avrà sezione pari ad A_s e tale da soddisfare la relazione:

$$V_{Ed} \leq 2 \cdot A_s \cdot f_{yd} \cdot \sin \phi$$

essendo ϕ l'angolo minimo tra ciascuna delle due diagonali e l'asse orizzontale.

Travi aventi altezza pari allo spessore del solaio non sono da considerare efficaci ai fini dell'accoppiamento; quindi le travi di accoppiamento non possono essere travi in spessore.

Le sollecitazioni ricavate da Sap2000 sono le seguenti:

TRAVI DI ACCOPPIAMENTO						
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	V	P	M
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN-m
T.C.1	SLV_SLU_(DINAMICA)	Combination	Max	298,03	100,302	94,5125
T.C.2	SLV_SLU_(DINAMICA)	Combination	Max	162,082	111,676	80,9836
T.C.3	SLV_SLU_(DINAMICA)	Combination	Max	94,008	113,167	75,4533
T.C.4	SLV_SLU_(DINAMICA)	Combination	Max	46,703	100,79	64,0417
T.C.5	SLV_SLU_(DINAMICA)	Combination	Max	22,679	73,157	48,7489
T.C.6	SLV_SLU_(DINAMICA)	Combination	Max	5,185	32,447	23,2884

Essendo:

$$f_{ctd} \cdot b \cdot d = 687,47 \text{ kN} > V_{Ed} = 298,03 \text{ kN}$$

Nessuna trave di accoppiamento necessita di armature disposte a croce, e sarà progettata come una comune trave sismo-resistente, con le relative prescrizioni normative.

ARMATURA LONGITUDINALE TRAVI DI PIANO													
Sezione	b _t [cm]			M _{ed} [kN*m]	T _{ed} [kN]	Prescrizioni Normative						ferri scelti	
						Minimi			Massimi	A _{s,min} A _{s,max}		Φ	Φ
						A _{s,min} = $\frac{M_{ed}}{0,9 d f_{yd}}$	A _{s,min} = $\frac{T_{ed}}{f_{yd}}$	A _{s,min} = 0.26 b _t d $\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$	A _{s,max} = 0.04 A _c			14	18
Tutta la trave	25	sup	compresso	56,00	0,00	1,64	0,00	3,97	100,00	3,97	100,00	0	3
	25	inf	teso	101,67	298,00	2,98	7,62	3,97	100,00	7,62	100,00	0	3

ATTENZIONE! ALMENO 2 BARRE ϕ 14 SUPERIORMENTE E INFERIORMENTE						
Area effettiva (cm ²)	Verifica	Momento resistente	ρ_{teso} $\rho_{compresso}$		Verifiche ρ	
		M_{rd} [kN m]			$\frac{1,4}{f_{yk}} \leq \rho_{teso} \leq \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$	$\rho_{comp} \geq 0,25 \rho_{teso}$
7,63	ok	260,79	0,0000	0,0031	Verificato	Verificato
7,63	ok	260,79	0,0031	0,0000		

Essendo la lunghezza della travedi 90 cm, esse ricada completamente nella lunghezza critica, si è scelto di armarla, per resistere alle sollecitazioni taglianti, con staffe ϕ 8, passo 10 cm.

V_{ed}	V_{Rsd} [kN]	V_{Rcd} [kN]	$V_{Rd_Z_CR}$ [kN]	VERIFICA TAGLIO
298,03	343,422518	898,189688	343,4225	Vero

Al fine di verificare il passo delle armature longitudinali, sono state inserite su ogni lato della parete, fuori calcolo, 3 ϕ 10.

14. Pushover (analisi non lineare)

La pushover è un'analisi di tipo non lineare statica, effettuata al fine di valutare le effettive capacità dissipative della struttura.

Infatti la Normativa prevede tale analisi per verificare certe condizioni sotto cui viene a trovarsi la struttura, tenendo in considerazione aspetti strutturali che la analisi lineari non sono in grado di considerare [NTC cap. 7.3]:

L'analisi non lineare si utilizza per sistemi dissipativi e tiene conto delle non linearità di materiale e geometriche; queste ultime possono essere trascurate. I legami costitutivi utilizzati devono includere la perdita di resistenza e la resistenza residua, se significativi.

Per determinare gli effetti dell'azione sismica su sistemi dissipativi, si possono effettuare analisi non lineari. In esse l'equilibrio è trattato staticamente ("analisi non lineare statica") modellando l'azione sismica direttamente mediante forze statiche fatte crescere monotonamente.

Inoltre la NTC al par. 4.1.1.3 specifica che: *L'analisi non lineare può essere usata per valutare gli effetti di azioni statiche e dinamiche, sia per gli stati limite di esercizio, sia per gli stati limite ultimi, a condizione che siano soddisfatti l'equilibrio e la congruenza.*

Nell'analisi si trascurano gli effetti di precedenti applicazioni del carico e si assume un incremento monotono dell'intensità delle azioni e la costanza del rapporto tra le loro intensità.

Altre utilità dell'analisi non lineare sono sempre riportate in Normativa:

7.3.4.1 Analisi non lineare statica

L'analisi non lineare statica consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze d'inerzia ed aventi risultante (taglio alla base) F_b . Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale d_c di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione (sono esclusi eventuali torrini). Il diagramma $F_b - d_c$ rappresenta la curva di capacità della struttura.

Questo tipo di analisi può essere utilizzato soltanto se ricorrono le condizioni di applicabilità nel seguito precisate per le distribuzioni principali (**Gruppo 1**); in tal caso esso si utilizza per gli scopi e nei casi seguenti:

- valutare i rapporti di sovrarresistenza α_u/α_1 di cui ai §§ 7.4.3.2, 7.4.5.1, 7.5.2.2, 7.6.2.2, 7.7.3, 7.8.1.3 e 7.9.2.1;
- verificare l'effettiva distribuzione della domanda inelastica negli edifici progettati con il fattore di struttura q ;
- come metodo di progetto per gli edifici di nuova costruzione sostitutivo dei metodi di analisi lineari;
- come metodo per la valutazione della capacità di edifici esistenti.

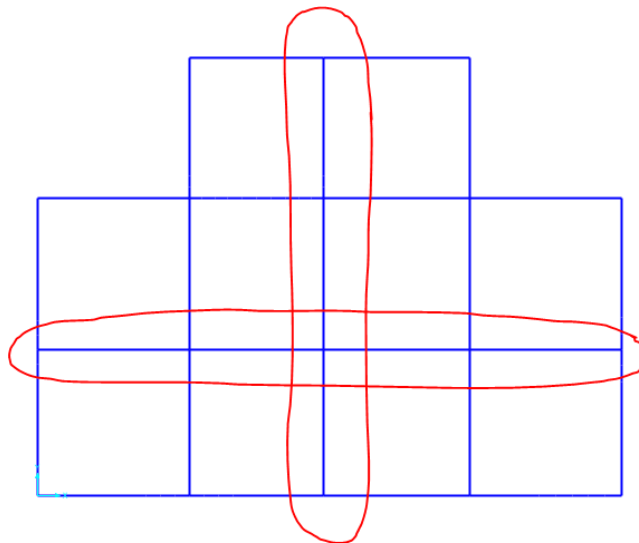
Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (**Gruppo 1**) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (**Gruppo 2**) appresso illustrate.

Quindi l'analisi statica non lineare consiste nell'applicare all'edificio i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali che, mantenendo invariati i rapporti relativi tra le forze stesse, vengano tutte scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo (ad esempio in sommità dell'edificio, a livello della copertura) sulla struttura fino al raggiungimento delle condizioni ultime. Il risultato dell'analisi consisterà in un diagramma riportante in ascissa lo spostamento orizzontale del punto di controllo, in ordinata la forza orizzontale totale applicata (taglio alla base).

Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione (escludendo eventuali torrini).

Tale tipo di analisi sarà effettuata su due telai, presi ortogonali tra loro, corrispondenti con quelli maggiormente sollecitati della struttura. Quindi d'ora in avanti, il tipo di analisi sarà specifica per ogni singolo telaio, per i quali quindi anche le analisi modali saranno scelte ad hoc.

Nello specifico, i telai scelti sono i seguenti riportati in figura:



D'ora in poi, il telaio che si estende in direzione x composto dalle travi T7-8-9-10, sarà chiamato telaioX, mentre l'altro, avente sviluppo nella direzione y, le cui travi sono T16-20-25, verrà chiamato telaioY.

Successivamente sono riportati i differenti passi necessari per effettuare tale tipo di analisi non lineare statica su telai 2D nel rispetto della NTC08.

- **Definizione materiali**

Si definiscono i legami costitutivi tensione-deformazione propri dei materiali nel rispetto delle indicazioni della NTC08, dove per il CLS è stato scelto un andamento triangolo-rettangolo, mentre per l'acciaio un modello bilineare finito con incrudimento. La definizione di tali modelli è ampiamente descritta nella sezione relativa al software SAP2000.

Infatti la Normativa prevede che siano assegnati dei comportamenti tensione-deformazione propri dei materiali utilizzati [NTC 4.1.1.3]:

Al materiale si può attribuire un diagramma tensioni-deformazioni che ne rappresenti adeguatamente il comportamento reale, verificando che le sezioni dove si localizzano le plasticizzazioni siano in grado di sopportare allo stato limite ultimo tutte le deformazioni non elastiche derivanti dall'analisi, tenendo in appropriata considerazione le incertezze.

- **Definizione ed assegnazione sezioni elementi strutturali**

Per quanto riguarda le travi ed i pilastri facenti parte dei due telai selezionati sono state definite, e successivamente assegnate, le sezioni proprie di ogni singolo elemento, così come illustrato nella sezione SAP2000 della presente relazione.

Come descritto in tale paragrafo, le sezioni sono state suddivise in fibre.

Per quanto riguarda i setti presenti agli estremi del telaio che si sviluppa in direzione x , questi sono stati sostituiti da degli elementi *frame* equivalenti. Vale a dire che i pilastri posti in sostituzione degli elementi *shell* (propri dei setti) hanno una sezione corrispondente alla stessa delle pareti modellate con le piastre. Il motivo principale per cui è stata effettuata tale scelta è legato al fatto che armare elementi *shell* risulta difficile e poco preciso rispetto alla definizione di una sezione di tipo *frame*.

Un'altra ulteriore impostazione che è stata effettuata nel riguardo delle sezioni degli elementi strutturali, è quella della definizione del numero di fibre in cui il software deve suddividere ogni singola sezione. Il procedimento è sempre illustrato nella sezione relativa a SAP2000.

- **Assegnazione offset**

Per tener conto delle reali dimensioni degli elementi strutturali, quali travi e pilastri, la lunghezza di tali elementi non coincide con quella dell'asse, quindi occorre inserire tale caratteristica nel software strutturale. La procedura è illustrata nella sezione dedicata a SAP2000.

- **Calcolo centri di massa telai**

Al fine di studiare il comportamento dei due telai applicando forze orizzontali con andamento crescente monotono con l'altezza, quindi ottenendo la curva di pushover come sarà illustrato in seguito, è necessario individuare i centri di massa relativi ad ogni piano. La necessità di individuare i centri di massa di ogni singolo piano, è proprio dovuta al fatto che le forze orizzontali saranno applicate proprio in tali punti.

Il meccanismo per l'individuazione di tali punti è la medesima effettuata e già illustrata precedentemente per l'intera struttura. L'unica differenza è che ora si tratta di telai 2D, quindi la coordinata incognita è solo una.

Il polo di riferimento scelto per il calcolo dei centri di massa:

- Per il telaio X è l'asse del setto S13, avente come coordinate 3D $(0,4,z_i)$, dove z_i sta ad indicare la coordinata in elevazione pari al piano i -esimo considerato.
- Per il telaio Y è l'asse del pilastro P16, avente come coordinate 3D $(9.8,0,z_i)$, dove z_i sta ad indicare la coordinata in elevazione pari al piano i -esimo considerato.

Il calcolo della coordinata incognita del centro di massa relativo ad ogni piano è stato eseguito mediante il seguente calcolo:

$$x_k = \frac{\sum q_i \cdot l_i \cdot d_{Gx_i}}{\sum q_i \cdot l_i}$$

Dove: x_k è la coordinata incognita; q_i sono i carichi (inclusivi del peso proprio) relativi all'elemento strutturale considerato, l_i sono le lunghezze dei singoli elementi strutturali, d_{Gx_i} invece sono le distanze tra il baricentro dell'elemento considerato ed il polo di riferimento sopra specificato per ogni singolo telaio.

Le coordinate ottenute sono riportate nelle seguenti tabella, proprie di ogni singolo telaio:

CENTRI DI MASSA			
TELAIO_Y			
PIANO	X [m]	Y [m]	Z [m]
1	9,8	6,72	3,2
2	9,8	6,72	6,4
3	9,8	6,72	9,6
4	9,8	6,72	12,8
5	9,8	6,82	16
6	9,8	12,26	19,2

CENTRI DI MASSA			
TELAIO_X			
PIANO	X [m]	Y [m]	Z [m]
1	10,36	5	3,2
2	10,36	5	6,4
3	10,36	5	9,6
4	10,36	5	12,8
5	10,23	5	16

Una volta definiti i centri di massa, ad ognuno di essi è stato assegnato il diaframma corrispondente al piano cui corrispondono.

- **Definizione ed inserimento delle cerniere plastiche**

Per quanto riguarda la definizione delle cerniere plastiche all'interno degli elementi strutturali costituenti i telai considerati, occorre distinguere sul tipo di cerniera da assegnare, ovvero definire quali sollecitazione possono scaturire la nascita di tale cerniera nell'elemento considerato. La distinzione è fatta tra travi e pilastri, dove le prime avranno cerniere sensibili al solo momento flettente presente (una sola direzione), mentre i secondi saranno influenzati da entrambi i momenti presenti (due direzioni principali) ed anche tenendo conto dello sforzo normale agente.

Da notare che si è scelto di posizionare tali cerniere in corrispondenza della metà della lunghezza della zona critica relativa all'elemento considerato.

Per quanto riguarda i setti, sono state posizionate solo alla base di tali elementi strutturali.

L'assegnazione e definizione delle cerniere plastiche è illustrata nell'apposito paragrafo relativo al SAP2000.

A solo scopo illustrativo, per fornire un minimo di concetti teorici che stanno alla base della scelta dell'applicazione delle cerniere plastiche sugli elementi strutturali, si riportano due modelli utilizzabili per tener conto del comportamento non lineare degli elementi, tra i quali vi è quello scelto nel presente progetto.

Ricordando che ogni singola sezione è stata suddivisa in fibre, il motivo di tale suddivisione è proprio per tener conto di una duttilità diffusa nella sezione, nel caso in cui si volesse applicare un modello così detto a fibre.

Nel presente progetto è invece stato scelto di usare un altro modello disponibile, ovvero quello a plasticità concentrata, nel quale si inseriscono delle cerniere plastiche nelle quali viene analizzato il comportamento non lineare, mentre nelle restanti parti, il comportamento rimane elastico.

Nel modello a plasticità concentrata tutti gli elementi che costituiscono la struttura rimangono in campo elastico, e laddove si prevede la formazione di una cerniera plastica, vengono introdotti elementi cerniera con comportamento anelastico. La non linearità della struttura rimane quindi concentrata in pochi elementi, appunto le cerniere plastiche, il cui legame costitutivo dipende dalla loro posizione all'interno della struttura e dal comportamento del singolo elemento strutturale, oltre che da quello globale del fabbricato.

Questa schematizzazione risulta essere meno onerosa dal punto di vista matematico-computazionale e più facilmente gestibile. Inoltre permette di descrivere fenomeni differenti, quali il comportamento flessionale, la deformabilità a taglio, lo scorrimento dell'armatura e la flessibilità del nodo trave-colonna.

Il principale svantaggio di questa schematizzazione consiste nel fatto che il suo impiego richiede una certa esperienza per stabilire dove posizionare gli elementi non lineari (cerniere plastiche). Essa inoltre presenta qualche difficoltà nella stima del diagramma momento-curvatura in presenza di azione assiale e degrado dovuto alle azioni cicliche, ed a prevedere una lunghezza di cerniera plastica equivalente tale per cui il prodotto di tale lunghezza per la curvatura definisca una rotazione realistica.

Utilizzando il modello a plasticità diffusa si considerano elementi con comportamento anelastico. L'anelasticità è diffusa in tutto l'elemento strutturale, sia longitudinalmente che trasversalmente attraverso l'utilizzo di elementi a fibre.

Lo stato di sforzo e lo stato di deformazione di una sezione generica dell'elemento è ottenuto tramite integrazione della risposta uniassiale non lineare sforzo-deformazione di ciascuna delle fibre in cui è suddivisa la sezione. Utilizzando un numero di fibre da 100 a 300, si può modellare la distribuzione delle non linearità del materiale anche in condizioni di elevata anelasticità. La sezione di una trave in C.A. è rappresentata come somma delle fibre rispettivamente del calcestruzzo non confinato, del calcestruzzo confinato e delle armature longitudinali.

Il modello a plasticità diffusa presenta però il limite di riuscire a descrivere solo la componente flessionale della deformazione.

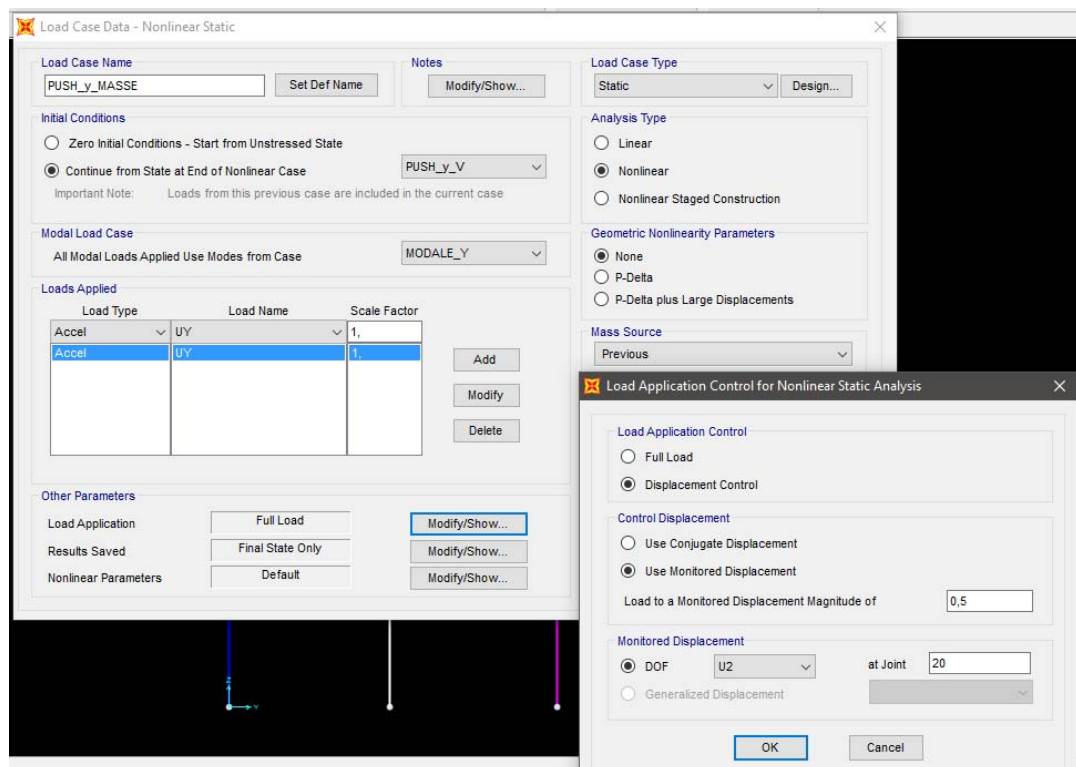
Una volta scelto il modello da adottare, che nel presente progetto è quello a plasticità concentrata, è possibile descrivere la curva momento-curvatura delle cerniere a seconda dell'elemento strutturale considerato.

- **Definizione analisi modali**

Trattandosi di un'analisi effettuata su un telaio, quindi non sulla struttura sviluppata su un piano 3D, è stato scelto di applicare come analisi modale, una avente accelerazione solo nella direzione del telaio, ovvero o UX o UY. Il motivo principale di tale scelta è dovuta al fatto che, mediante l'analisi modale si ottengono i modi di vibrare del telaio analizzato, tra i quali sarà scelto quello avente massa partecipante maggiore nella direzione del telaio stesso.

Quindi, a favore di sicurezza, ovvero non inserendo l'accelerazione nella direzione ortogonale alla struttura e nemmeno quella rotazionale (torsionale), si otterranno dei modi di vibrare con massa partecipante maggiore nella direzione propria del telaio.

L'intero processo per la definizione di un'analisi modale è descritto nella sezione riguardante SAP2000.



- **Definizione combinazione non lineare verticale**

Per tener conto della presenza dei carichi verticali, occorre definire una combinazione di carichi verticali dovuti al peso proprio ed ai carichi in combinazione sismica agenti sulla struttura. Tale combinazione dei carichi è di tipo non lineare, ed il procedimento di assegnazione e definizione di questo tipo di carico è illustrato nella sezione relativa a SAP2000.

- **Definizione combinazioni non lineari orizzontali**

Per la scelta dell'entità delle forze orizzontali da applicare alla struttura, si è seguito quanto richiesto dalla NTC08 al paragrafo 7.3.4.1, dove vengono definiti due gruppi principali di distribuzioni di forze da applicare nel caso si effettui un'analisi non lineare statica. Per completezza, in seguito è riportato quanto previsto dalla NTC:

Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (**Gruppo 1**) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (**Gruppo 2**) appresso illustrate.

Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

- distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare come seconda distribuzione la 2 a);
- distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;
- distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a T_C .

Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:

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

L'analisi richiede che al sistema strutturale reale venga associato un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà.

Tenendo conto di quanto indicato, sono state scelte le seguenti 4 distribuzioni di forze:

- **PUSH_STATIC**, corrispondente con l'applicazione di forze statiche pari a quelle calcolate per effettuare l'analisi lineare statica, con l'unico particolare che, trattandosi di un telaio, non è possibile utilizzare le stesse ottenute per l'intera struttura. Infatti sono state ricalcolate in relazione al telaio considerato, nel rispetto della NTC, par. 7.3.3.2. Tale distribuzione corrisponde alla prima del *Gruppo 1*.

La combinazione di forze appena descritta è possibile applicarla in quanto rispetta il fatto di avere una massa partecipante del modo di vibrare relativo alla direzione considerata, superiore al 75%, come evidente dalle tabelle riportate sopra nella sezione dell'analisi modale.

I valori delle forze così calcolate sono riportati nelle seguenti tabelle relative ai due telai:

TELAIO_Y			
Piano	Quota	Peso	Forze agenti
1	3,2	409,86	7,498
2	6,4	409,86	14,995
3	9,6	409,86	22,493
4	12,8	409,86	29,991
5	16	403,86	36,939
6	19,2	77,51	8,507

TELAIO_X			
Piano	Quota	Peso	Forze agenti
1	3,2	352,77	9,91
2	6,4	352,77	19,83
3	9,6	352,77	29,74
4	12,8	352,77	39,65
5	16	277,17	38,94

- **PUSH_MODEALE**, coincidente con la seconda distribuzione del Gruppo 1 definito dalla Norma. Tale combinazione consiste nel considerare il modo principale avente massa partecipante di maggiore entità relativa alla direzione concorde con il telaio considerato.

- **PUSH_ACC**, relativa al considerare una distribuzione di accelerazioni uniformi lungo l'altezza della struttura, corrispondente al Gruppo 2a.
- **PUSH_UNIF**, corrispondente con l'applicazione di forze distribuite in maniera uniforme lungo l'altezza del telaio, la cui applicazione è sui centri di massa relativi all'orizzontamento considerato.

Ognuna di queste combinazioni appena descritte tiene conto dell'analisi di pushover relativa ai carichi verticali, che quindi corrisponderà con il punto di partenza per l'analisi di spinta orizzontale.

Una volta definiti i gruppi di forze da applicare ai telai, sarà necessario considerare il loro effetto se applicati in verso concorde o meno con la direzione cartesiana del telaio considerato.

Infatti la circolare specifica [C7.3.4.1]:

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

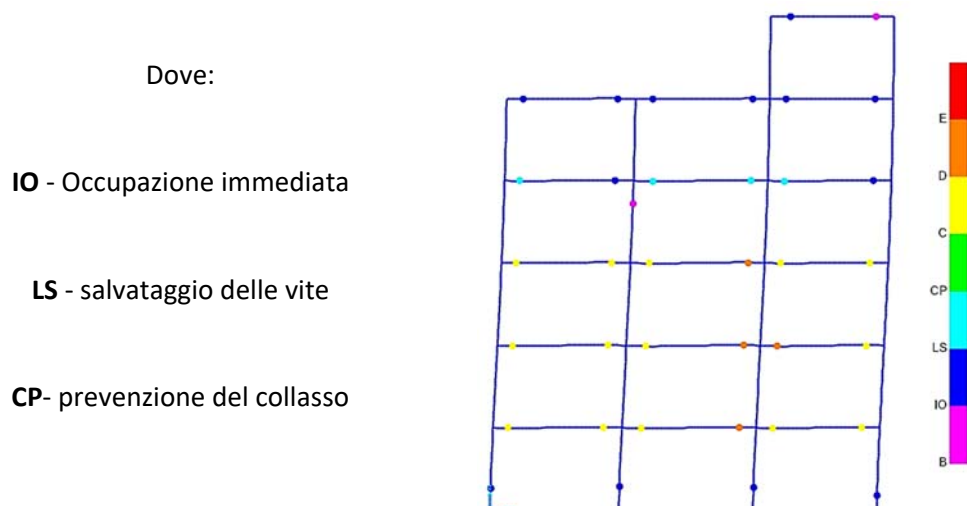
Quindi, da ogni coppia di carichi (+ o -) applicati, si otterranno altrettanti risultati, sui quali sarà effettuato un confronto per scegliere quale sia quello che crea il maggior danno alla.

Le forze appena descritte saranno applicate ai centri di massa dei telai, senza tener conto di una eventuale eccentricità come stabilisce invece la NTC, perché, trattandosi di un singolo telaio 2D, il considerare un'eventuale eccentricità nelle due direzioni principali orizzontali non porterebbe all'ottenimento di una condizione più critica. La cosa sarebbe diversa se l'analisi di pushover fosse effettuata sull'intera struttura completa di tutti i suoi telai.

- **Output cerniere**

Una volta applicata la spinta orizzontale, si osserverà come, a seconda dello step considerato, vi saranno delle cerniere plastiche che avranno gradi di deformazione diverse, a cui corrispondono diversi stati limite, la cui distinzione è legata al colore che vengono ad assumere. Si ricorda che l'analisi di pushover si effettua per step successivi, dove in ognuno di essi le forze viene incrementata di un certo fattore rispetto allo step precedente.

Per capire quindi in che condizione si trova una cerniera plastica sarà presente sull'interfaccia grafica di risposta della struttura, un'interfaccia come la seguente:



Per capire cosa significano i diversi colori, è necessario fare una piccola introduzione sull'individuazione degli stati limite sulla curva di pushover. Per evitare trattamenti teorici nel seguente documento, tale aspetto è ampiamente descritto nella sezione relativa a SAP2000.

- **Passaggio al sistema equivalente ad un grado di libertà**

Per valutare quale sia la capacità di spostamento della struttura rispetto a quella che è la domanda, occorre passare dalla curva relativa all'edificio avente n gradi di libertà (indicata con MDOF, ovvero Multiple Degree Of Freedom) ad una equivalente ad un singolo gdl (SDOF, Single Degree Of Freedom). Una volta fatto ciò, occorre bilinearizzare tale curva SDOF al fine di avere un andamento ben leggibile e decifrabile.

Tale metodologia si basa sull'assunzione che la risposta di un sistema a più gradi di libertà possa essere correlata alla risposta di un sistema equivalente ad un grado di libertà con un'appropriata caratteristica isteretica, ovvero la dissipazione di energia è ottenuta mediante le deformazioni elastoplastiche degli elementi facenti parte il telaio.

L'intero processo è riportato sulla Circolare esplicativa delle NTC, ed è il seguente:

C7.3.4 ANALISI NON LINEARE STATICA O DINAMICA

C7.3.4.1 Analisi non lineare statica

Questo metodo d'analisi è utilizzabile solo per costruzioni il cui comportamento sotto la componente del terremoto considerata è governato da un modo di vibrare naturale principale, caratterizzato da una significativa partecipazione di massa.

L'analisi richiede che al sistema strutturale reale venga associato un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà.

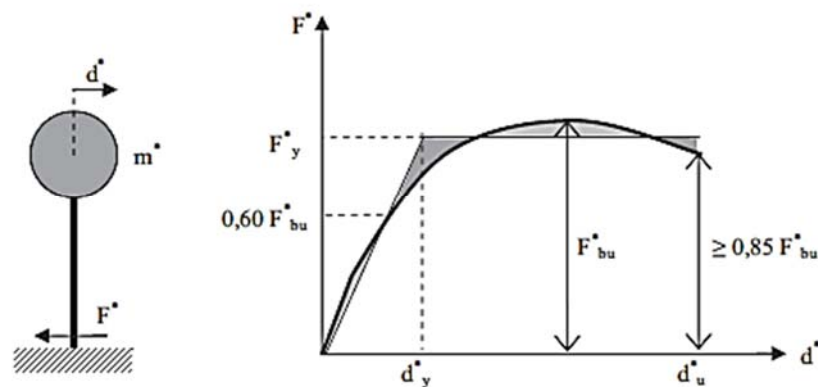


Figura C7.3.1 – Sistema e diagramma bilineare equivalente

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

$$\begin{aligned} F^* &= F_b / \Gamma \\ d^* &= d_c / \Gamma \end{aligned} \quad (C7.3.4)$$

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

$$\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi} \quad (C7.3.5)$$

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

Alla curva di capacità del sistema equivalente occorre ora sostituire una curva bilineare avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico (vedi Fig. C7.3.1). Detta F_{bu} la resistenza massima del sistema strutturale reale ed $F_{bu}^* = F_{bu} / \Gamma$ la resistenza massima del sistema equivalente, il tratto elastico si individua imponendone il passaggio per il punto $0,6F_{bu}^*$ della curva di capacità del sistema equivalente, la forza di plasticizzazione F_y^* si individua imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità per lo spostamento massimo d_u^* corrispondente ad una riduzione di resistenza $\leq 0,15F_{bu}^*$.

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

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad (C7.3.6)$$

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

Nel caso in cui il periodo elastico della costruzione T^* risulti $T^* \geq T_c$ la domanda in spostamento per il sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo (v. § 3.2.3.2.3 delle NTC e Fig. C7.3.2a):

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*) \quad (C7.3.7)$$

Nel caso in cui $T^* < T_c$ la domanda in spostamento per il sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo (v. Fig. C7.3.2b) e si ottiene da quest'ultima mediante l'espressione:

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^* \quad (C7.3.8)$$

dove $q^* = S_e(T^*)m^*/F_y^*$ rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

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

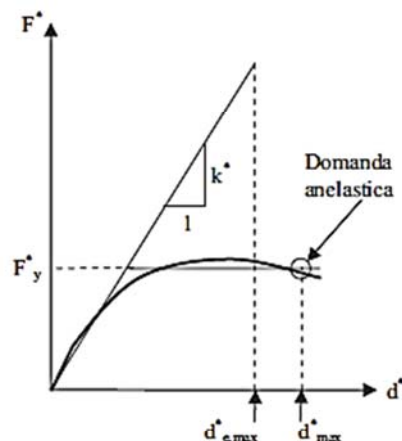
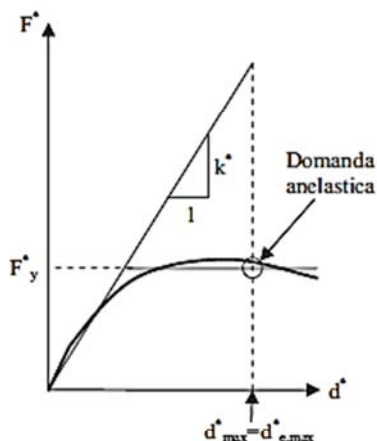


Figura C7.3.2a – Spostamento di riferimento per $T > T_c$

Figura C7.3.2b – Spostamento di riferimento per $T \leq T_c$

Gli effetti torsionali accidentali sono considerati nel modo previsto al § 7.2.6 delle NTC.

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

Il processo appena descritto dalla Cricolare è stato effettuato mediante un foglio di calcolo in formato Excel fornito direttamente dalla CSI (casa produttrice di SAP2000) avente collegamenti diretti con il modello presente sul software strutturale.

- **Verifica dicapacità**

Lo step finale consiste nel verificare se la capacità di spostamento massimo della struttura per gli stati limite considerati sia al più pari alla domanda di spostamento.

Se la risulta soddisfatto, la verifica ha avuto esito positivo.

Altrimenti occorre andare a variare le armature presenti negli elementi strutturali, o addirittura rimodificare le sezioni.

14.1 Telaio Y

Dall'analisi modale effettuata sul telaio si sono ottenuti i seguenti 4 principali modi di vibrare, in cui è selezionato il modo scelto come riferimento per la successiva analisi pushover.

OutputCase	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	RZ Unitless	SumRZ Unitless
MODALE_Y	1	0,252194	0	0,83752	0	0,83752	0,83687	0,83687
MODALE_Y	2	0,082778	0	0,09882	0	0,93633	0,09982	0,93669
MODALE_Y	3	0,050069	0	0,0326	0	0,96893	0,03258	0,96927
MODALE_Y	4	0,031606	0	0,02808	0	0,99701	0,02765	0,99692

FIGURA 1: PRINCIPALI 4 MODI DI VIBRARE DEL TELAIO Y.

Come evidente dalla tabella, il modo scelto come riferimento per l'analisi pushover basata sulla dinamica della struttura, è il primo, avente massa partecipante nella direzione Y superiore all'80%.

Le cerniere plastiche assegnate al telaio sono riportate nella seguente immagine, la cui posizione è indicata nelle tabelle sotto la voce $L_{CR}/2$:

TRAVI				
I N T E R N E		LATO	Lcr [m]	Lcr/2 [m]
	T 1-16	P2	0,75	0,375
		P6	0,75	0,375
	T 1-20	P6	0,75	0,375
		P11	0,75	0,375
	T 1-25	P11	0,75	0,375
		P16	0,75	0,375

TRAVI				
C A O P P E R A T T U I R C		LATO	Lcr [m]	Lcr/2 [m]
	T 1-16	P2	0,75	0,375
		P6	0,75	0,375
	T 1-20	P6	0,75	0,375
		P11	0,75	0,375
	T 1-25	P11	0,75	0,375
		P16	0,75	0,375

TRAVI				
COP. NON PRAT		LATO	Lcr [m]	Lcr/2 [m]
	T 1-16	P2	0,75	0,375
		P6	0,75	0,375

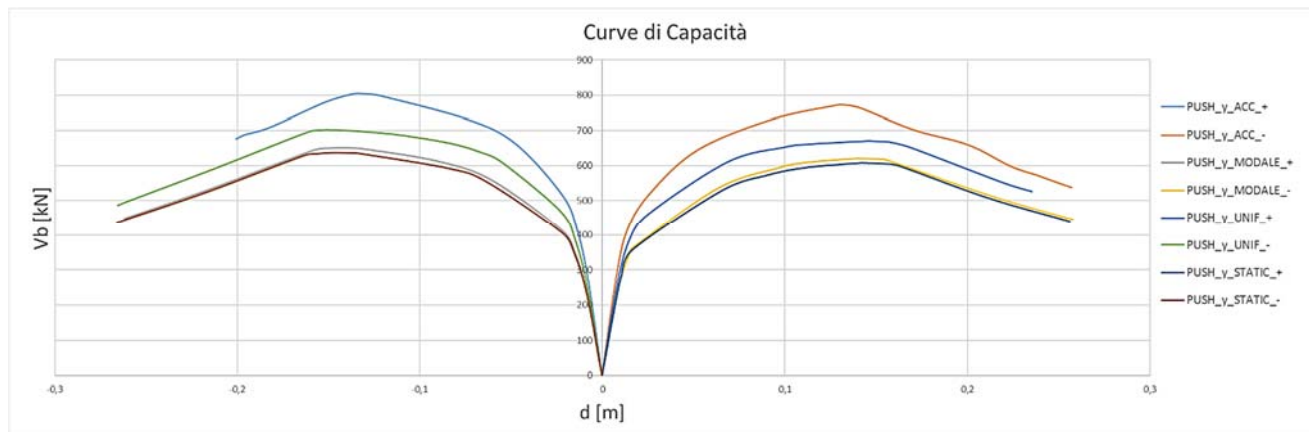
P I L A S T R I	P2	LATO	Lcr [m]	Lcr/2 [m]
		SOPRA	0,45	0,225
	P6	SOTTO	0,45	0,225
		SOPRA	0,6	0,3
	P10	SOTTO	0,6	0,3
		SOPRA	0,7	0,35
	P16	SOTTO	0,7	0,35
		SOPRA	0,5	0,25
		SOTTO	0,5	0,25



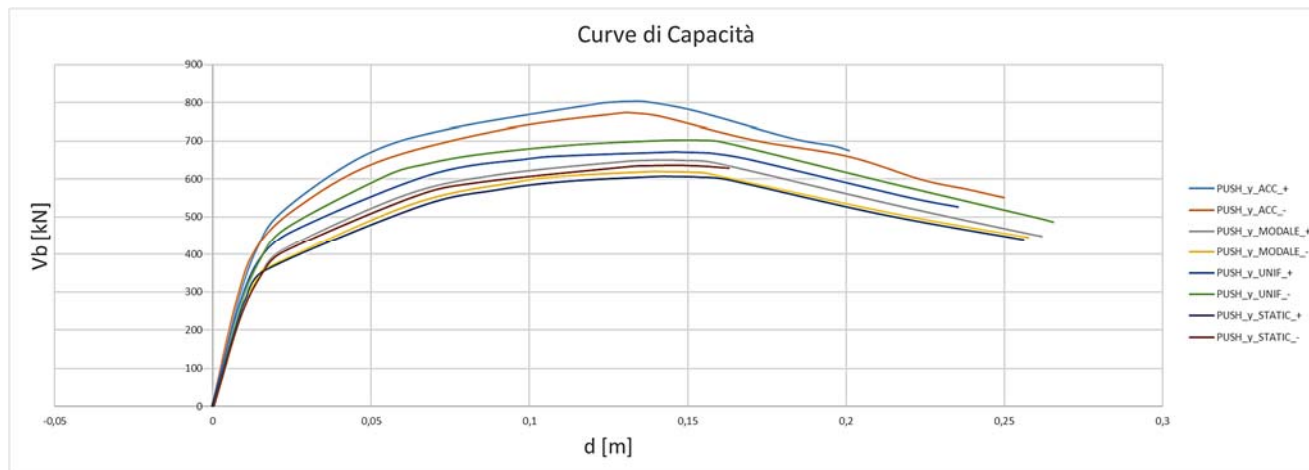
Un particolare presente nel telaio, è la presenza di 4 cerniere, nei tratti che vanno tra un piano ed il successivo, nel pilastro P2 (a destra nella figura). Il motivo è dovuto al fatto che nel piano ortogonale al presente, si trova una trave interpiano la cui presenza è funzionale per sorreggere la scala. È possibile individuare meglio questa trave interpiano dalla struttura 3D già riportata nelle precedenti sezioni.

Come evidente dalla tabella, il modo scelto come riferimento per l'analisi pushover basata sulla dinamica della struttura, è il primo, avente massa partecipante nella direzione Y superiore all'80%.

Le curve di capacità ottenute per le diverse tipologia di spinte scelte sono riportate nel seguente grafico:



Dove, eliminando la dipendenza dello spostamento dal segno (legato alla direzione in cui esso si sviluppa):



Essendo gli spettri considerati di numero pari ad 8, per non dilungare troppo il presente documento, l'intero processo sarà descritto solo per una singola spinta, mentre per le restanti verrà riportata una sezione riepilogativa dei risultati ottenuti dall'analisi.

Il primo punto, che è in comune con tutti i tipi di spinta scelti è la ricerca del fattore di partecipazione di massa. Si ricorda che, essendo il telaio in esame formato da 5 piani ed un torrino, il punto di controllo coincide con il centro di massa del 5° piano, e non con quello del torrino (6° piano).

Ricerca del fattore di partecipazione di massa					
Modo fondamentale	1				
Spostamento modale del punto di controllo:	-0,1664	m			
Direzione considerata	U2				
<u>Informazioni sul modo di vibrare fondamentale</u>			<u>Caratteristiche del sistema SDOF equivalente</u>		
Periodo	0,25		Fattore di partecipazione	1,257	
Massa attivata in direzione U1	0,0%		Quantità di massa attivata	rpM	83,75%
Massa attivata in direzione U2	83,8%				
Fattore di partecipazione	7,55 kNs ²		Massa del sistema equivalente	M*	45,4 kNs ² /m
Fattore di scala Massa Modale	1 kNms ²		Rigidezza del sistema equivalente	K*	24879,3 kN/m
			Frequenza del sistema equivalente	ω^*	23,409 1/s
			Periodo del sistema equivalente	T*	0,268 s

Il segno dello spostamento modale del punto di controllo è insignificante al fine dei calcoli.

PUSH_y_ACC_+

Valori propri dell'oscillatore elasto-plastico equivalente e calcolo dei valori relativi agli stati limite:

#	14	numero di step compresi
Fbu	803,9 kN	resistenza max edificio
Fbu*	639,5 kN	massima azione del sistema ridotto
0.6Fbu*	383,7 kN	punto di intersezione con l'oscillatore EPP equivalente
d(0.6Fbu)	0,0154 m	punto di intersezione con l'oscillatore EPP equivalente
k*	24879 kN/m	rigidezza primo ramo
du*	0,1559 m	spostamento massimo con una perdita massima di resistenza del 15%
dy*	0,0235 m	spostamento limite primo ramo
F*y	583,9 kN	snervamento
d*m	0,1064 m	spostamento corrispondente alla massima resistenza
A*	84,16 kNm	area corrispondente alla massima resistenza
dy*	0,0235 m	spostamento snervamento oscillatore equivalente

Punti per grafici e individuazione degli SL							
γ_1	1,257						
Caratteristiche SDOF elasto-plastico equivalente:			Curva elasto-plastica equivalente:		Determinazione degli stati limite:		
					<u>Domanda</u>	<u>Capacità</u>	
Fy	583,854	kN	d [m]	V [kN]	d [m]	d [m]	V [kN]
du	0,156	m	0	0			
dy	0,023	m	0,023	583,85	SLD	0,006	0,048 661,08
K1	24879	kN/m	0,156	583,85	SLV	0,003	0,121 797,23
					SLC	0,003	0,126 801,67

Rappresentazione grafica dei calcoli effettuati e delle curve SDOF, MDOF e SDOF elasto-plastico:

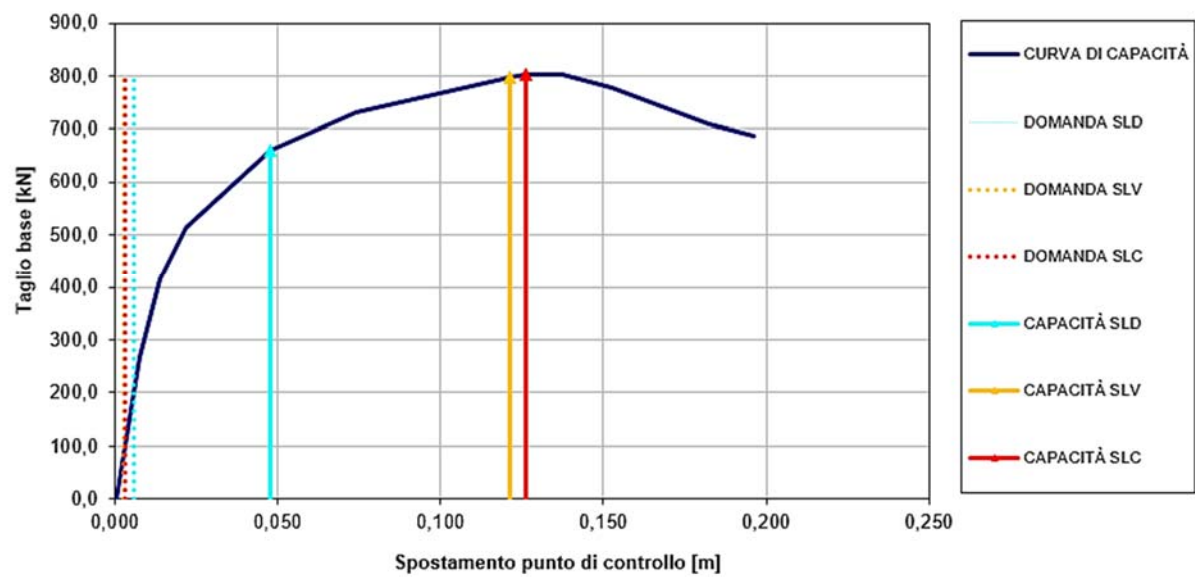
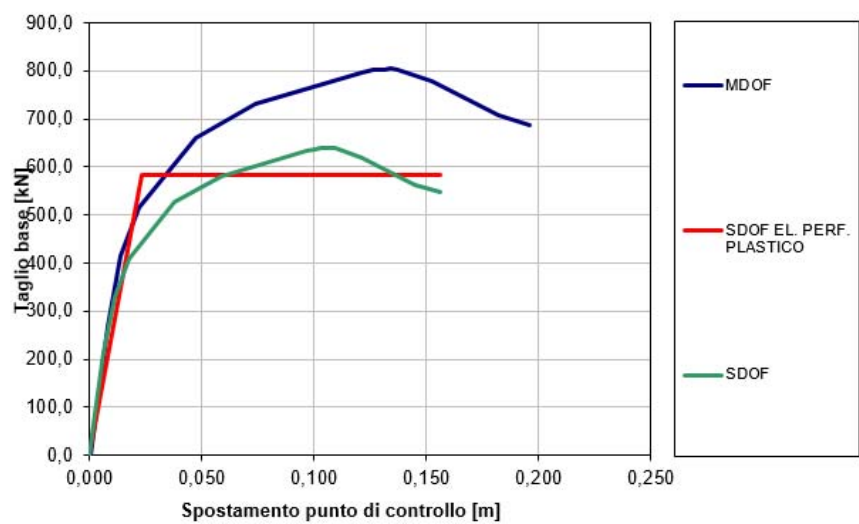


FIGURA 2: CURVA DI CAPACITÀ MDOF PER PUSH_Y_ACC_+



SLV		
q*	d*max	dmax
0	[m]	[m]
0,193	0,005	0,006

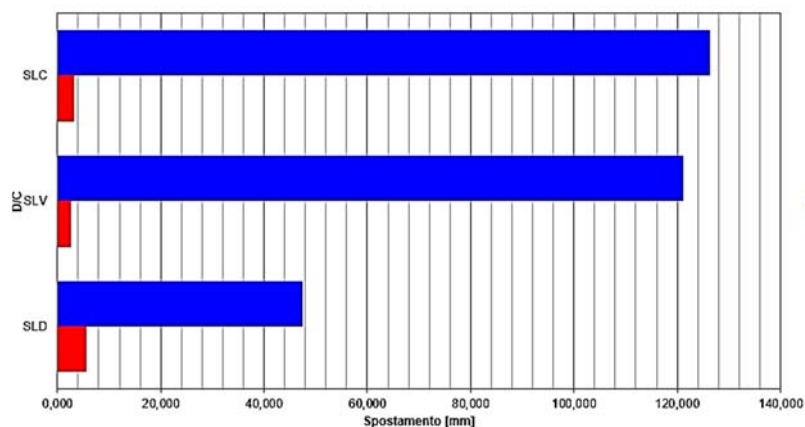
SLV		
q*	d*max	dmax
0	[m]	[m]
0,088	0,002	0,003

SLC		
q*	d*max	dmax
0	[m]	[m]
0,108	0,003	0,003

Da cui si ottengono i seguenti risultati:

RISULTATI DELLA VALUTAZIONE					
Risultati della valutazione allo SLD					
Domanda di spostamento	D	5,708 mm			
Capacità di spostamento	C	47,507 mm		Taglio corrispondente al livello di capacità	661,081 kN
Rapporto D/C:		12,0%	→	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'	
Fattore di sicurezza:		832,3%			
Risultati della valutazione allo SLV					
Domanda di spostamento	D	2,592 mm			
Capacità di spostamento	C	121,247 mm		Taglio corrispondente al livello di capacità	797,226 kN
Rapporto D/C:		2,1%	→	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'	
Fattore di sicurezza:		4677,7%			
Risultati della valutazione allo SLC					
Domanda di spostamento	D	3,200 mm			
Capacità di spostamento	C	126,349 mm		Taglio corrispondente al livello di capacità	801,674 kN
Rapporto D/C:		2,5%	→	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'	
Fattore di sicurezza:		3948,7%			

Il soddisfacimento della verifica è ben osservabile dal seguente istogramma:



PUSH_y_ACC_-

Valori propri dell'oscillatore elasto-plastico equivalente SDOF

#	11	numero di step compresi
Fbu	773,3 kN	resistenza max edificio
Fbu*	615,1 kN	massima azione del sistema ridotto
0.6Fbu*	369,1 kN	punto di intersezione con l'oscillatore EPP equivalente
d(0.6Fbu)	0,0154 m	punto di intersezione con l'oscillatore EPP equivalente
k*	23999 kN/m	rigidezza primo ramo
du*	0,1595 m	spostamento massimo con una perdita massima di resistenza del 15%
dy*	0,0233 m	spostamento limite primo ramo
F*y	559,5 kN	snervamento
d*m	0,1040 m	spostamento corrispondente alla massima resistenza
A*	82,71 kNm	area corrispondente alla massima resistenza
dy*	0,0233 m	spostamento snervamento oscillatore equivalente

RISULTATI DELLA VALUTAZIONE

Risultati della valutazione allo SLD

Domanda di spostamento	D	5,917 mm		
Capacità di spostamento	C	52,282 mm		Taglio corrispondente al livello di capacità 645,358 kN
Rapporto D/C:		11,3%	→	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'
Fattore di sicurezza:		883,6%		

Risultati della valutazione allo SLV

Domanda di spostamento	D	2,687 mm		
Capacità di spostamento	C	129,276 mm		Taglio corrispondente al livello di capacità 772,797 kN
Rapporto D/C:		2,1%	→	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'
Fattore di sicurezza:		4811,0%		

Risultati della valutazione allo SLC

Domanda di spostamento	D	3,317 mm		
Capacità di spostamento	C	129,276 mm		Taglio corrispondente al livello di capacità 772,797 kN
Rapporto D/C:		2,6%	→	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'
Fattore di sicurezza:		3897,3%		

PUSH_y_MODAL_+Valori propri dell'oscillatore elasto-plastico equivalente SDOF

#	12	numero di step compresi
F _{bu}	650,8 kN	resistenza max edificio
F _{bu} *	517,7 kN	massima azione del sistema ridotto
0.6F _{bu} *	310,6 kN	punto di intersezione con l'oscillatore EPP equivalente
d(0.6F _{bu})	0,0155 m	punto di intersezione con l'oscillatore EPP equivalente
k*	20023 kN/m	rigidezza primo ramo
du*	0,1261 m	spostamento massimo con una perdita massima di resistenza del 15%
dy*	0,0235 m	spostamento limite primo ramo
F*y	471,1 kN	snervamento
d*m	0,1143 m	spostamento corrispondente alla massima resistenza
A*	53,87 kNm	area corrispondente alla massima resistenza
dy*	0,0235 m	spostamento snervamento oscillatore equivalente

RISULTATI DELLA VALUTAZIONE

Risultati della valutazione allo SLD

Domanda di spostamento	D	7,092 mm		
Capacità di spostamento	C	60,598 mm		Taglio corrispondente al livello di capacità 557,834 kN
Rapporto D/C:		11,7%	→	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'
Fattore di sicurezza:		854,4%		

Risultati della valutazione allo SLV

Domanda di spostamento	D	3,221 mm		
Capacità di spostamento	C	129,745 mm		Taglio corrispondente al livello di capacità 646,714 kN
Rapporto D/C:		2,5%	→	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'
Fattore di sicurezza:		4028,4%		

Risultati della valutazione allo SLC

Domanda di spostamento	D	3,976 mm		
Capacità di spostamento	C	136,428 mm		Taglio corrispondente al livello di capacità 649,659 kN
Rapporto D/C:		2,9%	→	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'
Fattore di sicurezza:		3431,4%		

PUSH_y_MODAL_-Valori propri dell'oscillatore elasto-plastico equivalente SDOF

#	14	numero di step compresi
F _{bu}	803,9 kN	resistenza max edificio
F _{bu} *	639,5 kN	massima azione del sistema ridotto
0.6F _{bu} *	383,7 kN	punto di intersezione con l'oscillatore EPP equivalente
d(0.6F _{bu})	0,0154 m	punto di intersezione con l'oscillatore EPP equivalente
k*	24879 kN/m	rigidezza primo ramo
du*	0,1559 m	spostamento massimo con una perdita massima di resistenza del 15%
dy*	0,0235 m	spostamento limite primo ramo
F*y	583,9 kN	snervamento
d*m	0,1064 m	spostamento corrispondente alla massima resistenza
A*	84,16 kNm	area corrispondente alla massima resistenza
dy*	0,0235 m	spostamento snervamento oscillatore equivalente

RISULTATI DELLA VALUTAZIONE

Risultati della valutazione allo SLD

Domanda di spostamento	D	5,708 mm		
Capacità di spostamento	C	47,507 mm		Taglio corrispondente al livello di capacità 661,081 kN
Rapporto D/C:		12,0%	→	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'
Fattore di sicurezza:		832,3%		

Risultati della valutazione allo SLV

Domanda di spostamento	D	2,592 mm		
Capacità di spostamento	C	121,247 mm		Taglio corrispondente al livello di capacità 797,226 kN
Rapporto D/C:		2,1%	→	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'
Fattore di sicurezza:		4677,7%		

Risultati della valutazione allo SLC

Domanda di spostamento	D	3,200 mm		
Capacità di spostamento	C	126,349 mm		Taglio corrispondente al livello di capacità 801,674 kN
Rapporto D/C:		2,5%	→	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'
Fattore di sicurezza:		3948,7%		

PUSH_y_UNIF_+Valori propri dell'oscillatore elasto-plastico equivalente SDOF

#	14	numero di step compresi
F _{bu}	803,9 kN	resistenza max edificio
F _{bu} *	639,5 kN	massima azione del sistema ridotto
0.6F _{bu} *	383,7 kN	punto di intersezione con l'oscillatore EPP equivalente
d(0.6F _{bu})	0,0154 m	punto di intersezione con l'oscillatore EPP equivalente
k*	24879 kN/m	rigidezza primo ramo
du*	0,1559 m	spostamento massimo con una perdita massima di resistenza del 15%
dy*	0,0235 m	spostamento limite primo ramo
F*y	583,9 kN	snervamento
d*m	0,1064 m	spostamento corrispondente alla massima resistenza
A*	84,16 kNm	area corrispondente alla massima resistenza
dy*	0,0235 m	spostamento snervamento oscillatore equivalente

RISULTATI DELLA VALUTAZIONE

Risultati della valutazione allo SLD

Domanda di spostamento	D	5,708 mm		
Capacità di spostamento	C	47,507 mm		Taglio corrispondente al livello di capacità 661,081 kN
Rapporto D/C:		12,0%	→	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'
Fattore di sicurezza:		832,3%		

Risultati della valutazione allo SLV

Domanda di spostamento	D	2,592 mm		
Capacità di spostamento	C	121,247 mm		Taglio corrispondente al livello di capacità 797,226 kN
Rapporto D/C:		2,1%	→	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'
Fattore di sicurezza:		4677,7%		

Risultati della valutazione allo SLC

Domanda di spostamento	D	3,200 mm		
Capacità di spostamento	C	126,349 mm		Taglio corrispondente al livello di capacità 801,674 kN
Rapporto D/C:		2,5%	→	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'
Fattore di sicurezza:		3948,7%		

PUSH_y_UNIF_-

Valori propri dell'oscillatore elasto-plastico equivalente SDOF

#	12	numero di step compresi
F _{bu}	702,3 kN	resistenza max edificio
F _{bu} *	558,7 kN	massima azione del sistema ridotto
0.6F _{bu} *	335,2 kN	punto di intersezione con l'oscillatore EPP equivalente
d(0.6F _{bu})	0,0146 m	punto di intersezione con l'oscillatore EPP equivalente
k*	22906 kN/m	rigidezza primo ramo
du*	0,1283 m	spostamento massimo con una perdita massima di resistenza del 15%
dy*	0,0226 m	spostamento limite primo ramo
F*y	517,6 kN	snervamento
d*m	0,1207 m	spostamento corrispondente alla massima resistenza
A*	60,58 kNm	area corrispondente alla massima resistenza
dy*	0,0226 m	spostamento snervamento oscillatore equivalente

RISULTATI DELLA VALUTAZIONE

Risultati della valutazione allo SLD

Domanda di spostamento	D	6,199 mm		
Capacità di spostamento	C	54,622 mm		Taglio corrispondente al livello di capacità 607,973 kN
Rapporto D/C:		11,3%	→	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'
Fattore di sicurezza:		881,1%		

Risultati della valutazione allo SLV

Domanda di spostamento	D	2,815 mm		
Capacità di spostamento	C	113,853 mm		Taglio corrispondente al livello di capacità 689,423 kN
Rapporto D/C:		2,5%	→	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'
Fattore di sicurezza:		4044,1%		

Risultati della valutazione allo SLC

Domanda di spostamento	D	3,475 mm		
Capacità di spostamento	C	141,447 mm		Taglio corrispondente al livello di capacità 700,992 kN
Rapporto D/C:		2,5%	→	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'
Fattore di sicurezza:		4070,0%		

PUSH_y_STATIC_+Valori propri dell'oscillatore elasto-plastico equivalente SDOF

#	11	numero di step compresi
F _{bu}	607,8 kN	resistenza max edificio
F _{bu} *	483,5 kN	massima azione del sistema ridotto
0.6F _{bu} *	290,1 kN	punto di intersezione con l'oscillatore EPP equivalente
d(0.6F _{bu})	0,0147 m	punto di intersezione con l'oscillatore EPP equivalente
k*	19724 kN/m	rigidezza primo ramo
du*	0,1290 m	spostamento massimo con una perdita massima di resistenza del 15%
dy*	0,0223 m	spostamento limite primo ramo
F*y	439,2 kN	snervamento
d*m	0,1122 m	spostamento corrispondente alla massima resistenza
A*	51,77 kNm	area corrispondente alla massima resistenza
dy*	0,0223 m	spostamento snervamento oscillatore equivalente

RISULTATI DELLA VALUTAZIONE

Risultati della valutazione allo SLD

Domanda di spostamento	D	7,199 mm		
Capacità di spostamento	C	65,133 mm		Taglio corrispondente al livello di capacità 527,864 kN
Rapporto D/C:		11,1%	→	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'
Fattore di sicurezza:		904,7%		

Risultati della valutazione allo SLV

Domanda di spostamento	D	3,269 mm		
Capacità di spostamento	C	111,537 mm		Taglio corrispondente al livello di capacità 594,703 kN
Rapporto D/C:		2,9%	→	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'
Fattore di sicurezza:		3411,5%		

Risultati della valutazione allo SLC

Domanda di spostamento	D	4,036 mm		
Capacità di spostamento	C	141,015 mm		Taglio corrispondente al livello di capacità 607,81 kN
Rapporto D/C:		2,9%	→	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'
Fattore di sicurezza:		3493,9%		

PUSH_y_STATIC_-Valori propri dell'oscillatore elasto-plastico equivalente SDOF

#	12	numero di step compresi
F _{bu}	636,6 kN	resistenza max edificio
F _{bu} *	506,3 kN	massima azione del sistema ridotto
0.6F _{bu} *	303,8 kN	punto di intersezione con l'oscillatore EPP equivalente
d(0.6F _{bu})	0,0153 m	punto di intersezione con l'oscillatore EPP equivalente
k*	19815 kN/m	rigidezza primo ramo
du*	0,1297 m	spostamento massimo con una perdita massima di resistenza del 15%
dy*	0,0233 m	spostamento limite primo ramo
F*y	461,9 kN	snervamento
d*m	0,1168 m	spostamento corrispondente alla massima resistenza
A*	54,54 kNm	area corrispondente alla massima resistenza
dy*	0,0233 m	spostamento snervamento oscillatore equivalente

RISULTATI DELLA VALUTAZIONE

Risultati della valutazione allo SLD

Domanda di spostamento	D	7,167 mm		
Capacità di spostamento	C	62,924 mm	Taglio corrispondente al livello di capacità	551,779 kN
Rapporto D/C:		11,4%	→	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'
Fattore di sicurezza:		878,0%		

Risultati della valutazione allo SLV

Domanda di spostamento	D	3,255 mm		
Capacità di spostamento	C	132,565 mm	Taglio corrispondente al livello di capacità	634,04 kN
Rapporto D/C:		2,5%	→	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'
Fattore di sicurezza:		4073,2%		

Risultati della valutazione allo SLC

Domanda di spostamento	D	4,018 mm		
Capacità di spostamento	C	136,363 mm	Taglio corrispondente al livello di capacità	635,275 kN
Rapporto D/C:		2,9%	→	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'
Fattore di sicurezza:		3394,2%		

14.1.1 Conclusioni

Come evidente dai dati riportati precedentemente, tutte le tipologie di spinte analizzate in entrambe le direzioni, risultano ampiamente soddisfatte.

Volendo rappresentare la capacità del telaio esaminato, è necessario scegliere una sola curva tra le 8 ricavate. Per fare ciò si è ritenuto opportuno selezionare quella avente un'area sottesa alla curva elasto-plastica perfetta del sistema equivalente SDOF minore. Questo perché, l'area così calcolata sta a rappresentare l'energia che il sistema è in grado di dissipare, quindi scegliendo quella di minor valore, si va a considerare la capacità "peggiore".

L'area così analizzata, indicata con il simbolo A^* , avente come unità di misura kNm, è calcolabile mediante la seguente formula:

$$A^* = F_y^* \cdot \left(d_u^* + \frac{d_y^*}{2} \right)$$

Per una migliore scelta si riportano i parametri più indicativi delle diverse curve di capacità ottenute.

	SLD			SLV			SLC			F_y^* [kN]	d_y^* [m]	d_u^* [m]	A^* [kNm]
	D _{domanda}	D _{capacità}	V _{capacità}	D _{domanda}	D _{capacità}	V _{capacità}	D _{domanda}	D _{capacità}	V _{capacità}				
	[mm]	[mm]	[kN]	[mm]	[mm]	[kN]	[mm]	[mm]	[kN]				
PUSH_y_ACC_+	5,71	47,51	661,08	2,59	121,25	797,23	3,20	126,35	801,67	583,85	0,02	0,16	84,16
PUSH_y_ACC_-	5,92	52,28	645,36	2,69	129,28	772,80	3,32	129,28	772,80	559,45	0,02	0,16	82,71
PUSH_y_MODALE_+	7,09	60,60	557,83	3,22	129,75	646,71	3,98	136,43	649,66	471,11	0,02	0,13	53,87
PUSH_y_MODALE_-	7,24	62,86	534,11	3,29	111,06	608,69	4,06	138,51	620,40	447,86	0,02	0,12	50,49
PUSH_y_UNIF_+	5,92	68,42	610,93	2,69	112,54	661,68	3,32	145,39	671,22	492,55	0,02	0,13	61,29
PUSH_y_UNIF_-	6,20	54,62	607,97	2,82	113,85	689,42	3,48	141,45	700,99	517,59	0,02	0,13	60,58
PUSH_y_STATIC_+	7,20	65,13	527,86	3,27	111,54	594,70	4,04	141,02	607,81	439,19	0,02	0,13	51,77
PUSH_y_STATIC_-	7,17	62,92	551,78	3,25	132,57	634,04	4,02	136,36	635,28	461,95	0,02	0,13	54,54

Riportando poi su un istogramma i solo valori dell'area A^* :



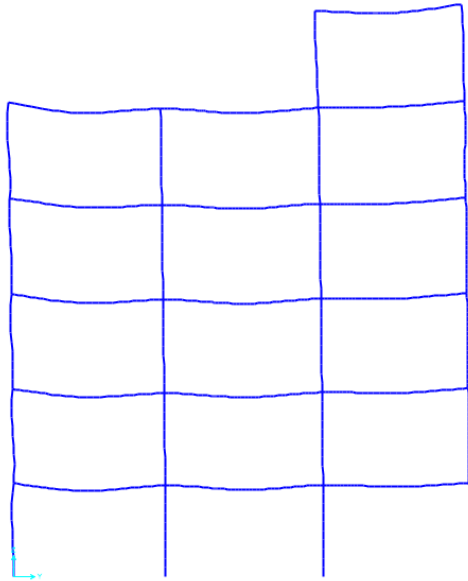
Resta evidente come la curva di capacità relativa alla spinta PUSH_Y_MODALE_- faccia sì che il telaio sia capace di dissipare un quantitativo di energia minore rispetto alle altre forze orizzontali agenti su di essa.

14.1.2 Step Pushover di riferimento

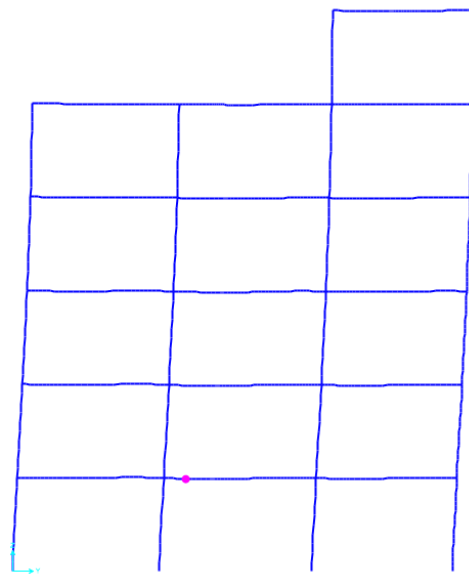
Individuata la configurazione di spinta sfavorevole, PUSH_Y_MODAL_-, questa sarà assunta come riferimento per il comportamento del nostro telaio.

A fine illustrativo, in seguito si riportano gli step di plasticizzazione degli elementi fino al raggiungimento del collasso dell'intero telaio (fine della curva di capacità).

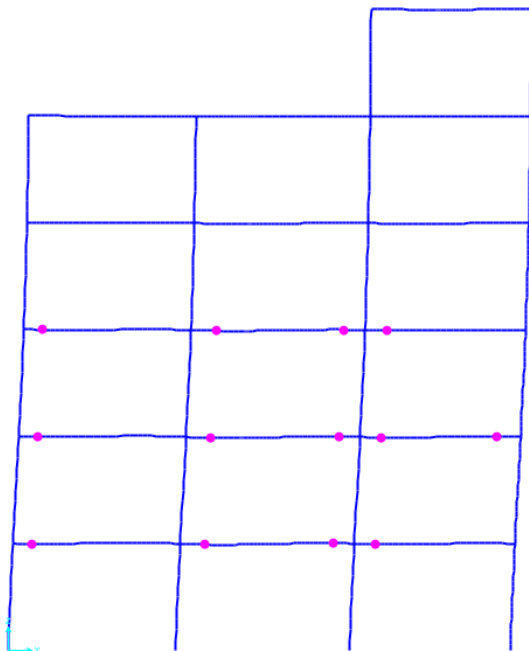
Step 0



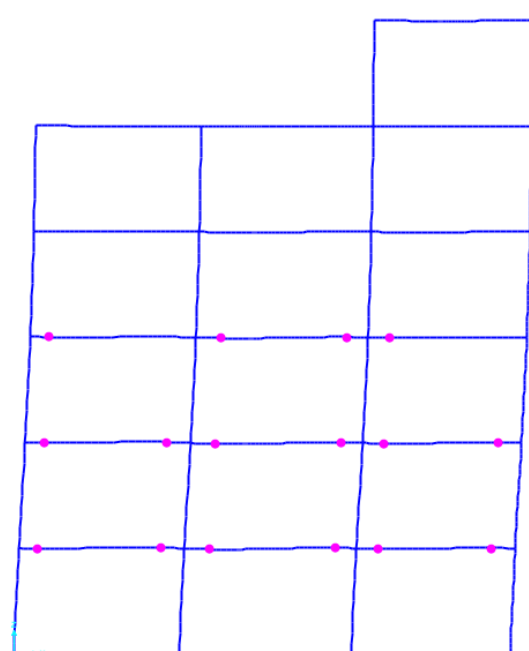
Step 1



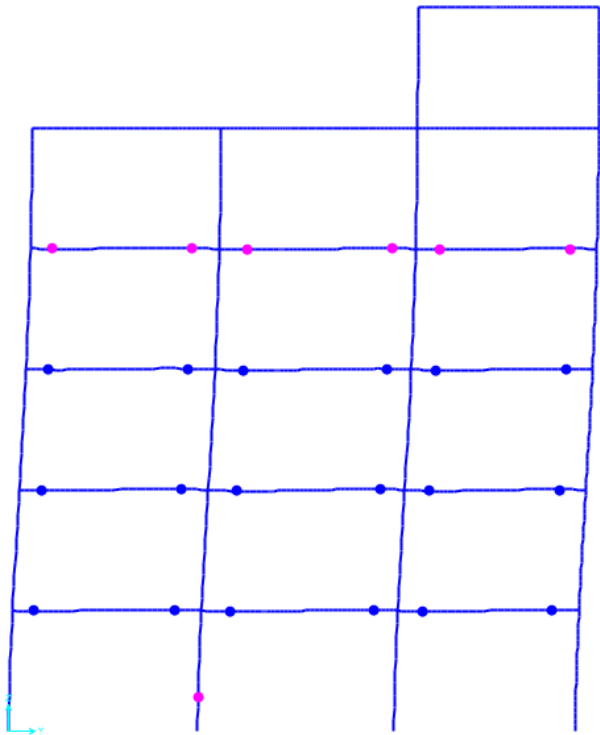
Step 2



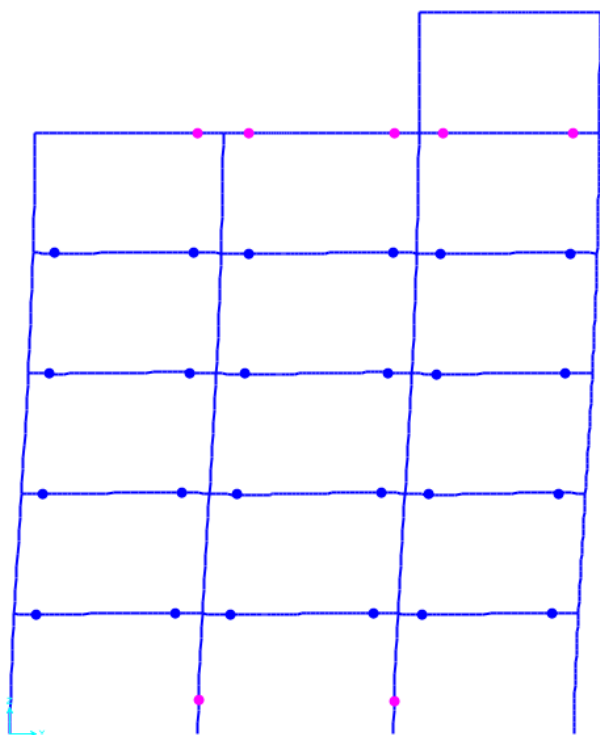
Step 3



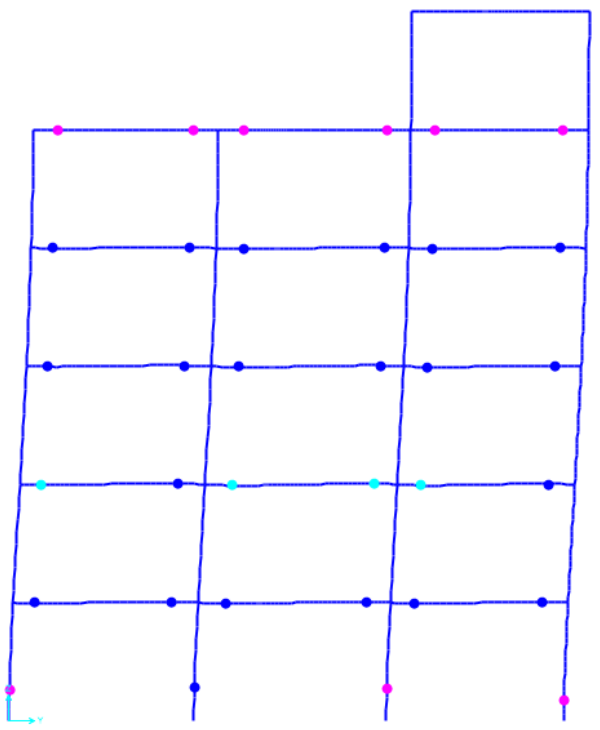
Step 4



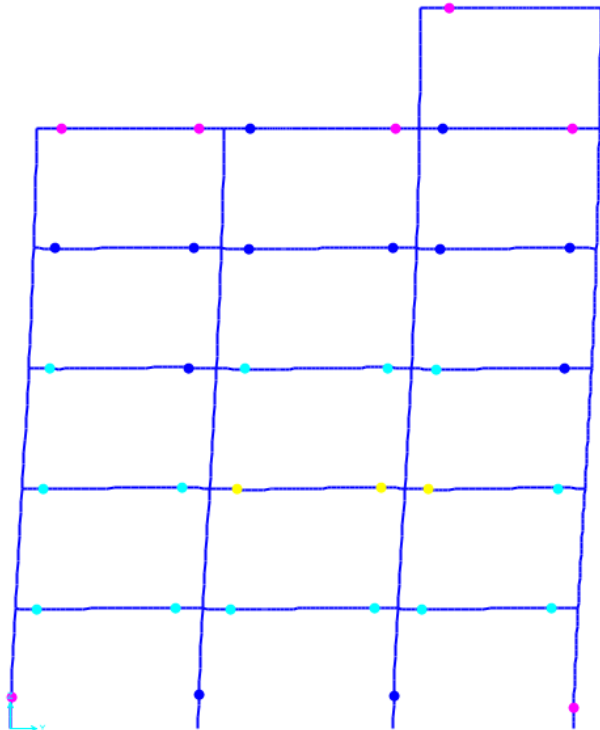
Step 5



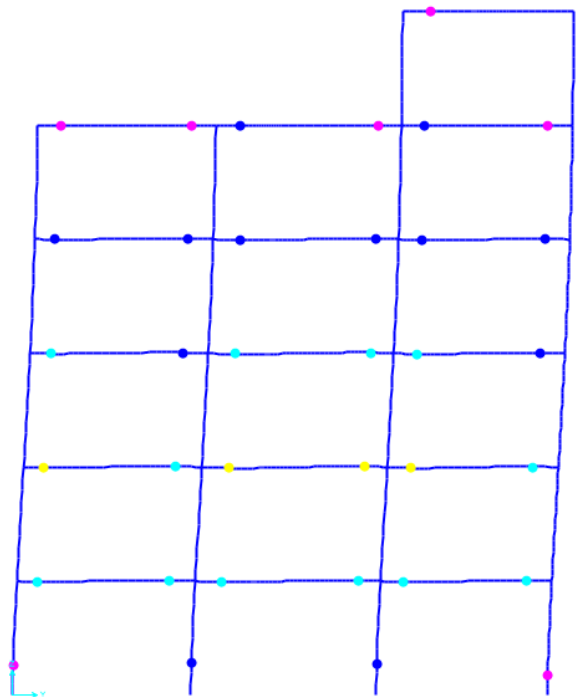
Step 6



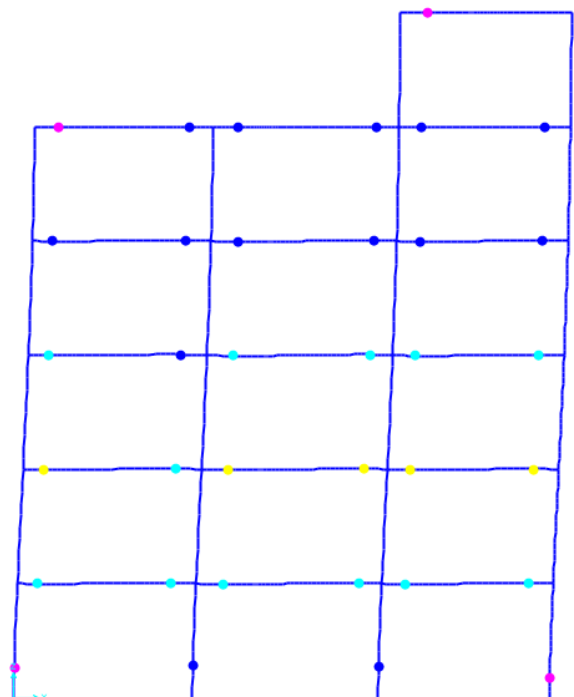
Step 7



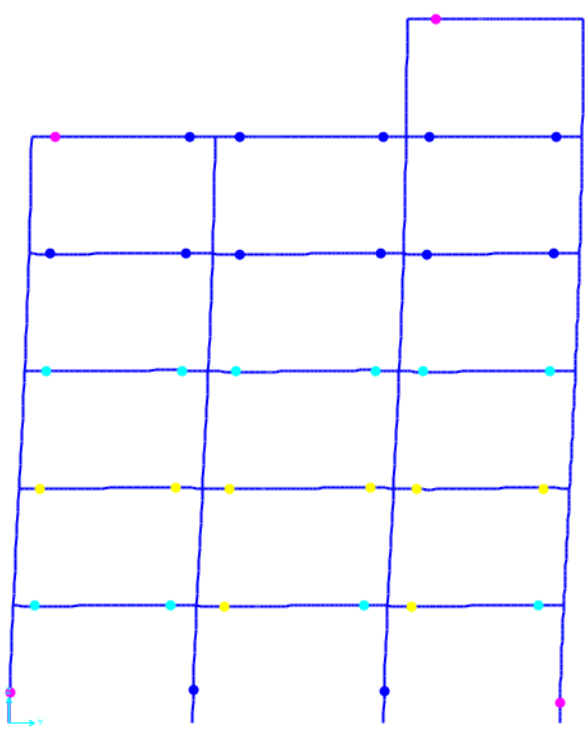
Step 8



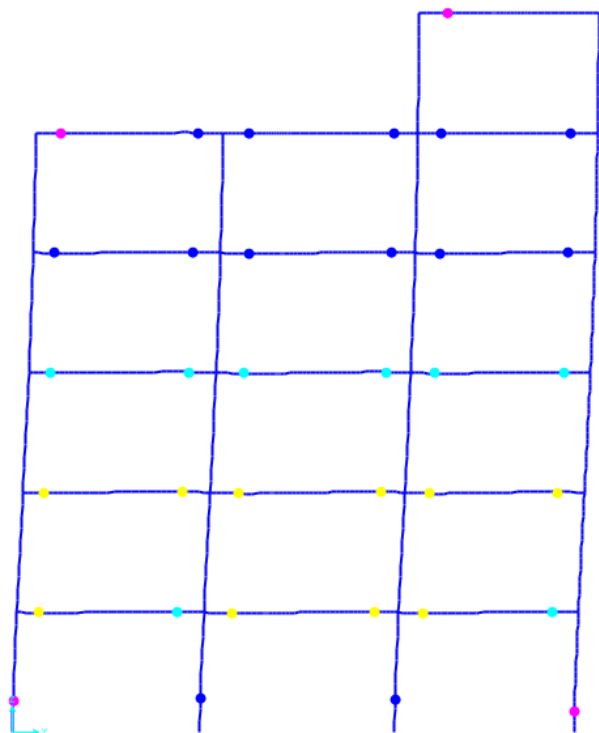
Step 9



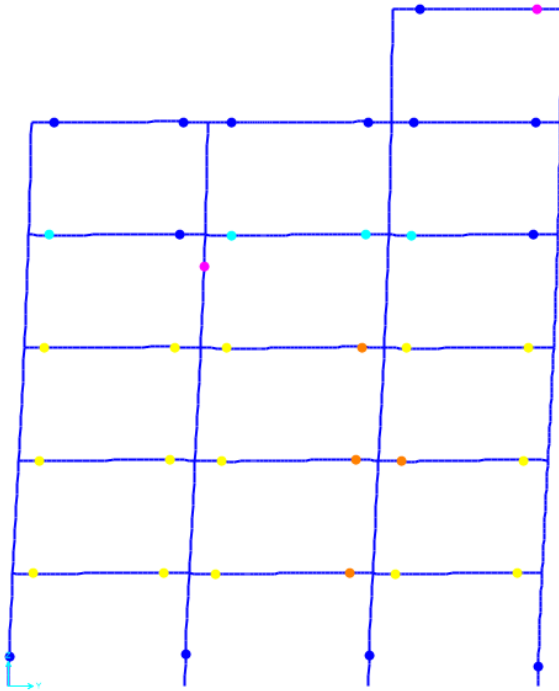
Step 10



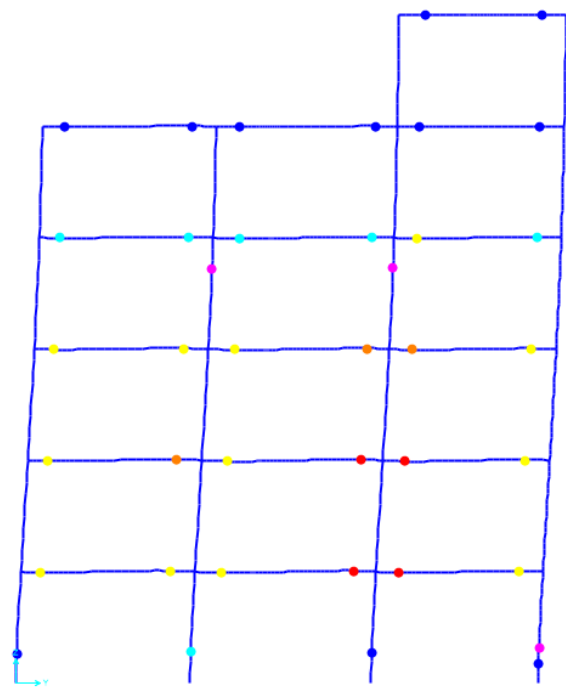
Step 11



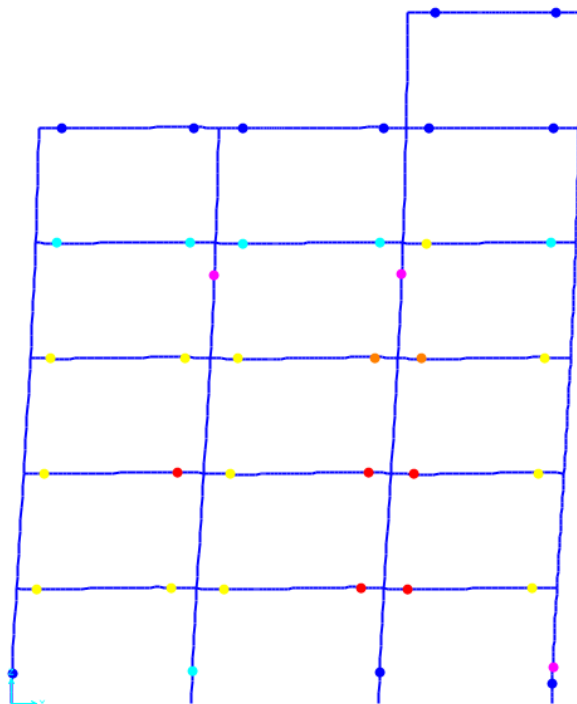
Step 12



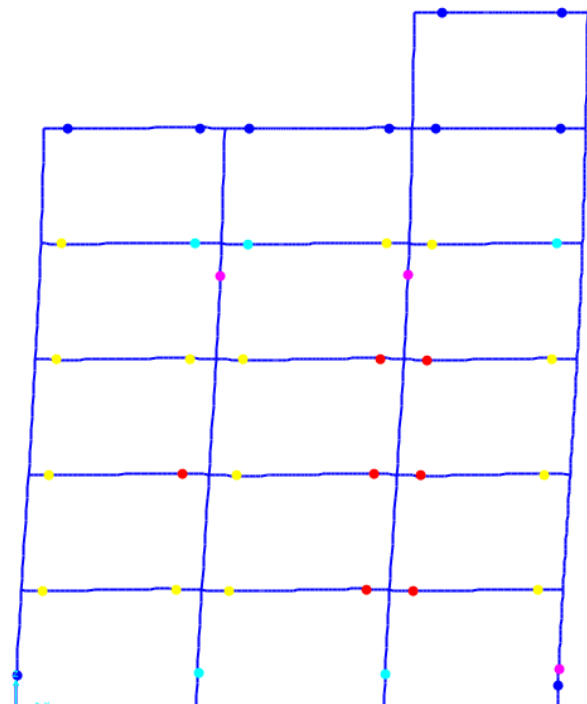
Step 13



Step 14



Step 15



Dalle deformate appena riportate, si osserva come la presenza delle 4 cerniere in ogni singolo tratto del pilastro P2, come già specificato precedentemente, porta ad un “indebolimento” inevitabile. Quindi la resistenza al taglio, o meglio, la capacità di resistenza al taglio verrebbe a ridursi notevolmente.

È però da tener presente che, la modellazione sul SAP2000 non tiene conto della presenza delle staffe, che invece sono molto ravvicinate nel pilastro interessato, quindi, il comportamento reale della struttura presenterà una capacità di resistenza al taglio maggiore di quella rappresentata dal modello.

Il tutto può risultare più evidente osservando la tavola della distinta delle armature relative al pilastro P2.

14.2 Telaio X

Dall'analisi modale effettuata sul telaio si sono ottenuti i seguenti 4 principali modi di vibrare, in cui è selezionato il modo scelto come riferimento per la successiva analisi pushover.

OutputCase	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	RZ Unitless	SumRZ Unitless
modale_ritz_X	1	0,342047	0,84791	0	0,84791	0	0,85121	0,85121
modale_ritz_X	2	0,110074	0,09676	0	0,94466	0	0,09592	0,94713
modale_ritz_X	3	0,062765	0,03566	0	0,98033	0	0,03524	0,98237
modale_ritz_X	4	0,040683	0,01891	0	0,99923	0	0,01676	0,99913

FIGURA 3: PRINCIPALI 4 MODI DI VIBRARE DEL TELAIO X.

Come evidente dalla tabella, il modo scelto come riferimento per l'analisi pushover basata sulla dinamica della struttura, è il primo, avente massa partecipante nella direzione Y superiore all'80%.

Le cerniere plastiche assegnate al telaio sono riportate nella seguente immagine, la cui posizione è indicata nelle tabelle sotto la voce $L_{CR}/2$:

TRAVI				
I N T E R N E		LATO	Lcr [m]	Lcr/2 [m]
	T1-7	S9	0,75	0,375
		P10	0,75	0,375
	T1-8	P10	0,75	0,375
		P11	0,75	0,375
	T1-9	P11	0,75	0,375
		P12	0,75	0,375
	T1-10	P12	0,75	0,375
		S12	0,75	0,375

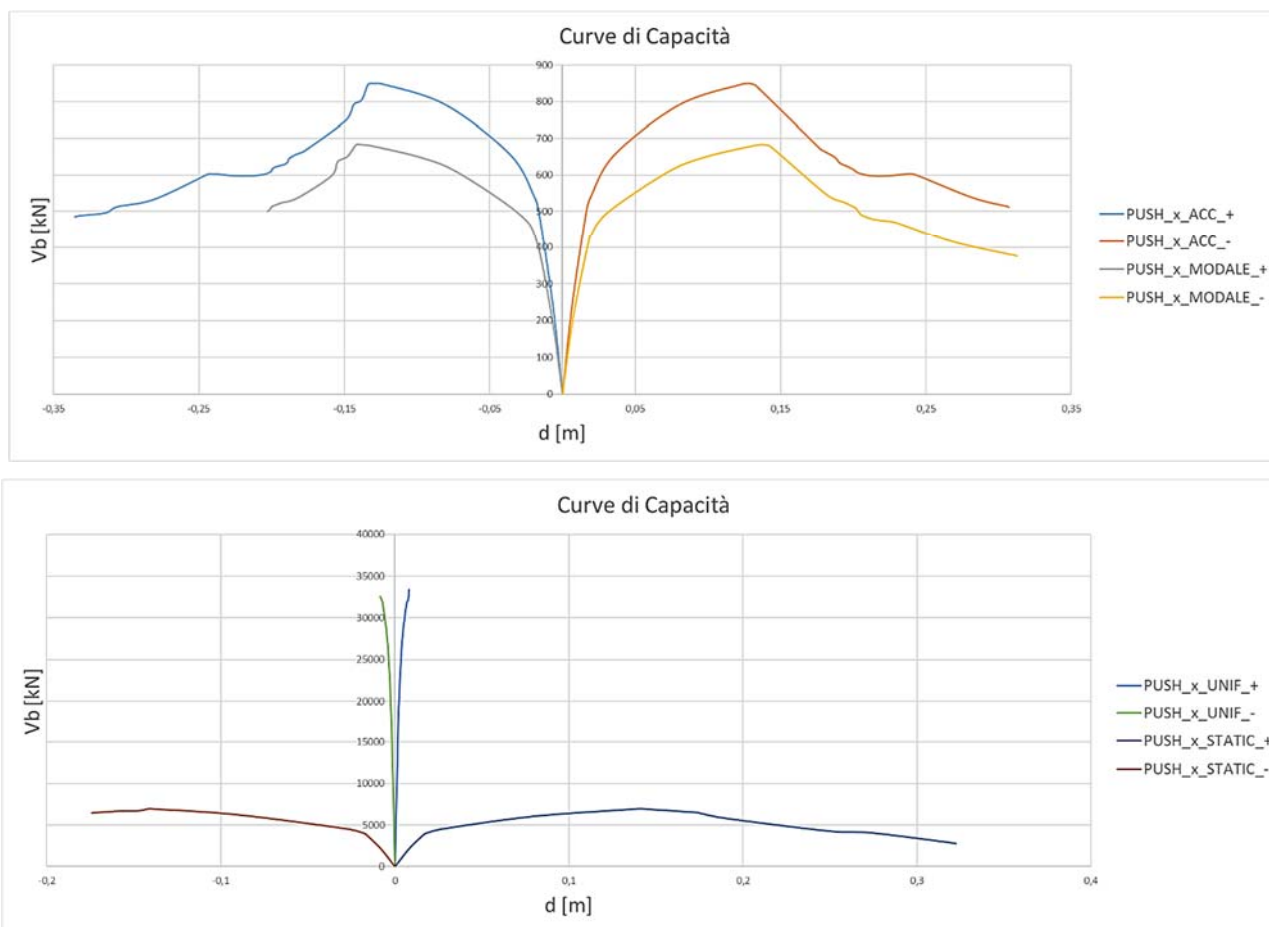
TRAVI				
C O P P R A T I C A		LATO	Lcr [m]	Lcr/2 [m]
	T1-7	S9	0,75	0,375
		P10	0,75	0,375
	T1-8	P10	0,75	0,375
		P11	0,75	0,375
	T1-9	P11	0,75	0,375
		P12	0,75	0,375
	T1-10	P12	0,75	0,375
		S12	0,75	0,375

P I L A S T R I		LATO	Lcr [m]	Lcr/2 [m]
	P10	SOPRA	0,7	0,35
		SOTTO	0,7	0,35
	P11	SOPRA	0,7	0,35
		SOTTO	0,7	0,35
	P12	SOPRA	0,7	0,35
		SOTTO	0,7	0,35
	S9	SOTTO	2,7	1,35
	S13	SOTTO	2,7	1,35



Come già specificato precedentemente, i setti presentano una sola cerniera in prossimità dell'incastro, questo perché la zona critica, come previsto dalla NTC08, si trova alla base.

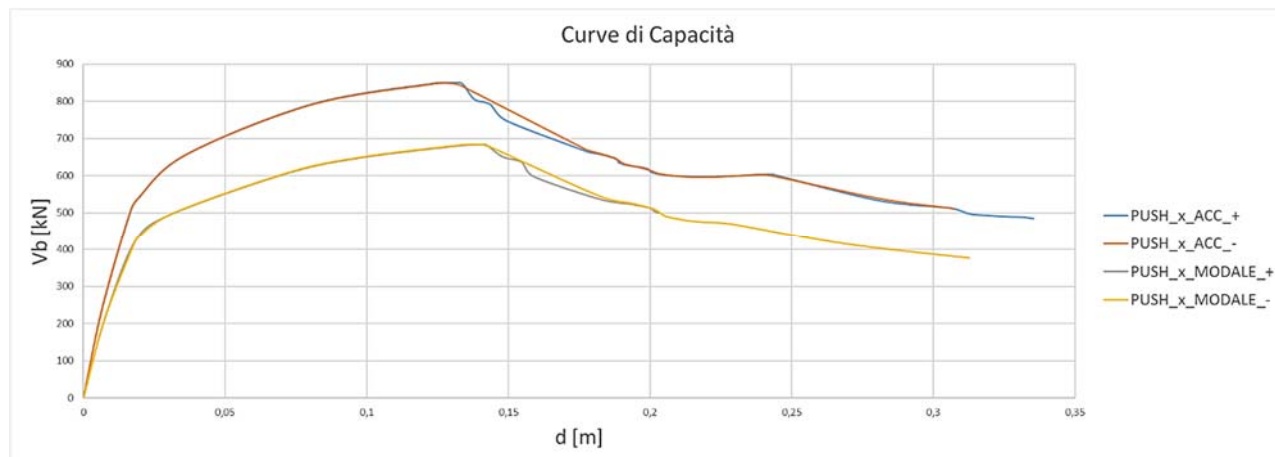
Le curve di capacità ottenute per le diverse tipologia di spinte scelte sono riportate nei due seguenti grafici:



Il motivo per cui sono state rappresentate su due grafici separati è legato al fatto che riportano valori di capacità al taglio di ordini di grandezza differenti, come è facile notare dagli andamenti.

Osservando ciò, resta evidente che le curve ottenute mediante le spinte uniformi e lineari statiche non sono rappresentative della risposta del telaio, per cui l'analisi non lineare proseguirà con l'analisi delle restanti curve di capacità. Comunque sia, anche se tali andamenti fossero corretti, non sarebbe utili per l'analisi che si sta attuando, in quanto si è atti alla ricerca della curva che conferisce minor capacità dissipativa alla struttura, sotto forma di energia.

Quindi, eliminando la dipendenza dello spostamento dal segno (legato alla direzione in cui esso si sviluppa) si ottiene:



Essendo gli spettri considerati di numero pari ad 4, per non dilungare troppo il presente documento, l'intero processo sarà descritto solo per una singola spinta, mentre per le restanti verrà riportata una sezione riepilogativa dei risultati ottenuti dall'analisi.

Il primo punto, che è in comune con tutti i tipi di spinta scelti è la ricerca del fattore di partecipazione di massa. Si ricorda che, essendo il telaio in esame formato da 5 piani, il punto di controllo coincide con il centro di massa del 5° piano.

Ricerca del fattore di partecipazione di massa

Modo fondamentale

1

Spostamento modale del punto di controllo:

0,1232 m

Direzione considerata

U1

Informazioni sul modo di vibrare fondamentale

Periodo	0,34
Massa attivata in direzione U1	84,8%
Massa attivata in direzione U2	0,0%

Fattore di partecipazione	10,41 kNs^2
Fattore di scala Massa Modale	1 $kNms^2$

Caratteristiche del sistema SDOF equivalente

Fattore di partecipazione	1,282
Quantità di massa attivata	rpM 84,79%
Massa del sistema equivalente	M^* 84,5 kNs^2/m
Rigidezza del sistema equivalente	K^* 29792,7 kN/m
Frequenza del sistema equivalente	ω^* 18,779 1/s
Periodo del sistema equivalente	T^* 0,335 s

Il segno dello spostamento modale del punto di controllo è insignificante al fine dei calcoli.

PUSH_x_ACC_+

Valori propri dell'oscillatore elasto-plastico equivalente e calcolo dei valori relativi agli stati limite:

#	12	numero di step compresi
F _{bu}	849,5 kN	resistenza max edificio
F _{bu} *	662,5 kN	massima azione del sistema ridotto
0.6F _{bu} *	397,5 kN	punto di intersezione con l'oscillatore EPP equivalente
d(0.6F _{bu})	0,0133 m	punto di intersezione con l'oscillatore EPP equivalente
k*	29793 kN/m	rigidezza primo ramo
du*	0,1163 m	spostamento massimo con una perdita massima di resistenza del 15%
dy*	0,0200 m	spostamento limite primo ramo
F*y	596,6 kN	snervamento
d*m	0,1020 m	spostamento corrispondente alla massima resistenza
A*	63,44 kNm	area corrispondente alla massima resistenza
dy*	0,0200 m	spostamento snervamento oscillatore equivalente

Punti per grafici e individuazione degli SL

 γ_1 1,282

Caratteristiche SDOF elasto-plastico equivalente:

Curva elasto-plastica equivalente:

Determinazione degli stati limite:

						Domanda		Capacità	
	F _y			d [m]	V [kN]		d [m]	d [m]	V [kN]
F _y	596,639	kN		0	0				
du	0,116	m		0,020	596,64	SLD	0,009	0,036	655,35
dy	0,020	m		0,116	596,64	SLV	0,004	0,124	848,05
K1	29793	kN/m				SLC	0,005	0,124	848,05

Rappresentazione grafica dei calcoli effettuati e delle curve SDOF, MDOF e SDOF elasto-plastico:

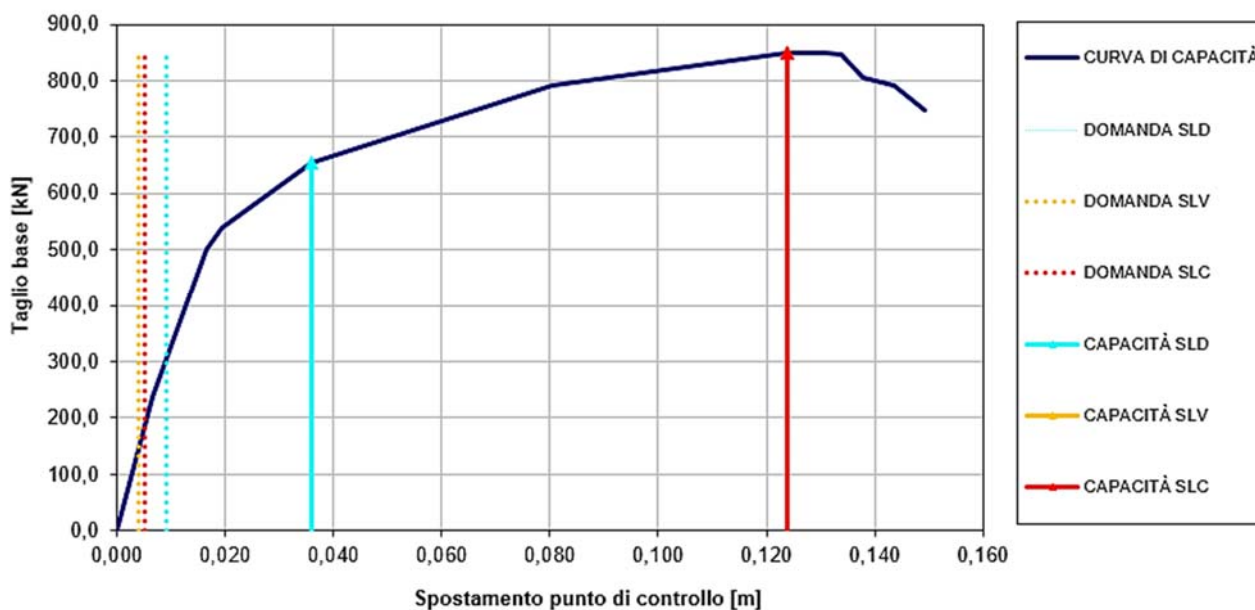
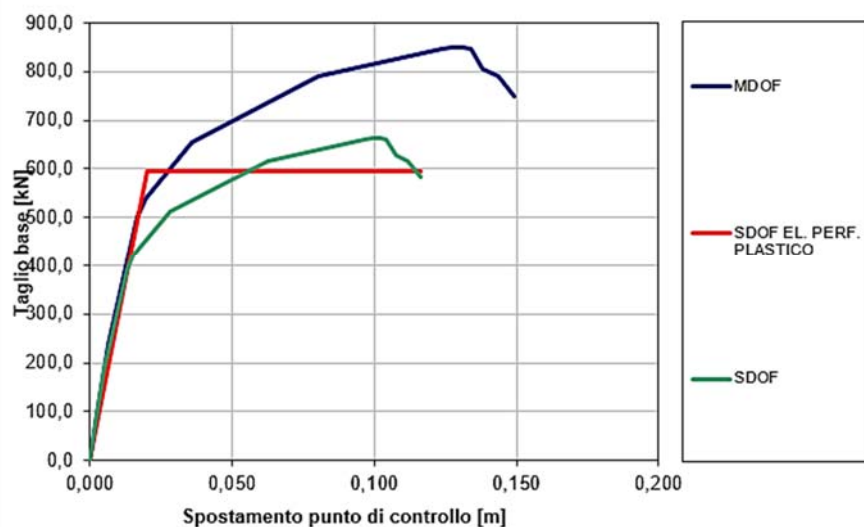


FIGURA 4: CURVA DI CAPACITÀ MDOF PER PUSH_Y_ACC_+



SLV		
q*	d*max	dmax
0	[m]	[m]
0,352	0,007	0,009

SLV		
q*	d*max	dmax
0	[m]	[m]
0,160	0,003	0,004

SLC		
q*	d*max	dmax
0	[m]	[m]
0,197	0,004	0,005

Da cui si ottengono i seguenti risultati:

Il soddisfacimento della verifica è ben osservabile dal seguente istogramma:

RISULTATI DELLA VALUTAZIONE

Risultati della valutazione allo SLD

Domanda di spostamento	D	9,047 mm
Capacità di spostamento	C	35,957 mm
Rapporto D/C:		25,2%
Fattore di sicurezza:		397,4%

Taglio corrispondente al livello di capacità 655,353 kN
LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'

Risultati della valutazione allo SLV

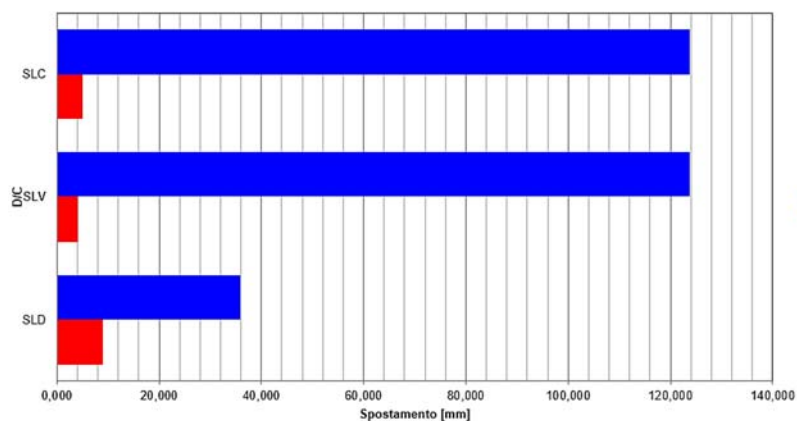
Domanda di spostamento	D	4,109 mm
Capacità di spostamento	C	123,781 mm
Rapporto D/C:		3,3%
Fattore di sicurezza:		3012,7%

Taglio corrispondente al livello di capacità 848,05 kN
LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'

Risultati della valutazione allo SLC

Domanda di spostamento	D	5,072 mm
Capacità di spostamento	C	123,781 mm
Rapporto D/C:		4,1%
Fattore di sicurezza:		2440,5%

Taglio corrispondente al livello di capacità 848,05 kN
LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'

**PUSH_x_ACC_-**Valori propri dell'oscillatore elasto-plastico equivalente SDOF

#	10	numero di step compresi
Fbu	849,6 kN	resistenza max edificio
Fbu*	662,5 kN	massima azione del sistema ridotto
0.6Fbu*	397,5 kN	punto di intersezione con l'oscillatore EPP equivalente
d(0.6Fbu)	0,0133 m	punto di intersezione con l'oscillatore EPP equivalente
k*	29838 kN/m	rigidezza primo ramo
du*	0,1039 m	spostamento massimo con una perdita massima di resistenza del 15%
dy*	0,0199 m	spostamento limite primo ramo
F*y	593,0 kN	snervamento
d*m	0,0995 m	spostamento corrispondente alla massima resistenza
A*	55,70 kNm	area corrispondente alla massima resistenza
dy*	0,0199 m	spostamento snervamento oscillatore equivalente

RISULTATI DELLA VALUTAZIONERisultati della valutazione allo SLD

Domanda di spostamento	D	9,034 mm		
Capacità di spostamento	C	35,843 mm		Taglio corrispondente al livello di capacità 655,607 kN
Rapporto D/C:		25,2%	→	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'
Fattore di sicurezza:		396,8%		

Risultati della valutazione allo SLV

Domanda di spostamento	D	4,102 mm		
Capacità di spostamento	C	123,576 mm		Taglio corrispondente al livello di capacità 847,8 kN
Rapporto D/C:		3,3%	→	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'
Fattore di sicurezza:		3012,3%		

Risultati della valutazione allo SLC

Domanda di spostamento	D	5,064 mm		
Capacità di spostamento	C	123,576 mm		Taglio corrispondente al livello di capacità 847,8 kN
Rapporto D/C:		4,1%	→	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'
Fattore di sicurezza:		2440,2%		

PUSH_x_MODAL_+

Valori propri dell'oscillatore elasto-plastico equivalente SDOF

#	12	numero di step compresi
F _{bu}	684,3 kN	resistenza max edificio
F _{bu} *	533,6 kN	massima azione del sistema ridotto
0.6F _{bu} *	320,2 kN	punto di intersezione con l'oscillatore EPP equivalente
d(0.6F _{bu})	0,0138 m	punto di intersezione con l'oscillatore EPP equivalente
k*	23268 kN/m	rigidezza primo ramo
du*	0,1239 m	spostamento massimo con una perdita massima di resistenza del 15%
dy*	0,0206 m	spostamento limite primo ramo
F*y	478,6 kN	snervamento
d*m	0,1093 m	spostamento corrispondente alla massima resistenza
A*	54,37 kNm	area corrispondente alla massima resistenza
dy*	0,0206 m	spostamento snervamento oscillatore equivalente

RISULTATI DELLA VALUTAZIONERisultati della valutazione allo SLD

Domanda di spostamento	D	11,584 mm		
Capacità di spostamento	C	30,625 mm		Taglio corrispondente al livello di capacità 495,626 kN
Rapporto D/C:		37,8%	→	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'
Fattore di sicurezza:		264,4%		

Risultati della valutazione allo SLV

Domanda di spostamento	D	5,261 mm		
Capacità di spostamento	C	132,397 mm		Taglio corrispondente al livello di capacità 681,528 kN
Rapporto D/C:		4,0%	→	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'
Fattore di sicurezza:		2516,7%		

Risultati della valutazione allo SLC

Domanda di spostamento	D	6,494 mm		
Capacità di spostamento	C	132,397 mm		Taglio corrispondente al livello di capacità 681,528 kN
Rapporto D/C:		4,9%	→	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'
Fattore di sicurezza:		2038,7%		

PUSH_x_MODAL_-Valori propri dell'oscillatore elasto-plastico equivalente SDOF

#	10	numero di step compresi
F _{bu}	683,5 kN	resistenza max edificio
F _{bu} *	533,0 kN	massima azione del sistema ridotto
0.6F _{bu} *	319,8 kN	punto di intersezione con l'oscillatore EPP equivalente
d(0.6F _{bu})	0,0137 m	punto di intersezione con l'oscillatore EPP equivalente
k*	23292 kN/m	rigidezza primo ramo
du*	0,1117 m	spostamento massimo con una perdita massima di resistenza del 15%
dy*	0,0204 m	spostamento limite primo ramo
F*y	475,7 kN	snervamento
d*m	0,1059 m	spostamento corrispondente alla massima resistenza
A*	48,29 kNm	area corrispondente alla massima resistenza
dy*	0,0204 m	spostamento snervamento oscillatore equivalente

RISULTATI DELLA VALUTAZIONE

Risultati della valutazione allo SLD

Domanda di spostamento	D	11,573 mm		
Capacità di spostamento	C	30,603 mm		Taglio corrispondente al livello di capacità 495,644 kN
Rapporto D/C:		37,8%	→	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'
Fattore di sicurezza:		264,4%		

Risultati della valutazione allo SLV

Domanda di spostamento	D	5,255 mm		
Capacità di spostamento	C	132,551 mm		Taglio corrispondente al livello di capacità 681,889 kN
Rapporto D/C:		4,0%	→	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'
Fattore di sicurezza:		2522,2%		

Risultati della valutazione allo SLC

Domanda di spostamento	D	6,488 mm		
Capacità di spostamento	C	132,551 mm		Taglio corrispondente al livello di capacità 681,889 kN
Rapporto D/C:		4,9%	→	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'
Fattore di sicurezza:		2043,1%		

14.2.1 Conclusioni

Come evidente dai dati riportati precedentemente, tutte le tipologie di spinte analizzate in entrambe le direzioni, risultano ampiamente soddisfatte.

Volendo rappresentare la capacità del telaio esaminato, è necessario scegliere una sola curva tra le 4 analizzate. Per fare ciò si è ritenuto opportuno selezionare quella avente un'area sottesa alla curva elasto-plastica perfetta del sistema equivalente SDOF minore. Questo perché, l'area così calcolata sta a rappresentare l'energia che il sistema è in grado di dissipare, quindi scegliendo quella di minor valore, si va a considerare la capacità "peggiore".

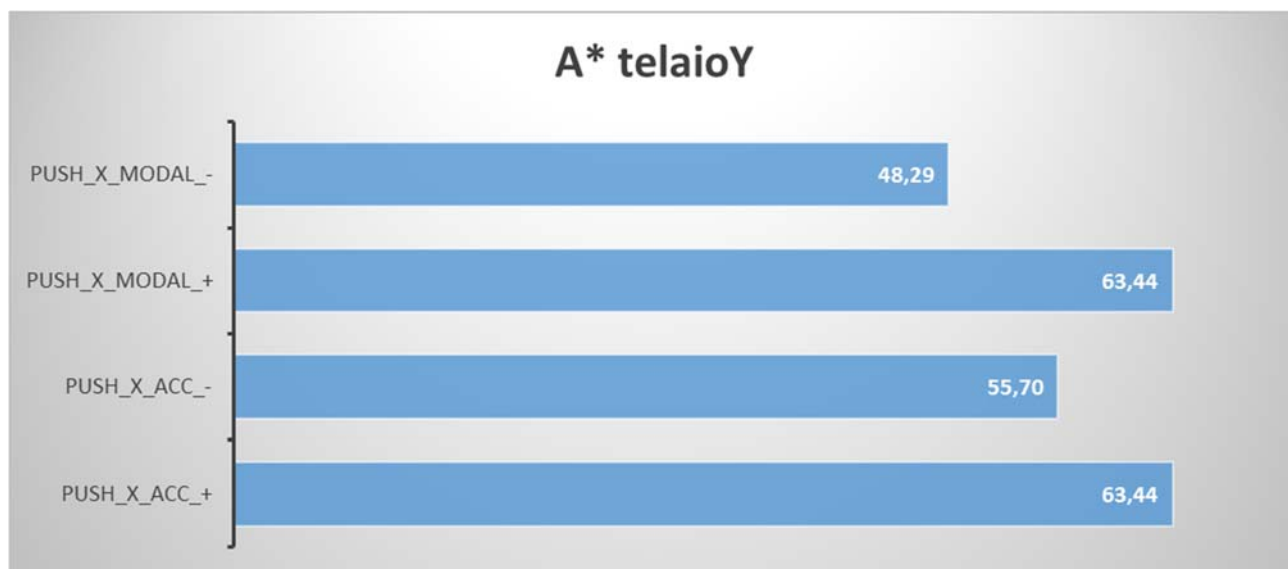
L'area così analizzata, indicata con il simbolo A^* , avente come unità di misura kNm, è calcolabile mediante la seguente formula:

$$A^* = F_y^* \cdot \left(d_u^* + \frac{d_y^*}{2} \right)$$

Per una migliore scelta si riportano i parametri più indicativi delle diverse curve di capacità ottenute.

	SLD			SLV			SLC			FX*	dX*	d _u *	A*
	D _{domanda}	D _{capacità}	V _{capacità}	D _{domanda}	D _{capacità}	V _{capacità}	D _{domanda}	D _{capacità}	V _{capacità}				
	[mm]	[mm]	[kN]	[mm]	[mm]	[kN]	[mm]	[mm]	[kN]				
PUSH_X_ACC_+	9,05	35,96	655,35	4,11	123,78	848,05	5,07	123,78	848,05	596,64	0,02	0,12	63,44
PUSH_X_ACC_-	9,03	35,84	655,61	4,10	123,58	847,80	5,06	123,58	847,80	592,98	0,02	0,10	55,70
PUSH_X_MODAL_+	9,05	35,96	655,35	4,11	123,78	848,05	5,07	123,78	848,05	596,64	0,02	0,12	63,44
PUSH_X_MODAL_-	11,57	30,60	495,64	5,26	132,55	681,89	6,49	132,55	681,89	475,65	0,02	0,11	48,29

Riportando poi su un istogramma i solo valori dell'area A^* :



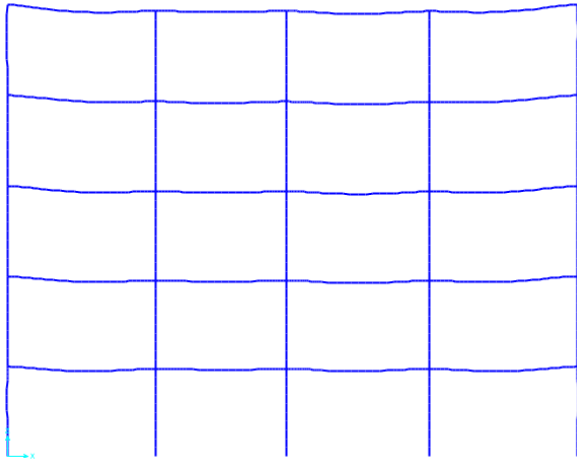
Resta evidente come la curva di capacità relativa alla spinta PUSH_X_MODAL_- faccia sì che il telaio sia capace di dissipare un quantitativo di energia minore rispetto alle altre forze orizzontali agenti su di essa.

14.1.3 Step Pushover di riferimento

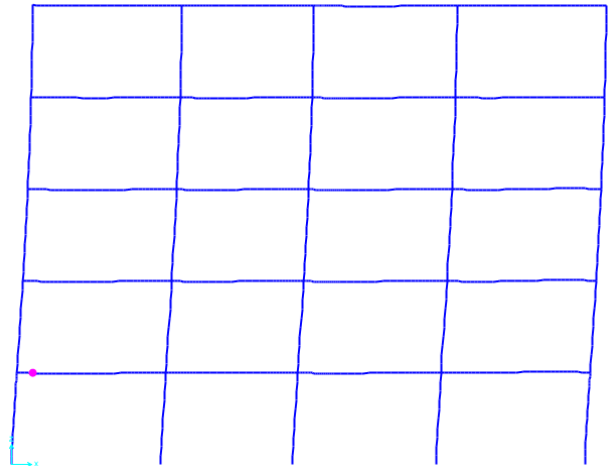
Individuata la configurazione di spinta sfavorevole, PUSH_X_MODAL_ , questa sarà assunta come riferimento per il comportamento del nostro telaio.

A fine illustrativo, in seguito si riportano gli step di plasticizzazione degli elementi fino al raggiungimento del collasso dell'intero telaio (fine della curva di capacità).

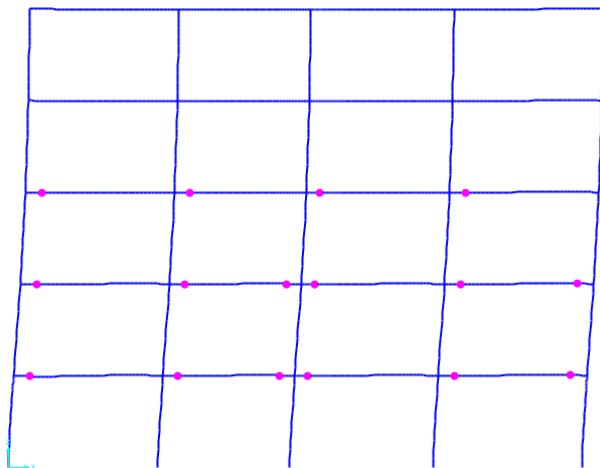
Step 0



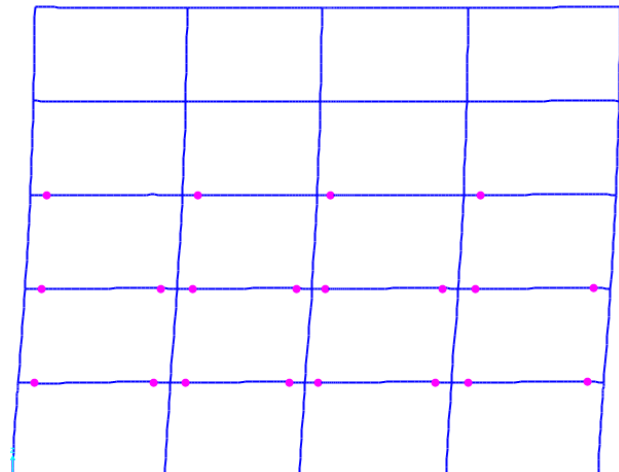
Step 1



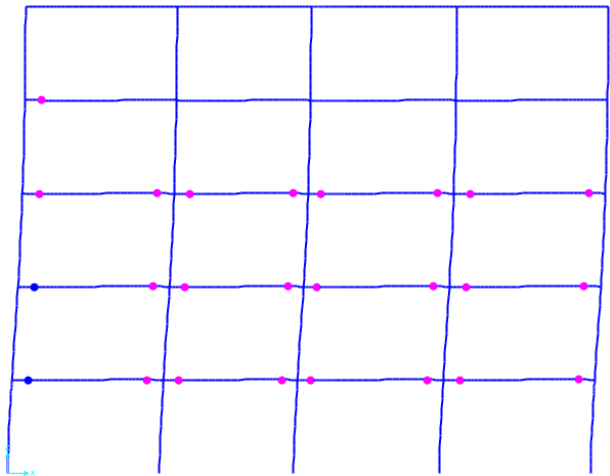
Step 2



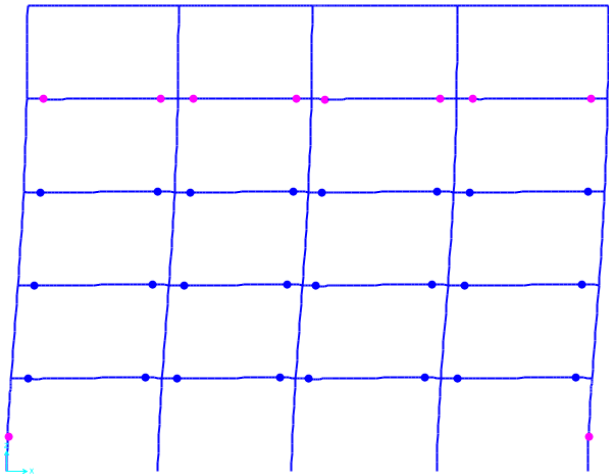
Step 3



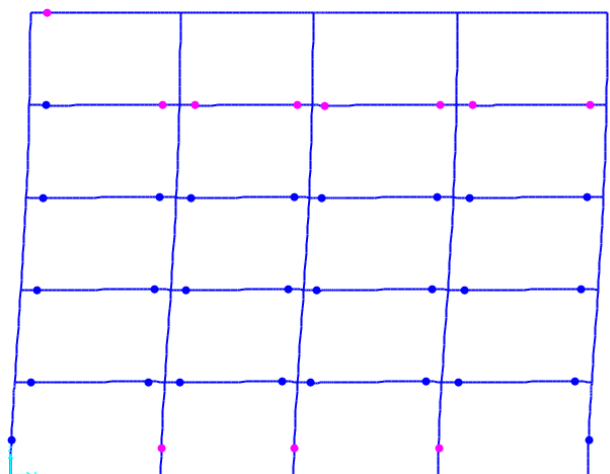
Step 4



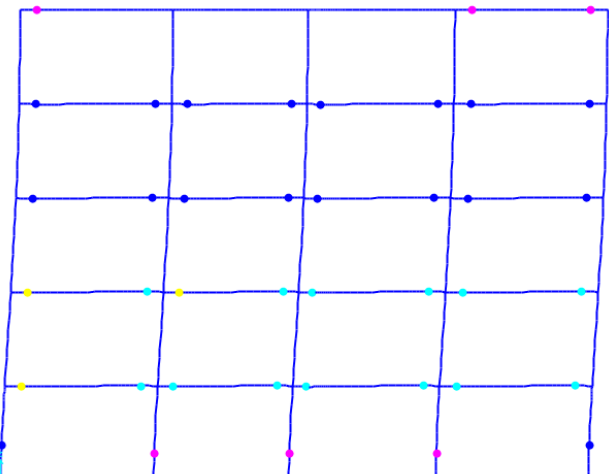
Step 5



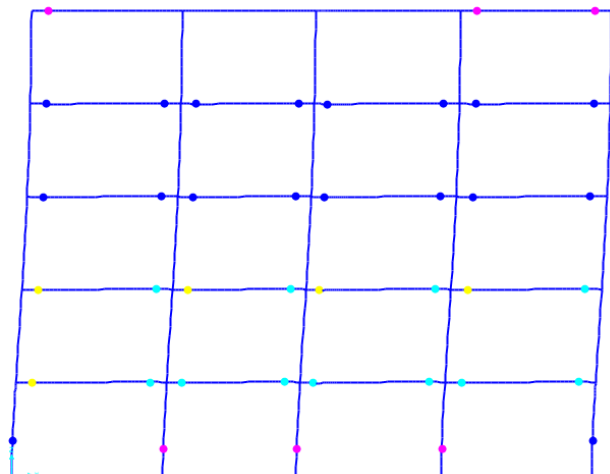
Step 6



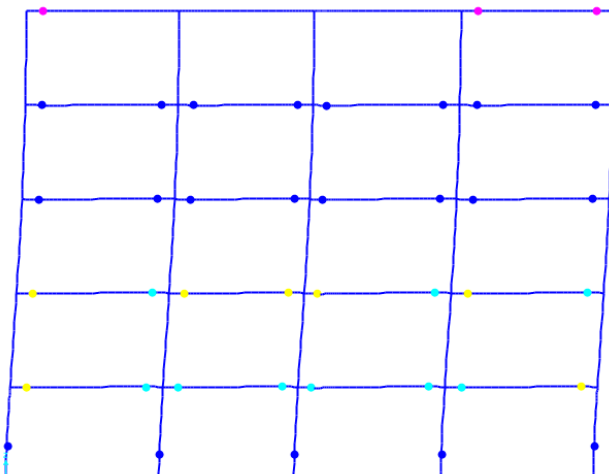
Step 7



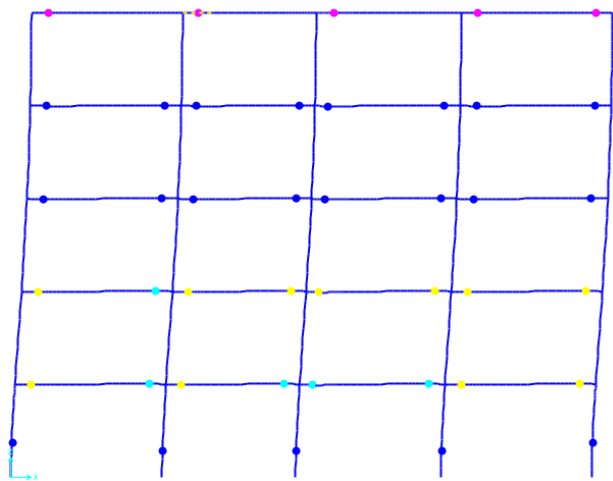
Step 8



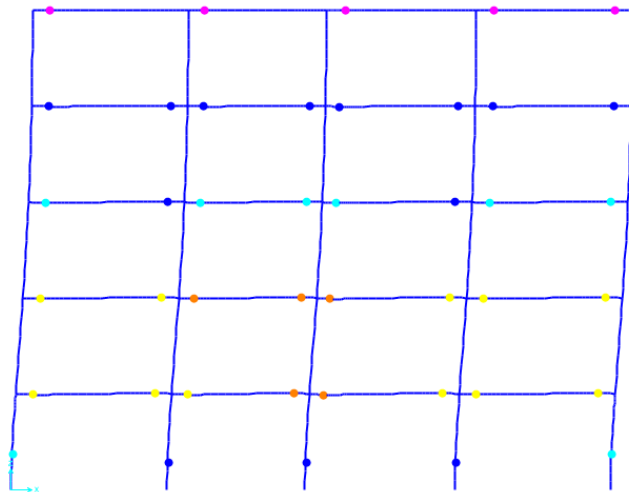
Step 9



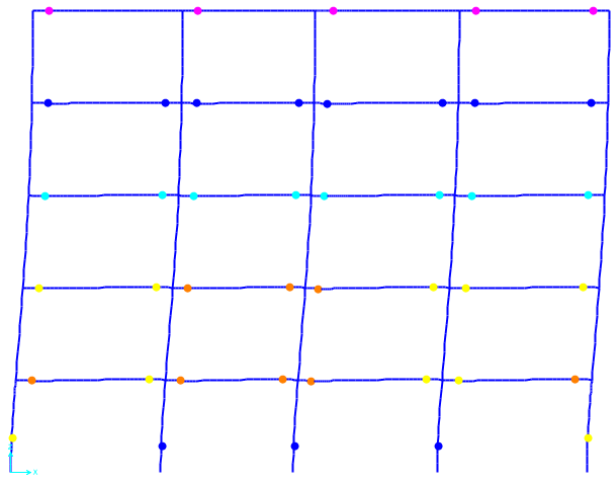
Step 10



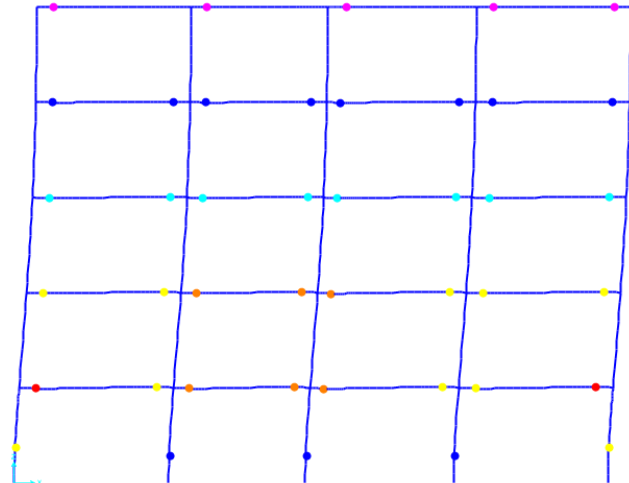
Step 11



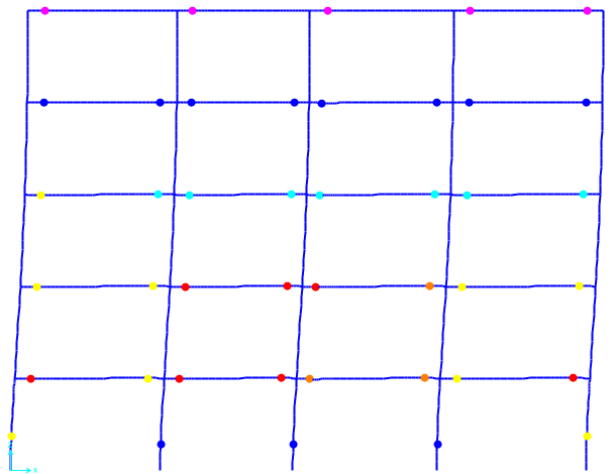
Step 12



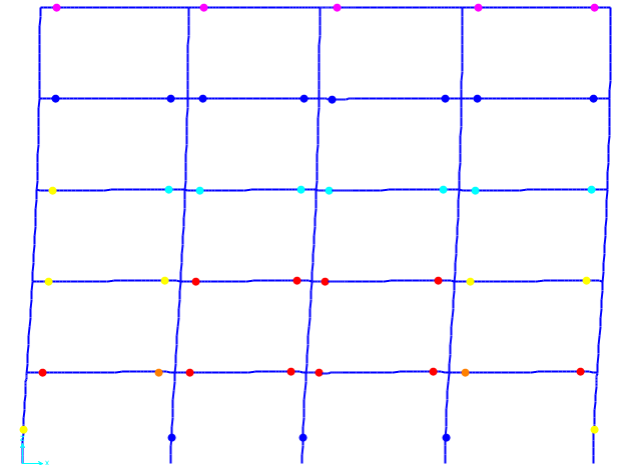
Step 13



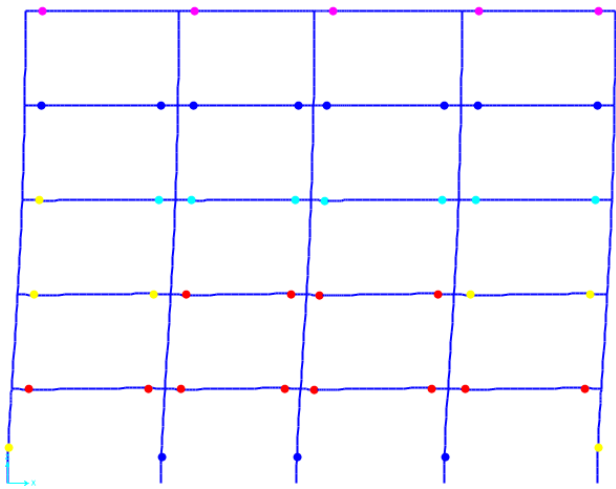
Step 14



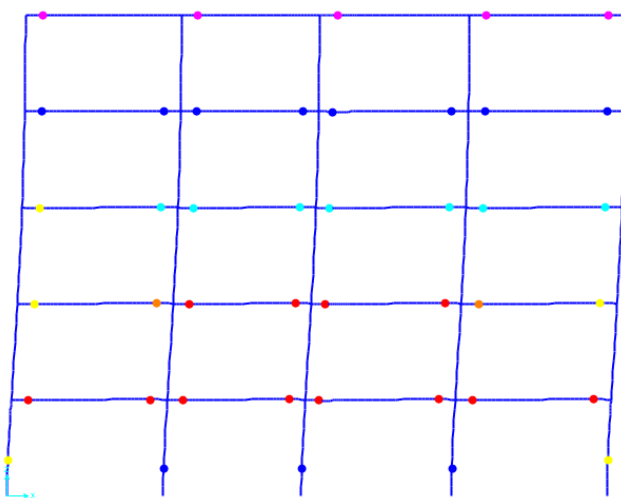
Step 15



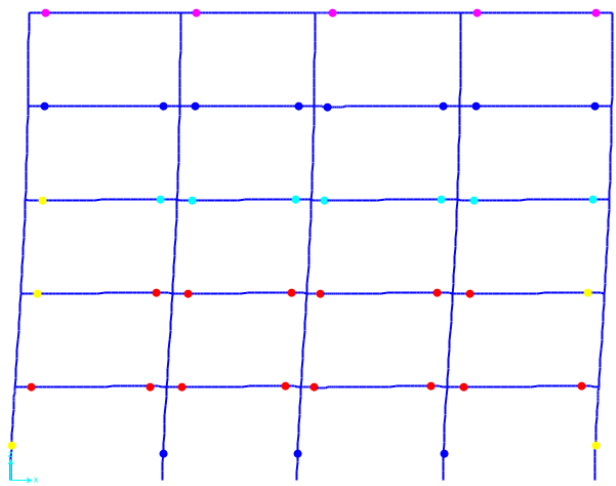
Step 16



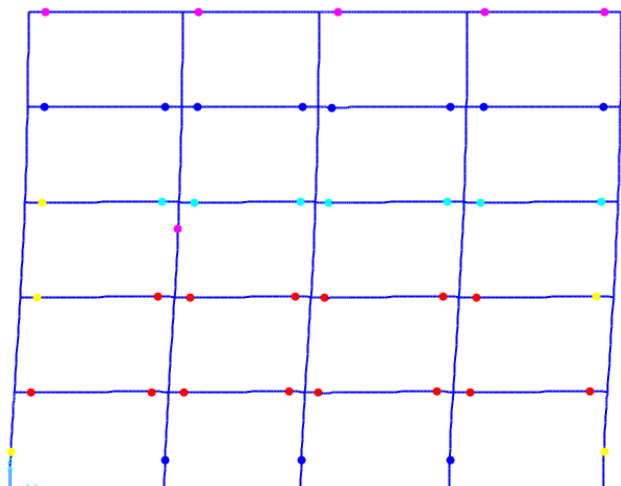
Step 17



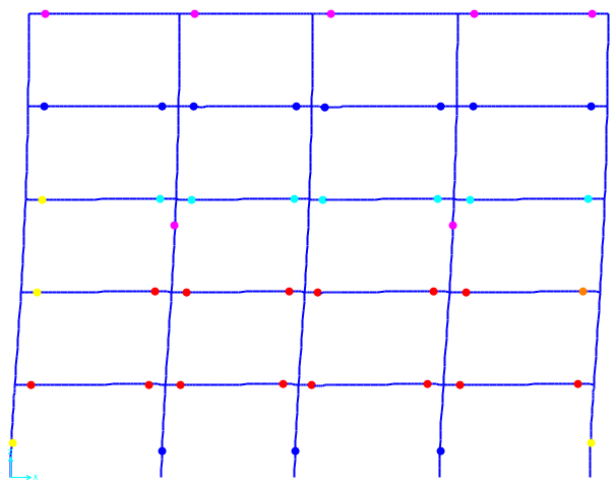
Step 18



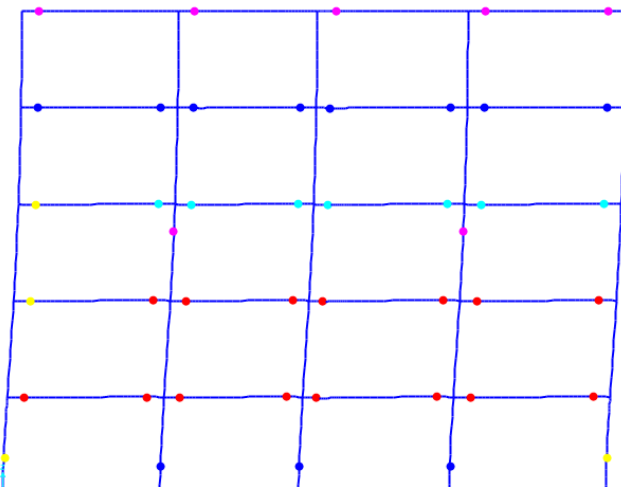
Step 19



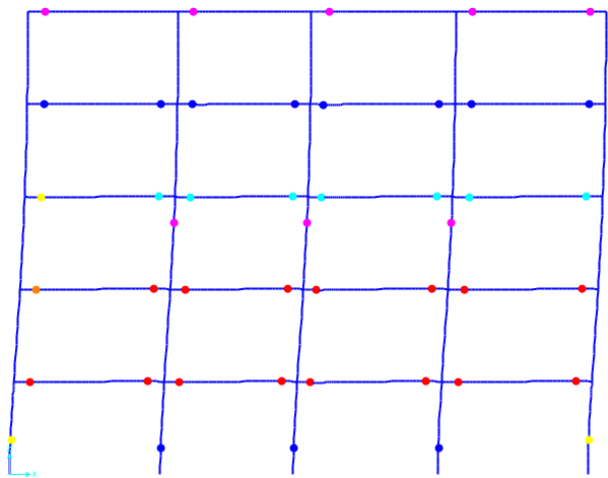
Step 20



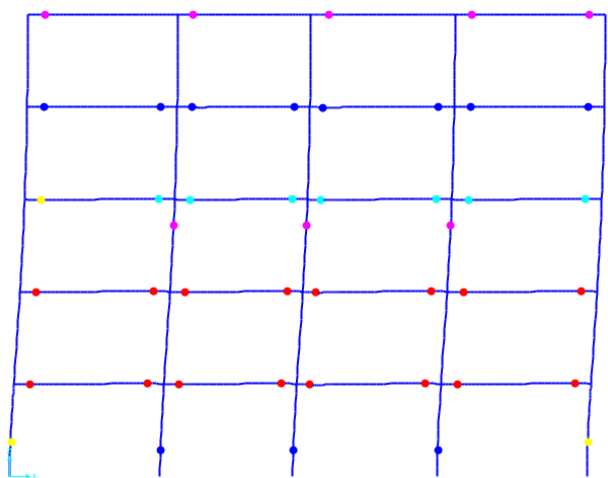
Step 21



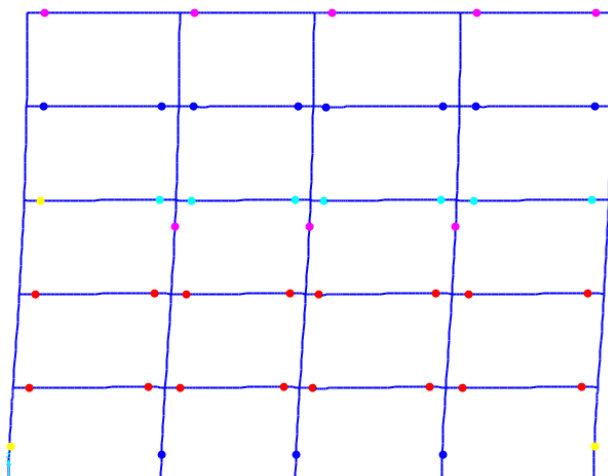
Step 22



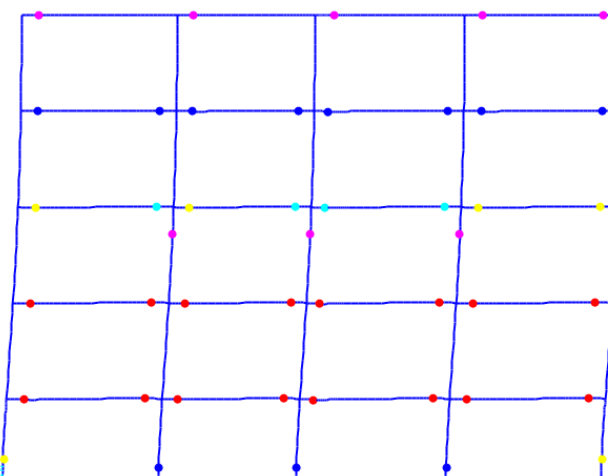
Step 23



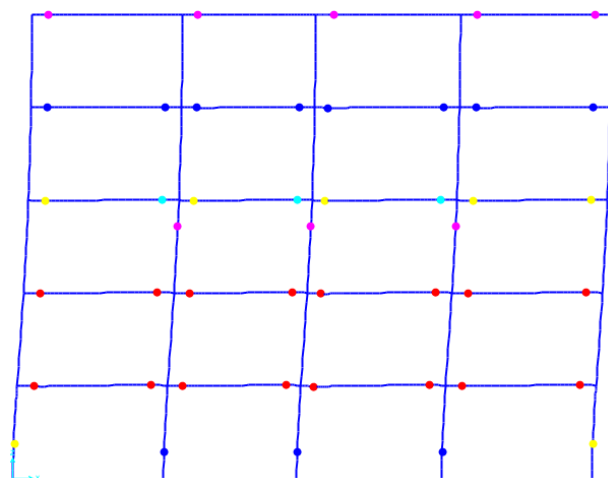
Step 24



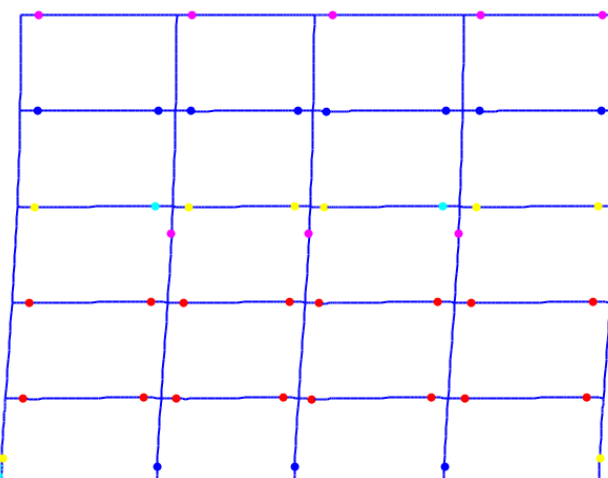
Step 25



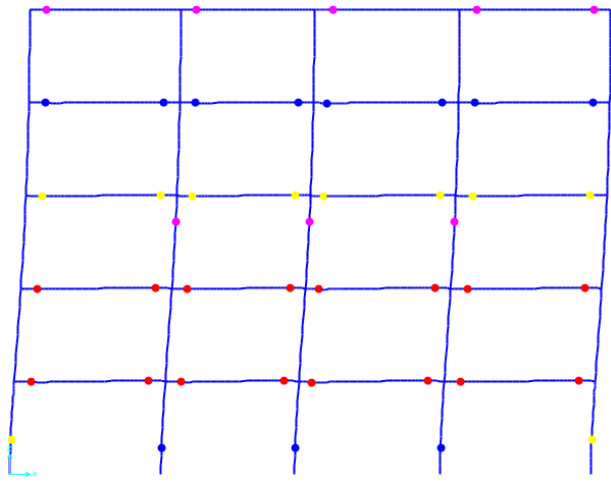
Step 26



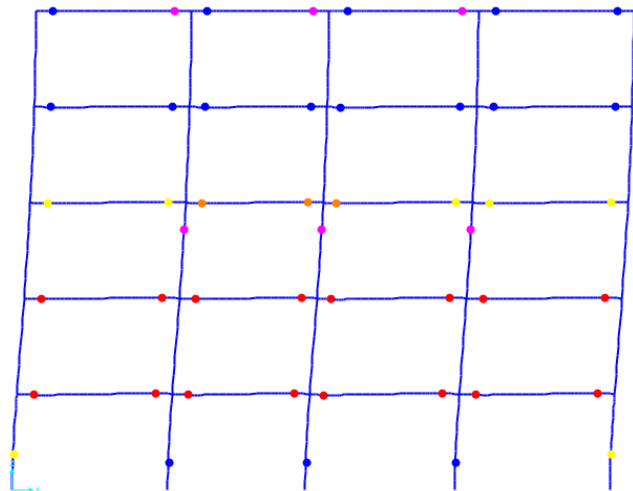
Step 27



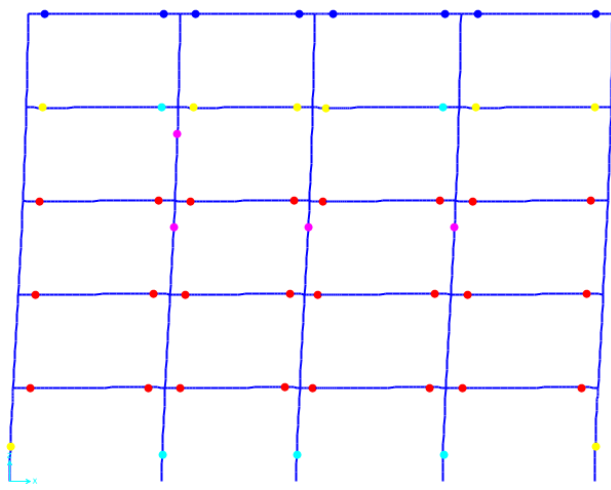
Step 28



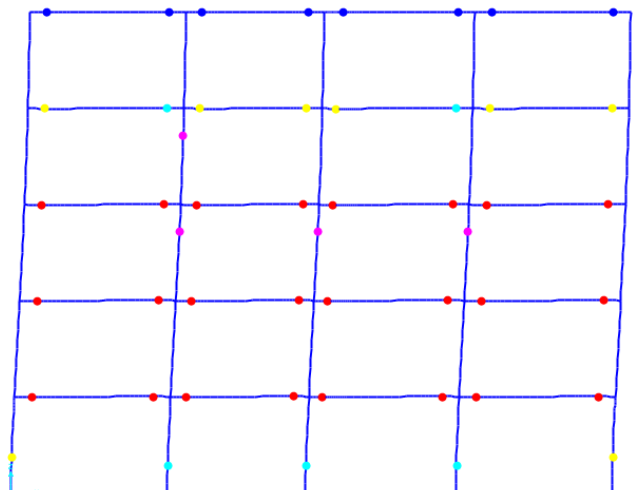
Step 29



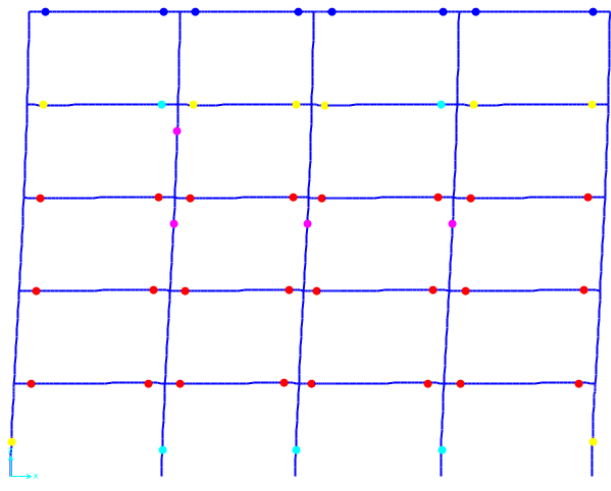
Step 30



Step 31



Step 32



14.3 Calcolo dei coefficienti caratteristici della struttura, ricavati dai telai analizzati

Come riportato precedentemente, al paragrafo 7.3.4.1 la NTC stabilisce che un'utilità nell'effettuare un'analisi di tipo non lineare statica sta nella possibilità di calcolare l'effettivo coefficiente di struttura q ed il rapporto α_u/α_1 .

Ricordando le rispettive definizioni date dal testo normativo, si ha che:

Per il fattore di struttura viene definito al par. 7.3.1 come:

Il valore del fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R \quad (7.3.1)$$

dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Per le costruzioni regolari in pianta, qualora non si proceda ad un'analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto α_u/α_1 , per esso possono essere adottati i valori indicati nei paragrafi successivi per le diverse tipologie costruttive.

Per il rapporto di sovrarresistenza la definizione è riportata al par. 7.4.3.2, dove sono ridate le definizioni generali dei fattori di struttura:

7.4.3.2 Fattori di struttura

Il fattore di struttura da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica orizzontale è calcolato come riportato nel § 7.3.1.

I massimi valori di q_0 relativi alle diverse tipologie ed alle due classi di duttilità considerate (CD "A" e CD "B") sono contenuti nella tabella seguente.

Tabella 7.4.I – Valori di q_0

Tipologia	q_0	
	CD "B"	CD "A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Le strutture a pareti estese debolmente armate devono essere progettate in CD "B". Strutture aventi i telai resistenti all'azione sismica composti, anche in una sola delle direzioni principali, con travi a spessore devono essere progettate in CD "B" a meno che tali travi non si possano considerare elementi strutturali "secondari".

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di α_u / α_1 :

a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai

- strutture a telaio di un piano $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$
- strutture a telaio con più piani ed una sola campata $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$
- strutture a telaio con più piani e più campate $\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$

b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti

- strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale $\alpha_u / \alpha_1 = 1,0$
- altre strutture a pareti non accoppiate $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$
- strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$

Quindi si procede con il calcolo dei suddetti parametri, dove:

$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = \frac{F_U}{F_Y} \qquad q = \frac{\delta_u}{\delta_y}$$

Con: F_U pari al taglio ultimo, F_Y corrispondente al taglio che provoca lo snervamento, dove δ_u e δ_y sono i rispettivi spostamenti.

Inoltre, per ricavare il valore di tali forze è stato moltiplicato il valore d'interesse relativo alla curva equivalente SDOF per il fattore di partecipazione modale Γ , così ottenendo i parametri della MDOF. Questo procedimento è necessario perché l'output del foglio di calcolo, è solo relativo alla curva SDOF. Oltretutto, andare ad individuare il valore della forza di snervamento sulla curva MDOF porterebbe ad errori dovuti a scelte soggettive di tale forza. L'unica forza ricavabile e valida per il MDOF è la forza di taglio max F_u .

I risultati ottenuti per i singoli telai sono i seguenti:

TelaioY

I parametri caratteristici del telaio sono riportati in tabella:

F_y^*	d_y^*	d_u^*	Γ	F_u	F_y	d_y	d_u
[kN]	[m]	[m]		[kN]	[kN]	[m]	[m]
447,859	0,023	0,124	1,257	620,401	563,026	0,029	0,156

Da cui si ottengono:

α_w/α_1	q
1,102	5,437

TelaioX

I parametri caratteristici del telaio sono riportati in tabella:

F_x^*	d_y^*	d_u^*	Γ	F_u	F_x	d_y	d_u
[kN]	[m]	[m]		[kN]	[kN]	[m]	[m]
475,653	0,020	0,112	1,282	683,497	609,957	0,026	0,143

Da cui si ottengono:

α_w/α_1	q
1,121	5,472

14.3.1 Confronto con parametri utilizzati per la progettazione

Andando a confrontare i due parametri ottenuti per ogni singolo telaio, con quelli che sono i valori utilizzati per la progettazione della struttura si nota quanto riportato a seguire.

I fattori usati per la progettazione sono:

α_w/α_1	q
1,1	4,8

Ricavati seguendo le prescrizioni normative, come illustrato precedentemente nella sezione apposita.

Resta evidente come, seguendo quelle che sono le direttive della NTC, il progetto è stato sviluppato con un alto fattore di sicurezza, infatti i fattori di struttura q ricavati mediante l'analisi non lineare statica sono entrambi superiori a quello usato per il calcolo dello spettro agli stati limiti ultimi. Quindi i valori spettrali adottati sono superiori a quelli effettivi della struttura.

Per quanto riguarda il rapporto di sovrarresistenza, i valori di output ottenuti dalla pushover sono pressoché coincidenti con quello usato per la progettazione.

Se si volesse progettare secondo il fattore di struttura ricavato dalla pushover, si dimensionerebbe la struttura in base a coordinate spettrali di minor valore rispetto a quelle usate.

In definitiva, quanto riportato dalla NTC sembra essere una buona approssimazione di quello che è il reale comportamento della struttura.