

# **POLITECNICO DI TORINO**

## **Facoltà di Ingegneria**

**CORSO DI LAUREA ( SPECIALISTICA ) IN INGEGNERIA CIVILE**



**Tesi di Laurea ( Specialistica )**

**Analisi degli effetti del secondo ordine in edifici**

**multipiano in calcestruzzo armato**

***Relatore:***

***Prof. Maurizio Taliano***

***Candidato:***

***Paolo Scuderi***

***Anno Accademico 2016/2017***







# Indice

<b>Abstract .....</b>	<b>XIII</b>
<b>Introduzione.....</b>	<b>XV</b>
<b>“Effetti del II ordine” o non linearità geometrica .....</b>	<b>1</b>
1.1Analisi globale: Metodo P- $\Delta$ .....	7
1.2 Analisi Locale .....	13
<b>Analisi Parametrica.....</b>	<b>43</b>
2.1Predimensionamento .....	45
2.2Classificazione Strutturale .....	65
<b>Analisi Strutturale .....</b>	<b>89</b>
3.1Analisi degli effetti del primo ordine.....	92
3.2Analisi degli effetti del secondo ordine.....	98
<b>Conclusioni.....</b>	<b>109</b>
<b>Appendice A .....</b>	<b>111</b>
<b>Appendice B .....</b>	<b>124</b>
<b>Appendice C .....</b>	<b>131</b>
<b>Bibliografia .....</b>	<b>150</b>

Paolo Scuderi

Analisi degli effetti del secondo ordine in edifici multipiano in calcestruzzo armato

# Elenco delle figure e delle tabelle

## Figure

<i>Figura 1.1: Telaio ad di n-piani incastrato alla base soggetto a delle forze concentrate nodali verticali e orizzontali.....</i>	2
<i>Figura 1.2: Singolo elemento strutturale deformato. ....</i>	3
<i>Figura 1.3: Parabola di Sargin .....</i>	5
<i>Figura 1.4: Diagramma sforzo deformazione per l' acciaio con tratto incrudente con tratto orizzontale .....</i>	6
<i>Figura 1.5: Telaio con numero 3 piani e a due campate, caricato orizzontalmente con delle forze concentrate di interpiano.....</i>	7
<i>Figura 1.6: Singola asta deformata ipotizzata lineare.....</i>	8
<i>Figura 1.7: Asta con sistema di forze nella configurazione indeformata.....</i>	9
<i>Figura 1.8: Generica colonna nella configurazione deformata.....</i>	10
<i>Figura 1.9: Sistema di forze agente sulla colonna nella configurazione deformata. ....</i>	11
<i>Figura 1.10: Telaio controventato. ....</i>	15
<i>Figura 1.11: Generico nodo del Telaio. ....</i>	16
<i>Figura 1.12 ( a ) : Deformata trave continua con momento M applicato al nodo.....</i>	17
<i>Figura 1.12 ( b ) : Separazione della trave continua in Figura 1.12 ( a ) come somma di due sistemi.....</i>	17
<i>Figura 1.13: Rappresentazione della colonna modello.....</i>	23
<i>Figura 1.14: Asta incastrata alla base nella quale si considerano gli effetti dovuti all' eccentricità <math>e_0</math> e all' eccentricità <math>e_2</math>.....</i>	24
<i>Figura 1.15: Diagramma Momento - Eccentricità per una generica asta. ....</i>	25
<i>Figura 1.16: Asta incastrata alla base nella quale vengono considerate sia l' eccentricità <math>e_0</math> e l' eccentricità <math>e_2</math>. 26</i>	26
<i>Figura 1.17: Sistema reale e Sistema fittizio di un' asta incastrata alla base, con il fine di utilizzare il P.L.V. ....</i>	27
<i>Figura 1.18 : Asta deformata incastrata alla base, avente un sistema di riferimento y - z nell' apice dell' asta in esame.....</i>	29
<i>Figura 1.19: Diagramma momento curvatura, nella quale è visibile il comportamento della sezione in stadio I e in stadio II.....</i>	32

<b>Figura 1.20</b> : Diagramma momento - curvatura semplificato.....	33
<b>Figura 1.21</b> : Digramma momento - curvatura considerando curvatura via via crescenti. ....	34
<b>Figura 1.22</b> : Diagramma Momento - Curvatura.....	36
<b>Figura 1.23</b> : Dominio di resistenza del singolo elemento.....	37
<b>Figura 1.24</b> : Rappresentazione della colonna - modello. ....	39
<b>Figura 2.1</b> : Configurazione planimetrica di partenza per la costruzione dei diversi edifici. ....	42
<b>Figura 2.2</b> : Sezione trasversale di un generico elemento in calcestruzzo armato. ....	44
<b>Figura 2.3</b> : Telaio non controventato, incastrato alla base di n – piani, con n pari a 3. ....	54
<b>Figura 2.4</b> : Determinazione delle aree di competenza dei pilastri per la configurazione planimetrica " 1X2 ". .	60
<b>Figura 2.5</b> : Diagramma Snellezza – Sforzo normale adimensionalizzato necessario per .....	71
determinare i limiti di snellezza per gli elementi verticali. ....	71
<b>Figura 3.1</b> : Combinazioni dei carichi forniti dall' Eurocodice 2 per travi e piastre continue. ....	89
<b>Figura 3.2</b> : Modello strutturale di un edificio a 3 piani.....	92
avente configurazione planimetrica 2 X 2.....	92
<b>Figura 3.3</b> : Predisposizione dei pilastri attraverso gusci quadrangolari. ....	92
<b>Figura 3.4 ( a )</b> : Associazione del carico $g_{k1}$ per i gusci. ....	93
<b>Figura 3.4 ( b )</b> : Associazione del carico $q_k$ per i gusci.....	93
<b>Figura 3.5</b> : Definizione dei piani infinitamente rigidi.....	94
<b>Figura 3.6</b> : Definizione delle condizioni di carico proposte dalla NTC 2008.....	95
<b>Figura 3.7 ( a )</b> : Determinazione della sollecitazione Tagliante per l' edificio. ....	96
<b>Figura 3.7 ( b )</b> : Determinazione dello Sforzo Normale agente per l' edificio. ....	96
<b>Figura 3.7 ( c )</b> : Determinazione del Momento Flettente agente sull' edificio. ....	97
<b>Figura 3.8</b> : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 2 X 1 ad 1 piano.....	98
<b>Figura 3.9 ( a )</b> : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 2 X 1 a 2 piani. ....	100
<b>Figura 3.9 ( b )</b> : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 2 X 1 a 3 piani.....	100
<b>Figura 3.9 ( c )</b> : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 2 X 1 a 4 piani. ....	100
<b>Figura 3.10 ( a )</b> : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 2 X 2 ad 1 piano.....	100
<b>Figura 3.10 ( b )</b> : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 2 X 2 a 2 piani.....	100



<b>Figura 3.10 ( c )</b> : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 2 X 2 a 3 piani. ....	100
<b>Figura 3.10 ( d )</b> : Risultati ottenuti per la configurazione ..... planimetrica 2 X 2 a 4 piani.....	101 101
<b>Figura 3.11 ( a )</b> : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 2 X 4 ad 1 piano.....	101
<b>Figura 3.11 ( b )</b> : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 2 X 4 a 2 piani.....	101
<b>Figura 3.11 ( c )</b> : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 2 X 4 a 3 piani. ....	101
<b>Figura 3.11 ( d )</b> : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 2 X 4 a 4 piani.....	101
<b>Figura 3.12 ( a )</b> : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 3 ad 1 piano.....	101
<b>Figura 3.12 ( b )</b> : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 3 a 2 piani.....	102
<b>Figura 3.12 ( c )</b> : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 3 a 3 piani. ....	102
<b>Figura 3.12 ( d )</b> : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 3 a 4 piani.....	102
<b>Figura 3.13 ( a )</b> : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 4 ad 1 piano.....	102
<b>Figura 3.13 ( b )</b> : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 4 a 2 piani.....	102
<b>Figura 3.13 ( c )</b> : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 4 ad 3 piani. ....	102
<b>Figura 3.13 ( d )</b> : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 4 a 4 piani.....	103
<b>Figura 3.14 ( a )</b> : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 5 ad 1 piano.....	103
<b>Figura 3.14 ( b )</b> : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 5 a 2 piani.....	103
<b>Figura 3.14 ( c )</b> : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 5 a 3 piani. ....	103
<b>Figura 3.14 ( d )</b> : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 5 a 4 piani.....	103
<b>Figura 3.15 ( a )</b> : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 6 ad 1 piano.....	103
<b>Figura 3.15 ( b )</b> : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 6 a 2 piani.....	104
<b>Figura 3.15 ( c )</b> : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 6 a 3 piani. ....	104
<b>Figura 3.15 ( d )</b> : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 6 a 4 piani.....	104
<b>Figura 3.16 ( a )</b> : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 7 ad 1 piano.....	104
<b>Figura 3.16 ( b )</b> : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 7 a 2 piani.....	104
<b>Figura 3.16 ( c )</b> : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 7 a 3 piani. ....	104
<b>Figura 3.16 ( d )</b> : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 7 a 4 piani.....	105
<b>Figura 3.17 ( a )</b> : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 7 X 7 a 6 piani.....	105

**Figura 3.17 ( b )** : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 7 X 7 a 8 piani..... 105

**Figura 3.17 ( a )** : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 7 X 7 a 10 piani..... 106

## Tabelle

<b>Tabella 1.1</b> : Colonna Modello.....	40
<b>Tabella 2.1</b> : Configurazioni planimetriche dimensionate.....	44
<b>Tabella 2.2</b> : Prospetto 7.4 N dove sono rappresentati i valori di $l_{dmax}$ da rispettare.....	47
<b>Tabella 2.3</b> : Predimensionamento del Solaio e quindi determinazione delle dimensioni del Solaio.....	48
<b>Tabella 2.4</b> : Predimensionamento travi continue di campata terminale.....	49
<b>Tabella 2.5</b> : Predimensionamento travi continue di campate intermedie.....	49
<b>Tabella 2.6</b> : Determinazione del carico permanente strutturale del solaio( $g_{k0}$ ).....	50
<b>Tabella 2.7</b> : Determinazione del carico permanente portato dal solaio ( $g_{k1}$ ).....	51
<b>Tabella 2.8</b> : Tabella 3.1.II del D.M 2008 che definisce i carichi variabili agenti su una struttura a seconda della destinazione d' uso della struttura. ....	52 52
<b>Tabella 2.9</b> : Determinazione del valore di $v$ e del coefficiente riduttivo $\alpha_n$ .....	57
<b>Tabella 2.10</b> : Valori di $\Delta H_n$ agenti su ogni piano per ogni configurazione planimetrica. ....	58 58
<b>Tabella 2.11</b> : Determinazione dei punti di taglio nelle travi per le differenti tipologie strutturali. ....	61
<b>Tabella 2.12</b> : Calcolo eseguito per determinare il valore del carico $Q_d$ [ kN ].....	62
<b>Tabella 2.13</b> : Determinazione dell' Area di Calcestruzzo netta.....	63
<b>Tabella 2.14</b> : Valori dei coefficienti $\alpha_n$ .....	64
<b>Tabella 2.15</b> : Determinazioni dei parametri necessari per usufruire della formulazione proposta dalle norme tecniche NTC 2008. ....	67 67
<b>Tabella 2.16</b> : Verifica proposta dalle norme tecniche NTC 2008.....	68
<b>Tabella 2.17 ( a )</b> : Determinazioni dei parametri necessari per usufruire della formulazione proposta dalle norme tecniche NTC 2008 per edifici a 6, 8 e 10 piani.....	68 68
<b>Tabella 2.17 ( b )</b> : Determinazioni dei parametri necessari per usufruire della formulazione proposta dalle norme tecniche NTC 2008 per edifici a 6, 8 e 10 piani.....	69 69

<b>Tabella 2.18</b> : Verifica proposta dalle norme tecniche NTC 2008 per edifici a 6, 8 e 10 piani. ....	70
<b>Tabella 2.19</b> : Calcolo relativo alle rigidzze degli elementi che concorrono.....	74
nel nodo superiore e nel nodo inferiore della colonna.....	74
<b>Tabella 2.20</b> : Determinazione dei.....	75
valori di $k_1$ e $k_2$ . ....	75
<b>Tabella 2.21</b> : Determinazione della lunghezza libera .....	75
di inflessione $l_0$ e del coefficiente $\beta$ .....	75
<b>Tabella 2.22</b> : Determinazioni dei parametri di calco. ....	77
<b>Tabella 2.23</b> : Sforzi normali agenti su ogni singolo pilastro. ....	77
<b>Tabella 2.24 ( a )</b> : Dimensioni pilastri per la configurazione planimetrica 1 X 2, edificio ad un piano. ....	78
<b>Tabella 2.24 ( b )</b> : Dimensioni pilastri per la configurazione planimetrica 1 X 2, edificio a due piani. ....	78
<b>Tabella 2.24 ( c )</b> : Dimensioni pilastri per la configurazione planimetrica 1 X 2, edificio a due piani.....	78
<b>Tabella 2.24 ( d )</b> : Dimensioni pilastri per la configurazione planimetrica 1 X 2, edificio a due piani. ....	78
<b>Tabella 2.25</b> : Determinazione della snellezza $\lambda$ riferita ad ogni singolo pilastro. ....	79
<b>Tabella 2.26</b> : Verifica se la snellezza $\lambda$ dei singolo pilastri è inferiore al valore di snellezza limite $\lambda_{lim}$ . ....	79
<b>Tabella 2.27</b> : Determinazioni dei parametri di calco. ....	80
<b>Tabella 2.28</b> : Sforzi normali agenti su ogni singolo pilastro. ....	80
<b>Tabella 2.29 ( a )</b> : Dimensioni pilastri per la configurazione planimetrica 7 X 7, edificio a sei piani. ....	81
<b>Tabella 2.29 ( b )</b> : Dimensioni pilastri per la configurazione planimetrica 7 X 7, edificio a otto piani. ....	82
<b>Tabella 2.29 ( c-1 )</b> : Dimensioni pilastri per la configurazione planimetrica 7 X 7, edificio a dieci piani. ....	83
<b>Tabella 2.29 ( c-2 )</b> : Dimensioni pilastri per la configurazione planimetrica 7 X 7, edificio a dieci piani. ....	84
<b>Tabella 2.30</b> : Determinazione della snellezza $\lambda$ riferita ad ogni singolo pilastro. ....	85
<b>Tabella 2.31</b> : Verifica se la snellezza $\lambda$ dei singolo pilastri è inferiore al valore di snellezza limite $\lambda_{lim}$ . ....	86

Paolo Scuderi

Analisi degli effetti del secondo ordine in edifici multipiano in calcestruzzo armato

## Abstract

Il qui presente lavoro tratta, come da titolo, gli effetti del secondo ordine negli edifici multipiano in calcestruzzo armato. In particolare si è cercato di capire per quale tipologie di strutture, gli effetti del secondo ordine dovrebbero essere presi in conto, attraverso una parametrizzazione del problema.

Dall'osservazione di edifici già esistenti in calcestruzzo armato, si è notato che per edifici di piccole dimensioni non è prevista la predisposizione di elementi verticali irrigidenti (setti in calcestruzzo armato), quindi si è valutato se questo modo di "progettare", è coerente con le formulazioni proposte dalla *normativa NTC 2008* o con le formulazioni proposte dall' *Eurocodice No. 2*.

Inoltre attraverso l'utilizzo di un software di calcolo strutturale (Dolmen ver. 17), si è valutato, per edifici con configurazioni planimetriche e altezze differenti, quanto valessero quantitativamente gli effetti del secondo ordine, per comprendere, quanto quest'ultimi, siano incidenti nel dimensionamento di tali strutture.

Il confronto dei risultati ottenuti attraverso le formulazioni presenti nell' *Eurocodice No. 2* e la *normativa NTC 2008* ci ha permesso di trarre delle conclusioni interessanti per quanto riguarda l'introduzione di elementi irrigidenti verticali nelle strutture multipiano in calcestruzzo armato. Le analisi strutturali effettuate sui diversi "campioni" ci hanno permesso di comprendere quanto gli effetti del secondo ordine incidono su tali strutture.

Paolo Scuderi

Analisi degli effetti del secondo ordine in edifici multipiano in calcestruzzo armato

# Introduzione

Attraverso tale lavoro di tesi, mediante un' analisi di tipo parametrica, si cerca di comprendere l' incidenza degli effetti del secondo ordine negli edifici multipiano in calcestruzzo armato. In particolare sono stati analizzati 39 edifici differenti, con configurazioni planimetriche simili e regolari.

Nel primo capitolo vengono gettate le basi per la comprensione del fenomeno, vengono trattate le metodologie di analisi, globale e locale, che ci permettono di valutare gli effetti del secondo ordine.

In particolare attraverso l' analisi globale, si riesce a comprendere come tali effetti vengono analizzati per le strutture a livello macroscopico, il metodo di analisi proposto per questa tipologia di analisi è il *metodo P-Δ*.

Attraverso i metodi di analisi locale, si valutano tali effetti per i singoli elementi irrigidenti verticali, esistono tre metodi di analisi locale, due trattati nell' *Eurocodice No.2* denominati *metodo della rigidità nominale* e *metodo della curvatura nominale*, la *normativa NTC 2008*, tratta un ulteriore metodo denominato *colonna modello*. Tutte queste metodologie sono trattate in maniera esaustiva in questo capitolo.

Nel secondo capitolo, viene trattata l' analisi parametrica nel dettaglio. Verranno gettate le basi per la comprensione dei metodi di predimensionamento usati per le differenti configurazioni planimetriche analizzate. Si partirà, con la definizione dei criteri di predimensionamento per quanto riguarda le travi e i solai, successivamente verrà trattata la definizione dei carichi agenti sulla struttura in conformità con la *normativa NTC 2008* e l' *Eurocodice No.2*, definite le dimensioni delle sezioni per quanto concerne le travi e i solai e definiti i carichi agenti su tutte le strutture, si passerà alla trattazione dei criteri di predimensionamento dei pilastri.

Nella seconda parte di tale capitolo, vengono introdotte le formulazioni previste dall' *Eurocodice No.2* e dalla *normativa NTC 2008*, per la classificazione strutturale degli edifici ( strutture a nodi mobili e strutture a nodi fissi ) con il fine di comprendere per quali tipologie di strutture dovrebbero

essere considerati gli effetti del secondo ordine, ed effettuando inoltre, un confronto tra i risultati ottenuti dalle due differenti formulazioni.

Nel terzo capitolo viene trattata l' analisi strutturale degli edifici predimensionati. In particolare si partirà dall' effettuare un' analisi del primo ordine per tutte le configurazioni planimetriche, attraverso il programma di calcolo strutturale Dolmen ver. 17, per poi, attraverso lo stesso programma di calcolo strutturale, effettuare un' analisi globale, con il fine di valutare gli effetti del secondo ordine per tali strutture.

Valutati gli effetti del secondo ordine per tutte le strutture, si passerà ad un confronto dettagliato tra i risultati ottenuti dalle formulazioni dell' *Eurocodice No. 2* e della *normativa NTC 2008* ( per la classificazione strutturale ) e i risultati ottenuti attraverso l' analisi strutturale effettuata con il programma di calcolo strutturale, in maniera tale da comprendere se vi siano delle discrepanze tra le formulazioni e l' effettiva analisi strutturale.



## Capitolo 1

# “Effetti del II ordine” o non linearità geometrica

La teoria degli effetti del secondo ordine viene applicata in generale nelle strutture snelle ( telai, colonne, muri) prevalentemente compresse nelle quali la capacità portante è altamente influenzata dalle deformazioni dovute agli “effetti del secondo ordine”.

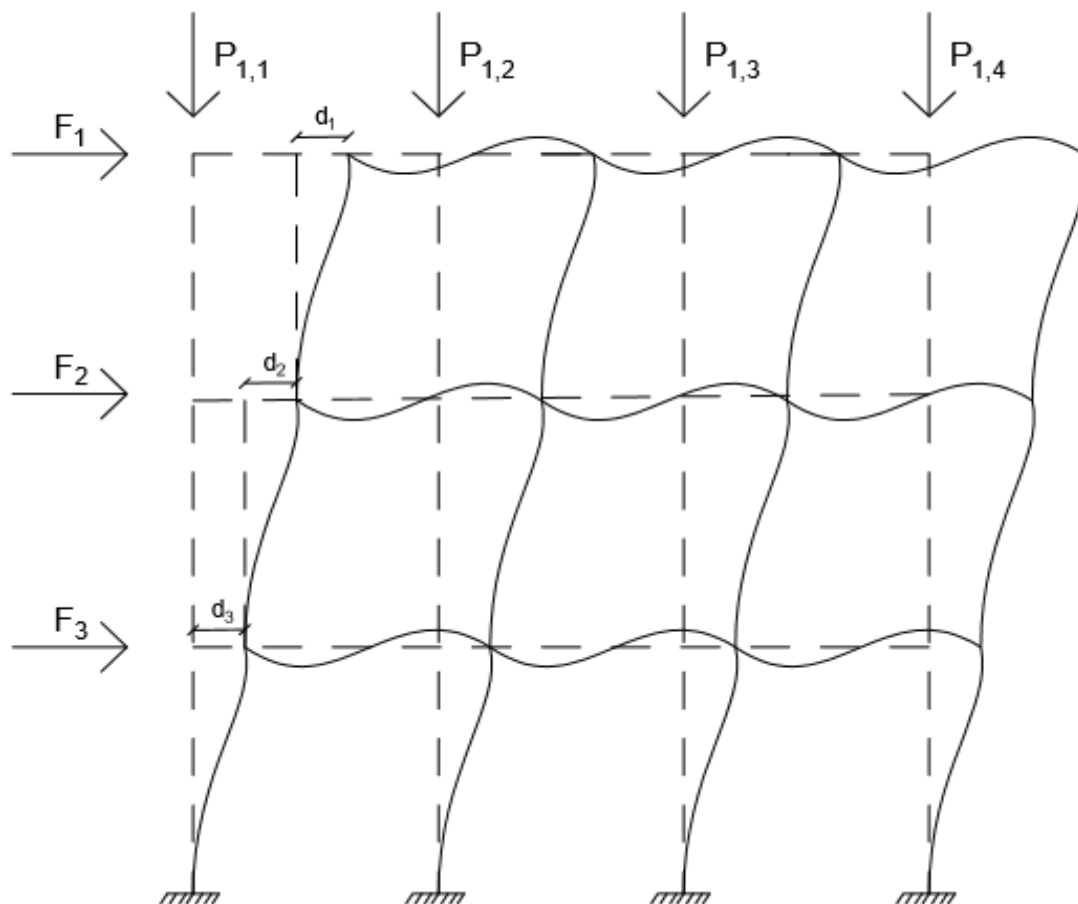
Quando si effettua la classica verifica strutturale globale del telaio, trascurando gli effetti del secondo ordine, i carichi agenti vengono applicati sulla struttura indeformata e quindi anche le equazioni di equilibrio vengono instaurate su quest’ ultima.

Nel caso in cui si volessero tenere in conto gli effetti del secondo ordine, avremo che gli effetti degli spostamenti vanno a modificare le equazioni di equilibrio e in questo caso particolare, nella struttura reale, le equazioni di equilibrio non si applicano sulla struttura indeformata bensì sulla configurazione deformata della struttura.

Possono presentarsi due casi: *un primo caso* nella quale ci si accorge che la configurazione deformata della struttura è molto simile alla configurazione indeformata e in questo si deduce che gli effetti del secondo ordine sono relativamente piccoli e non incidono nelle equazioni di equilibrio, in tal caso, si può far riferimento direttamente ai risultati ottenuti dalla teoria del primo ordine, *nel secondo caso*, invece, si nota che la configurazione deformata della struttura è differente dalla configurazione indeformata, in questo caso sarà necessario considerare la combinazione degli effetti dovuti alla teoria degli effetti del primo ordine e gli effetti dovuti alla teoria degli effetti del secondo ordine.

L’ influenza degli effetti del secondo ordine devono essere presi in conto se l’ incremento delle sollecitazioni del primo ordine, dovuto alle deformazioni, supera il 10% ( *Eurocodice No.2* ). In questo caso l’ analisi va fatta per ogni direzione in cui possa verificarsi la rottura per effetti del secondo ordine.

Consideriamo un telaio di n-piani incastrato alla base ( Figura 1.1 ). Il suddetto telaio è soggetto a delle forze concentrate nodali verticali e orizzontali:

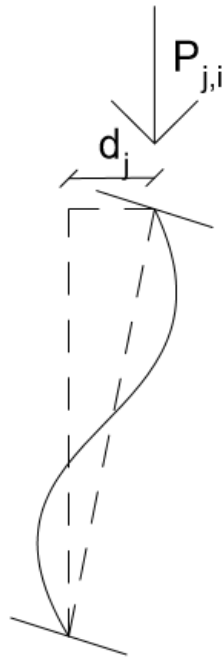


**Figura 1.1:** Telaio ad n-piani incastrato alla base soggetto a delle forze concentrate nodali verticali e orizzontali.

Attraverso la teoria del secondo ordine, il telaio subisce degli spostamenti verticale e orizzontali ( nella Figura 1.1 viene riportata la configurazione deformata del telaio ).

Ogni interpiano è soggetto a degli spostamenti  $d_1, d_2, d_3$  e  $d_4$ . Tali spostamenti, definiti *drift di interpiano*, comportano una modifica della posizione, rispetto alla linea d'asse iniziale, dei carichi nodali.

Se consideriamo il singolo elemento strutturale presente in Figura 1.2, quest'ultimo subisce, lungo il suo sviluppo, un'ulteriore deformazione (se consideriamo la linea retta che collega i due estremi dell'elemento):



*Figura 1.2: Singolo elemento strutturale deformato.*

La deformazione fa sì che il generico carico verticale produce, rispetto al piano inferiore, un'ulteriore momento dovuto al braccio  $d_j$ , che non è altro che lo spostamento del piano  $j$ -esimo, inoltre, un generico sforzo normale presente all'interno dell'elemento fa sì che si generi un'ulteriore momento flettente nella configurazione deformata.

Si deduce che gli effetti del secondo ordine devono essere valutati su due ottiche differenti, una relativa all' **Analisi Globale** del telaio strutturale, nella quale vengono considerati principalmente gli spostamenti orizzontali di interpiano, e una relativa all' **Analisi Locale** dell'elemento strutturale.

I telai nel loro complesso possono essere classificati (secondo l' *Eurocodice 2* ) in:

- Strutture a nodi fissi: strutture o elementi strutturali, con o senza elementi di

controvento, per cui possa essere trascurata l' influenza degli spostamenti dei nodi nei riguardi delle forze e dei momenti di calcolo.

- Strutture a nodi mobili: strutture o elementi strutturali, con o senza elementi di controvento, per cui non possono essere trascurati l'influenza degli spostamenti dei nodi nei riguardi delle forze e dei momenti di calcolo agenti.

Durante la fase di progettazione strutturale, il progettista in prima battuta analizza il telaio come se fosse a nodi fissi. Nel caso in cui la struttura non lo fosse sarà necessario tener conto degli effetti del secondo ordine nell' analisi globale. Se la struttura è a nodi mobili, risulta necessario effettuare un' analisi locale dei singoli elementi, per far ciò si valuta la *snellezza*  $\lambda$  del singolo elemento strutturale, e si definisce se quest' ultimo è un elemento snello o un elemento tozzo ( questo dipende dal valore che assume la snellezza  $\lambda$ ).

Nel caso in cui l' elemento strutturale risulta essere snello, dovranno essere presi in conto gli effetti del secondo ordine, altrimenti possono essere trascurati.

Gli effetti del secondo ordine possono essere studiati attraverso un metodo generale, il quale permette di descrivere la configurazione deformata in tutte le sezioni della struttura. Questo significa andare ad effettuare un' analisi non lineare di tutto il telaio che tenga conto della non linearità geometrica. Ciò implica scrivere le equazioni di equilibrio con riferimento, non alla struttura indeformata, bensì con riferimento alla configurazione deformata della struttura, tenendo conto della non linearità meccanica e assumendo quindi che i materiali non abbiano un comportamento elastico lineare ma un comportamento elastico non lineare.

Considerare un comportamento elastico non lineare del materiale presuppone che anche le singole sezioni assumono un comportamento elastico non lineare, inoltre risulterà necessario tener conto delle imperfezioni geometriche presenti negli elementi.

Per quanto concerne *le Azioni*, si dovranno utilizzare le combinazioni di carico fondamentali con i relativi coefficienti di sicurezza parziali di calcolo relativi allo S.L.U.

Dal momento in cui si è assunto un comportamento elastico non lineare del materiale ( per quanto riguarda il calcestruzzo ) non sarà possibile utilizzare il classico *diagramma Parabola-Rettangolo*; in questo caso la legge che è più idonea nel rappresentare il comportamento reale del materiale, per l' analisi non lineare, è la *Parabola di Sargin*, la quale assume un modulo di elasticità del calcestruzzo ( il modulo elastico medio è definito come la pendenza di una retta passante per l' origine e per il punto corrispondente a  $0.4 f_{ck}$  ) inferiore rispetto a quello supposto dalla legge Parabola-Rettangolo ( Figura 1.3 ):

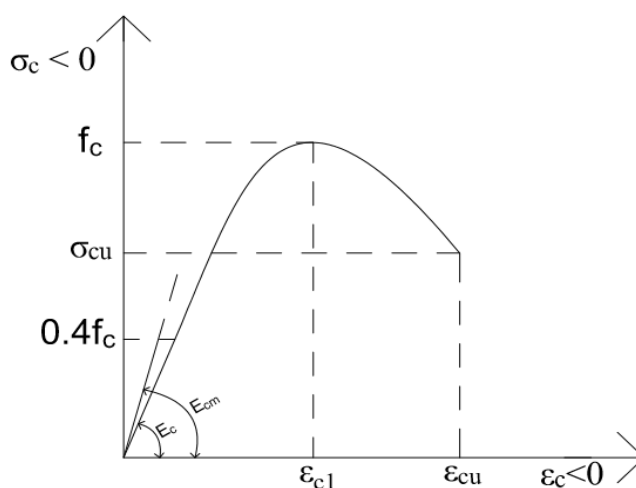
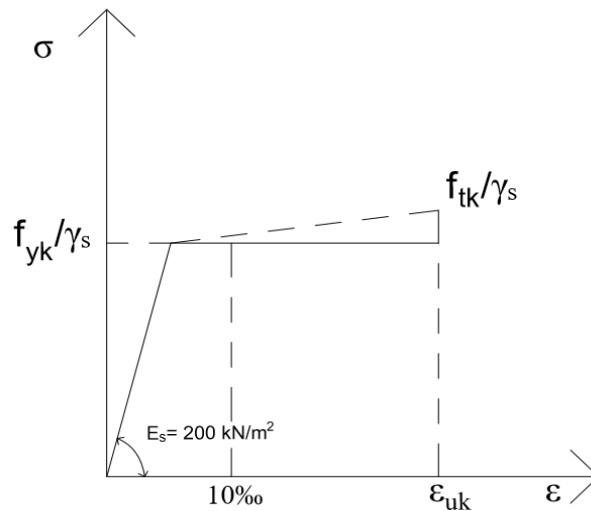


Figura 1.3:Parabola di Sargin

Effettuare un' analisi non lineare significa, sezione per sezione, valutare la rigidezza EJ la quale risulta variabile. In altri termini si valuta la legge *momento-curvatura*, la quale, nella maggior parte dei casi sperimentali, assume una forma trilatera.

Assumere che la rigidezza EJ vari sezione per sezione, significa assumere che vi saranno sezioni poco sollecitate ( le quali hanno un valore di rigidezza EJ basso ) e sezioni molto sollecitate ( le quali hanno un valore di rigidezza EJ alto). La non linearità meccanica presuppone una redistribuzione delle sollecitazioni rispetto al caso lineare, infatti in un comportamento iperstatico della struttura, gli elementi più rigidi sono quelli soggetti ad una percentuale di carico maggiore rispetto agli elementi meno rigidi.

Analogamente al caso del calcestruzzo, per l' acciaio si assume una *legge costitutiva bilatera* con tratto incrudente o con tratto orizzontale ( Figura 1.4 ):



**Figura 1.4:** Diagramma sforzo deformazione per l' acciaio con tratto incrudenteo con tratto orizzontale

Per l' acciaio viene assunto un valore  $E_s = 200 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$  e le tensioni corrispondono a quelle calcolate con un coefficiente di sicurezza  $\gamma_s=1,15$ . Per quanto concerne il modulo elastico del calcestruzzo si assume un valore inferiore rispetto al valore di elasticità medio, il che significa assumere che la struttura sia più deformabile:

$$E_c = \frac{E_{cm}}{\gamma_{CE}}$$

con:

- $\gamma_{CE}$  = coefficiente di sicurezza pari a 1.2.

Una maggiore deformabilità della struttura implica automaticamente un aumento del valore delle deformazioni ( tutto a favore di sicurezza in quanto vengono amplificati gli effetti del secondo ordine).

Si suppone adesso di avere un telaio a nodi mobili, ovvero una struttura nella quale il numero di controventi è incapace di far sì che la struttura sia a nodi fissi e quindi nasce la necessità di considerare gli effetti del secondo ordine, si cercherà di capire come valutare, inizialmente attraverso un metodo globale, gli effetti del secondo ordine.

## 1.1 Analisi globale: Metodo P-Δ

Il metodo proposto per considerare gli effetti del secondo ordine, attraverso l'analisi globale, è denominato *metodo P-Δ*, ed è capace di tener conto della sola non linearità geometrica.

Si consideri un telaio con numero tre piani e a due campate, caricato orizzontalmente con delle forze concentrate di interpiano ( Figura 1.5 ) :

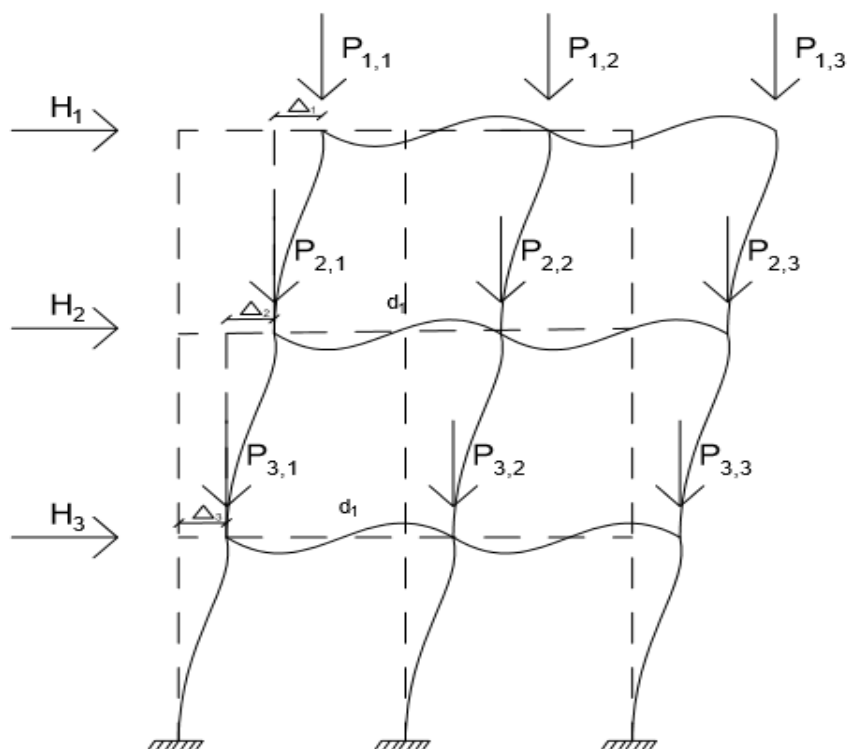
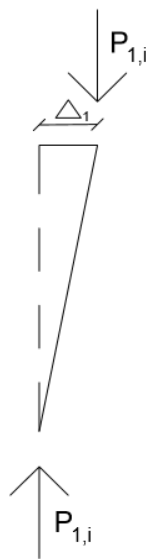


Figura 1.5: Telaio con numero 3 piani e a due campate, caricato orizzontalmente con delle forze concentrate di interpiano

Il primo passo del metodo consiste nel valutare gli spostamenti di interpiano  $\Delta_j$  valutati attraverso uno studio della struttura indeformata, ovvero un'analisi del primo ordine. Si suppone di considerare solo gli effetti degli spostamenti orizzontali, immaginando di trascurare gli effetti delle deformazioni che si hanno lungo lo sviluppo dell'elemento.

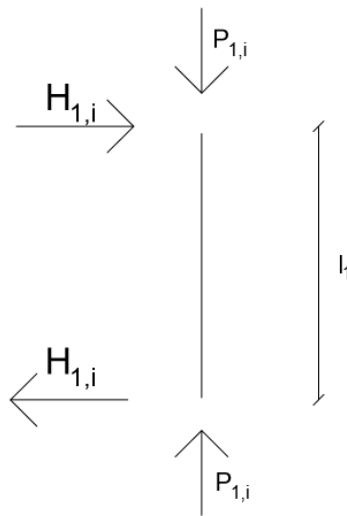
Si consideri la singola generica colonna ( Figura 1.6 ):



**Figura 1.6:** Singola asta deformata ipotizzata lineare.

Per effetto della differenza di spostamento tra un piano e il successivo si genera un momento flettente dovuto alla generica forza concentrata nodale  $P_{2,i}$  e al braccio  $\Delta_2$  (spostamento relativo di interpiano tra un piano e il successivo). Il metodo proposto propone di definire un sistema di forze nella configurazione indeformata ( Figura 1.7 ) che sia equivalente al sistema di forze che si instaura sulla struttura deformata ( quindi considerare la coppia generata venutasi a creare mediante lo spostamento relativo di interpiano ) :





**Figura 1.7:** Asta con sistema di forze nella configurazione indeformata

Nella configurazione indeformata si va a definire un sistema di forze che sia equivalente a quello che è presente nella struttura deformata. Il sistema così definito è rappresentato dalle due forze  $P_{2,i}$  in equilibrio tra di loro, in quanto applicate entrambe nella stessa direzione ( linea d' asse della colonna ) e con verso opposto, e una coppia di forze orizzontali  $H_{1,i}$  il cui momento indotto è uguale al momento generato dalle due forze  $P_{1,i}$  e dal braccio  $\Delta_i$  nella configurazione deformata.

L' equilibrio si basa sull' uguaglianza tra il momento ottenuto dalla coppia di forze  $P_{1,i}$  e il momento prodotto dalla coppia di forze  $H_{1,i}$ :

$$H_{1,i} * l_1 = P_{1,i} * \Delta_i$$

$$H_{1,i} = \frac{P_{1,i} * \Delta_i}{l_1}$$

Fino ad ora è stato riportato il processo di calcolo relativo alla singola colonna; se si volesse considerare l' insieme di tutte le colonne, dovrebbe essere utilizzato l' operatore sommatoria in modo da ottenere una forza  $H_1$  da applicare all' ultimo piano della struttura oltre alla forza  $P_1$ :

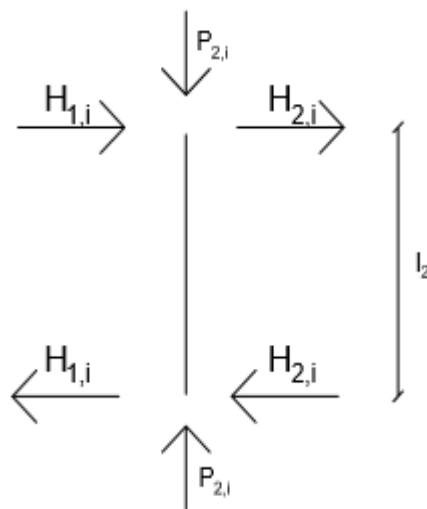
$$H_1 = \sum_i H_{1,i} = \frac{\sum_i P_{1,i} * \Delta_1}{l_1}$$

Se si considera una colonna generica nella condizione deformata ( Figura 1.8 ), rispetto alla colonna relativa al piano di estremità superiore, quest' ultima sarà caricata con un ulteriore momento del secondo ordine dovuto alla colonna superiore:



**Figura 1.8:** Generica colonna nella configurazione deformata.

Nella configurazione indeformata ( Figura 1.9 ) la colonna sarà soggetta alle forze:  $P_{2,i}$  per effetto del momento del secondo ordine derivante dalla colonna del piano superiore, la forza  $H_{1,i}$  e la forza  $H_{2,i}$  che generano una coppia tale da equilibrare gli effetti del secondo ordine della configurazione deformata della colonna in questione:



**Figura 1.9:** Sistema di forze agente sulla colonna nella configurazione deformata.

Riassumendo:

$$H_{1,i} * l_2 + H_{2,i} * l_2 = P_{2,i} * \Delta_2$$

$$H_{2,i} = \frac{P_{2,i} * \Delta_2}{l_2} - H_{1,i}$$

Sostituendo ad  $H_{1,i}$  il valore ottenuto precedentemente si ottiene:

$$H_{2,i} = \frac{P_{2,i} * \Delta_2}{l_2} - \frac{P_{1,i} * \Delta_1}{l_1}$$

$$H_{2,i} = \frac{\sum P_{2,i} * \Delta_2}{l_2} - \frac{\sum P_{1,i} * \Delta_1}{l_1}$$

Questo procedimento viene ripetuto per tutti i piani, i valori delle forze saranno via via inferiori fino ad arrivare ad un valore pressoché costante.

Arrivati a questo punto si ripete nuovamente l' analisi del primo ordine con le forze orizzontali incrementate, tenendo conto degli effetti del secondo ordine; si prosegue valutando per effetto delle forze orizzontali F e per effetto delle forze H i valori degli spostamenti  $\Delta_j$  per ogni singolo piano.

Il processo procede in maniera iterativa fino a quando i nuovi valori di  $\Delta_j$  che si ottengono sono simili ai valori di spostamento  $\Delta_j$  ottenuti con la precedente iterazione, questo implicherebbe la convergenza e di conseguenza si può assumere l' ultimo sistema di forze orizzontali come sistema di forze orizzontali rappresentativo degli effetti del secondo ordine nell' analisi globale.

Per semplificare il metodo si può ammettere che le forze orizzontali aumentino secondo una *serie geometrica di ragione  $\alpha$* , ovvero considerare che le forze ottenute con la seconda iterazione siano uguali alle forze ottenute con la prima iterazione a meno di un termine aggiuntivo che è  $\alpha$ -volte le forze ottenute con la prima iterazione. Questa semplificazione fa sì che alla fine del processo è possibile rappresentare l' incremento di forze con un andamento di tipo asintotico ed è inoltre possibile calcolare anche l' asintoto relativo alla serie ,che in altre parole, corrisponde al limite della serie per un numero di iterazioni che tende ad infinito.

Il limite della serie è pari a:

$$H_j = \frac{H_j^{t=1}}{1 - \alpha}$$

con:

$$\alpha = \frac{H_{j(2)} - H_{j(1)}}{H_{j(1)}}$$

$$H_{j(2)} = H_{j(1)} + \alpha * H_{j(1)}$$

$$H_{j(3)} = H_{j(1)} + \alpha * H_{j(1)} + \alpha^2 * H_{j(1)}$$

$$H_{j(m)} = H_{j(1)} + \alpha * H_{j(1)} + \alpha^{m-1} * H_{j(1)}$$

per cui:

$$H_j = H_{j,m} * \left( 1 + \sum_{m=1}^n \alpha^n \right) = \frac{H_{j,m}}{1 - \alpha}$$

La forza al generico piano, relativa all' iterazione limite, ovvero relativa al valore asintotico, è uguale all' iterazione corrispondente al *j-esimo piano* calcolata con gli spostamenti ottenuti attraverso un' analisi del primo ordine;  $\alpha$  corrisponde alla differenza tra il valore della forza relativa al generico piano calcolata con la seconda iterazione e quella calcolata con la prima iterazione, divisa per la forza  $H_j$  relativa alla prima iterazione.

Questo significa che è possibile calcolare le forze orizzontali da applicare alla configurazione indeformata attraverso solo due iterazioni.

## 1.2 Analisi Locale

Fino a questo momento sono stati proposti metodi per valutare gli effetti del secondo ordine tramite un' analisi strutturale globale. Adesso si proporranno diversi metodi per valutare gli effetti del secondo ordine attraverso un' analisi locale, il che significa andare ad estrapolare il singolo elemento strutturale ( colonna ) dalla complessità del contesto strutturale.

In prima battuta, considerando una singola asta soggetta ad uno sforzo normale e ad un momento flettente, si calcoli la relativa *snellezza*  $\lambda$  del singolo elemento strutturale definita come segue:

$$\lambda = \frac{l_0}{\rho}$$

con:

- $l_0$  = lunghezza libera di inflessione;
- $\rho = \frac{I}{A} =$  raggio d' inerzia della sezione nel piano preso in esame.

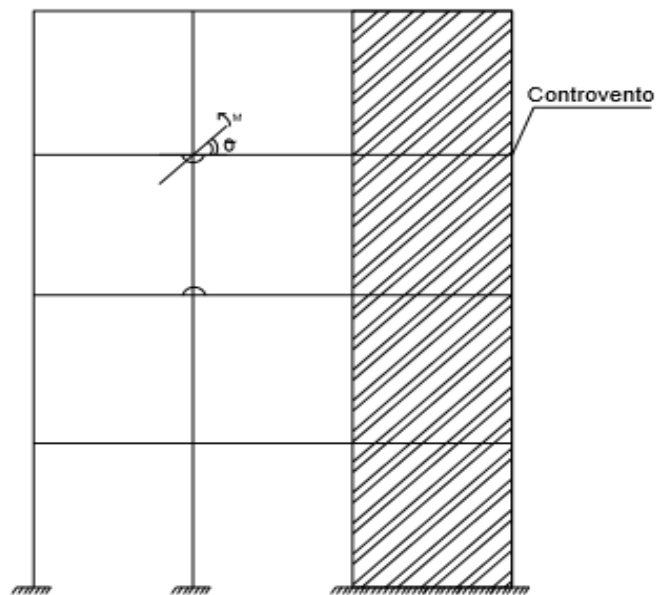
Il valore di  $l_0$  dipende dalle condizioni di vincolo poste all' estremità della singola asta. Il relativo valore della lunghezza libera di inflessione  $l_0$  viene valutato attraverso la seguente formulazione:

$$l_0 = \beta * l$$

con:

- $\beta$  = coefficiente che dipende dalle condizioni vincolari e se la struttura è controventata o non controventata;
- $l$  = lunghezza effettiva dell' asta.

Nella maggior parte dei casi risulta impossibile definire all' estremità delle aste delle condizioni di vincolo perfetto. Consideriamo una struttura controventata e una generica colonna del complesso strutturale ( Figura 1.10 ) :

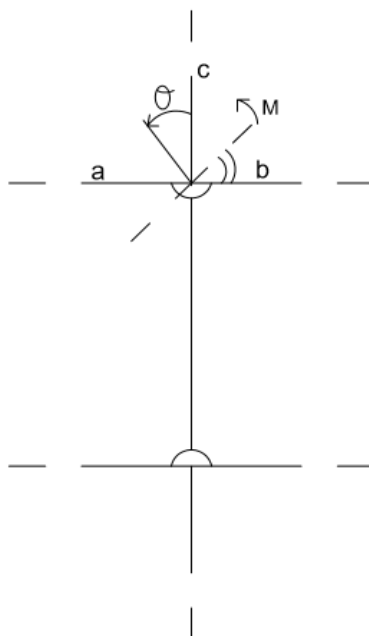


**Figura 1.10:** Telaio controventato.

La condizione ideale viene ottenuta introducendo una molla rotazionale nelle due estremità della singola asta; in questo caso sono consentite delle rotazioni  $\theta$  all' estremità dell' asta e questo potrebbe essere tradotto come un' applicazione di un momento flettente concentrato nel singolo nodo dell' asta. Esiste una corrispondenza lineare tra il momento ai nodi e le rispettive rotazioni a meno di un *coefficiente di proporzionalità*  $K^*$ , il quale è rappresentativo delle rigidzze esercitate dagli elementi che concorrono al singolo nodo:

$$M = K^* * \theta$$

considerando un generico nodo ( Figura 1.11 ) :



**Figura 1.11:**Generico nodo del Telaio.

Per determinare il valore di  $K^*$  viene applicata una coppia  $M$  su un elemento irrigidente ( su una delle due travi o sulla colonna:  $a$ ,  $b$  o  $c$ ), in virtù dell' incastro tra i vari elementi, questa coppia  $M$  viene ripartita tra i vari elementi irrigidenti ed è possibile determinare la rotazione  $\theta$  subita dagli elementi strutturali. Il coefficiente di proporzionalità  $K^*$  può essere così definito:

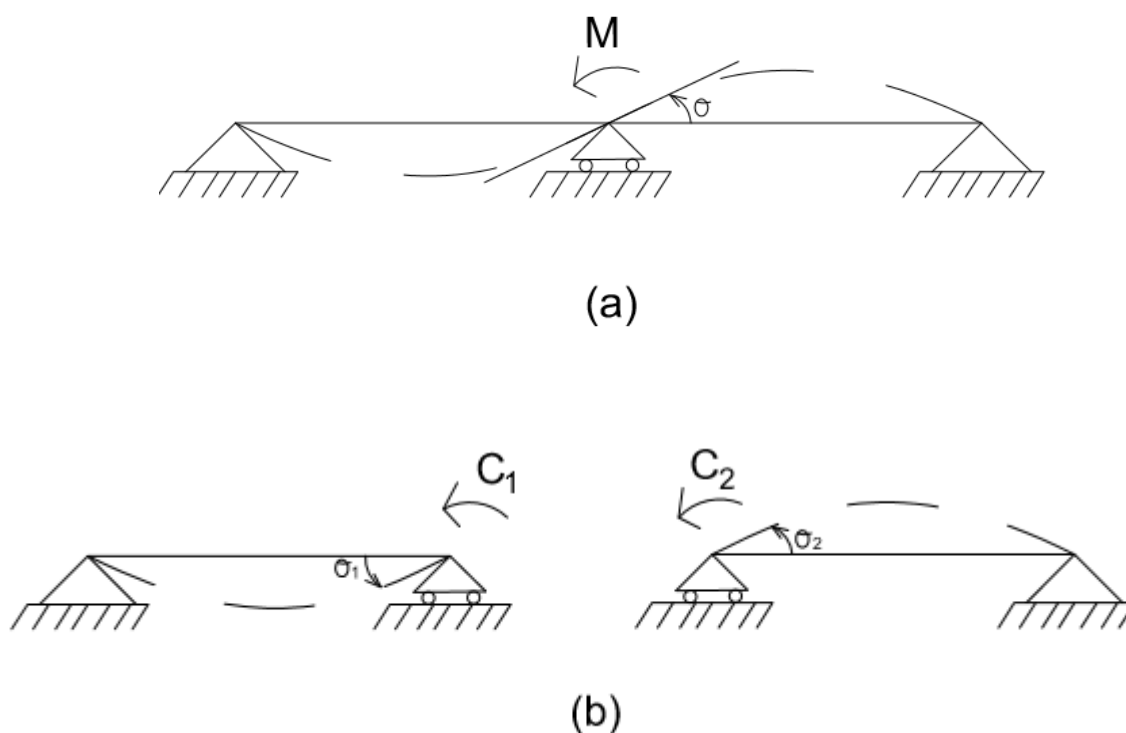
$$K^* = \frac{M}{\theta}$$

Le norme definiscono l'inverso di  $K^*$  come *coefficiente di flessibilità* :

$$K = \frac{\theta}{M}$$



Nella maggior parte dei casi correnti si utilizza un metodo semplificato il quale prevede una semplificazione del nodo strutturale, si considerano esclusivamente le travi appartenenti al nodo in esame. La colonna viene rappresentata attraverso un vincolo appoggio, per ottenere una struttura isostatica si introducono degli appoggi nei nodi di estremità delle travi, in maniera tale da bloccare gli spostamenti orizzontali ( Figura 1.12 ( a ) e Figura 1.12 ( b ) ):



**Figura 1.12 ( a )** : Deformata trave continua con momento  $M$  applicato al nodo

**Figura 1.12 ( b )** : Separazione della trave continua in Figura 1.12 ( a ) come somma di due sistemi

Nel carrello che rappresenta la colonna applico la coppia  $M$ , per effetto di quest' ultima vi sarà una rotazione  $\theta$  che per il principio di continuità, sarà uguale nell' intorno sinistro e nell' intorno destro del nodo. La deformata ottenuta è quella rappresentata in tratteggio nella Figura 1.12 (a).

La deformata rappresentata non è simmetrica in quanto la rigidezza delle due travi non sono uguali. La coppia  $M$  sarà scomposta in una coppia  $C_1$  con la sua relativa rotazione  $\theta_1$  ( corrispondente

Paolo Scuderi

“Effetti del II ordine” o non linearità geometrica

alla trave di sinistra) e una coppia  $C_2$  con la sua relativa rotazione  $\theta_2$  (corrispondete alla trave di destra) come mostrato nella Figura 1.12 (b).

Per l' equilibrio alla rotazione si avrà:

$$M = C_1 + C_2$$

Per la compatibilità degli spostamenti e tenendo conto della continuità strutturale:

$$\theta = \theta_1 = \theta_2$$

In virtù del comportamento elastico lineare, omogeneo e isotropo del materiale si deduce:

$$\theta_1 = \frac{C_1 * l_1}{3EI}$$

$$\theta_2 = \frac{C_2 * l_2}{3EI}$$

$$C_1 = \frac{3EI}{l_1} * \theta_1$$

$$C_2 = \frac{3EI}{l_2} * \theta_2$$

Sostituendo le ultime espressioni trovate relative a  $C_1$  e  $C_2$  nell' equilibrio alla rotazione si ottiene:

$$M = \frac{3EI}{l_1} * \theta_1 + \frac{3EI}{l_2} * \theta_2$$

In virtù della definizione di coefficiente di flessibilità si ottiene:

$$K = \frac{\theta}{M} = \frac{1}{\frac{3EI}{l_1} + \frac{3EI}{l_2}}$$

Nel caso in cui si tratti di incastro-impuro la formulazione precedente si trasforma in:

$$K = \frac{\theta}{M} = \frac{1}{\alpha_1 * \frac{EI}{l_1} + \alpha_2 * \frac{EI}{l_2}}$$

Con  $\alpha_1$  e  $\alpha_2$  coefficienti dipendenti dalla forma della deformata i quali valori sono tabulati in letteratura.

In generale si avrà:

$$K = \frac{1}{\sum_{j=1}^n \alpha_j * \frac{EI}{l_j}}$$

La formulazione così fatta presenta il limite di essere non adimensionale. La norma propone di introdurre la somma di  $\frac{EI}{l}$  al numeratore relativa alle colonne che partecipano nel nodo e l'espressione precedente viene riformulata in modo adimensionale come segue:

$$K = \frac{\left(\frac{EI}{l}\right)_a + \left(\frac{EI}{l}\right)_b}{\sum_{j=1}^n \alpha_j * \frac{EI}{l_j}}$$

$$K = \frac{\left( \sum_{j=1}^2 \frac{EI}{l_j} \right)_{colonna}}{\left( \sum_{j=1}^n \alpha_j * \frac{EI}{l_j} \right)_{trave}}$$

Nel caso in cui ci si trovi ad analizzare la colonna alla base della struttura, si assume che la struttura sia perfettamente incastrata al suolo, il che significa imporre il valore  $K=0$ ; la norma prevede, a favore di sicurezza, di assumere un valore di  $K$  che sia almeno uguale a 0,1.

Trovati i valori dei coefficienti di flessibilità  $K_1$  e  $K_2$  è possibile determinare il valore del coefficiente  $\beta$ . Per la sua determinazione la normativa propone due normogrammi, uno relativo alle strutture a nodi fissi ( controventate ) e uno relativo alle strutture a nodi mobili ( non controventate ).

A questo punto sarà possibile determinare il valore della lunghezza libera d'inflexione  $l_0$  e di conseguenza il valore della snellezza  $\lambda$ , utilizzando le formule mostrate nelle pagine precedenti.

Il valore  $\lambda$  così attenuto dovrà essere confrontato con un valore  $\lambda_{lim}$ . Possono presentarsi due casi distinti:

- $\lambda < \lambda_{lim}$  : caso di colonne tozze per la quale possono essere trascurati gli effetti del secondo ordine;
- $\lambda > \lambda_{lim}$  : caso di colonne snelle per la quale devono essere presi in conto gli effetti del secondo ordine;

La norma prevede di valutare il valore di  $\lambda_{lim}$  attraverso la formulazione seguente:

$$\lambda_{lim} = 20 * A * B * \frac{C}{\sqrt{n}}$$

con:

- $A = \frac{1}{(1+0.2*\varphi_{c,t})}$  = parametro dipendente dalla viscosità del calcestruzzo;

- $B = \sqrt{1 + 2 * \omega}$  = parametro dipendente dalla percentuale meccanica di armatura;
- $\omega = \frac{A_{s,tot} * f_{yd}}{A_c * f_{cd}}$  = percentuale meccanica di armatura;
- $n = \frac{N_{ed}}{A_c * f_{cd}}$  = sforzo normale adimensionalizzato in S.L.U;
- $C = 1.7 - r_m$  = parametro dipendente dai momenti agenti all' estremità delle colonne;
- $r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}}$  = rapporto tra i momenti alle due estremità delle colonne.

I valori dei momenti  $M_{01}$  e  $M_{02}$  vanno introdotti con coerenza di segno. Il valore del momento  $M_{02}$  rappresenta il valore del momento che in valore assoluto assume il valore maggiore.

A questo punto della trattazione si può definire se la colonna in esame è tozza o snella. Nel caso in cui la colonna sia tozza non sarà necessario effettuare un' analisi di tipo locale e quindi ci si ferma ad una un' analisi globale della struttura. Nel caso in cui la colonna fosse snella sarà necessario effettuare un' analisi locale per poter studiare al meglio gli effetti del secondo ordine che interessano gli elementi strutturali.

Dall' analisi globale attraverso il *metodo P-A*, illustrato precedentemente, si possono valutare complessivamente le sollecitazioni agenti sulla struttura considerando gli effetti del secondo ordine. A questo punto estrapolando dall' intera struttura una generica colonna per effettuare l' analisi locale, sarà necessario valutare il valore di eccentricità  $e_0$  così definito:

$$e_0 = \frac{M_{ed}}{N_{ed}}$$

In realtà, dal momento in cui il momento nelle due estremità delle colonne non è costante, si otterranno due valori differenti di eccentricità, in particolare :

$$e_{sup} = \frac{M_{ed,sup}}{N_{ed}} \qquad e_{inf} = \frac{M_{ed,inf}}{N_{ed}}$$

A partire da questi due valori di eccentricità, si definiscono due ulteriori eccentricità:  $e_{0,2}$ , la quale rappresenta in valore assoluto il valore maggiore tra  $e_{sup}$  e  $e_{inf}$ , ed  $e_{0,1}$ , che rappresenta il valore minore di eccentricità.

Trovati questi due valori di eccentricità è possibile definire il valore di eccentricità equivalente  $e_{0,eq}$  :

$$e_{0,eq} = \max[(0,6 * e_{0,2} + 0,4 * e_{0,1}); 0,4 * e_{0,2}]$$

I valori delle eccentricità  $e_{0,2}$  e  $e_{0,1}$  devono essere inseriti con coerenza di segno.

Per trovare il valore di eccentricità effettivo, sarà necessario aggiungere al valore ottenuto di eccentricità equivalente, un ulteriore valore di eccentricità  $e_a$  dovuto alle imperfezioni geometriche:

$$e_a = \frac{l_0}{200}$$

Adesso sarà possibile calcolare il valore di eccentricità complessiva  $e_0$  come:

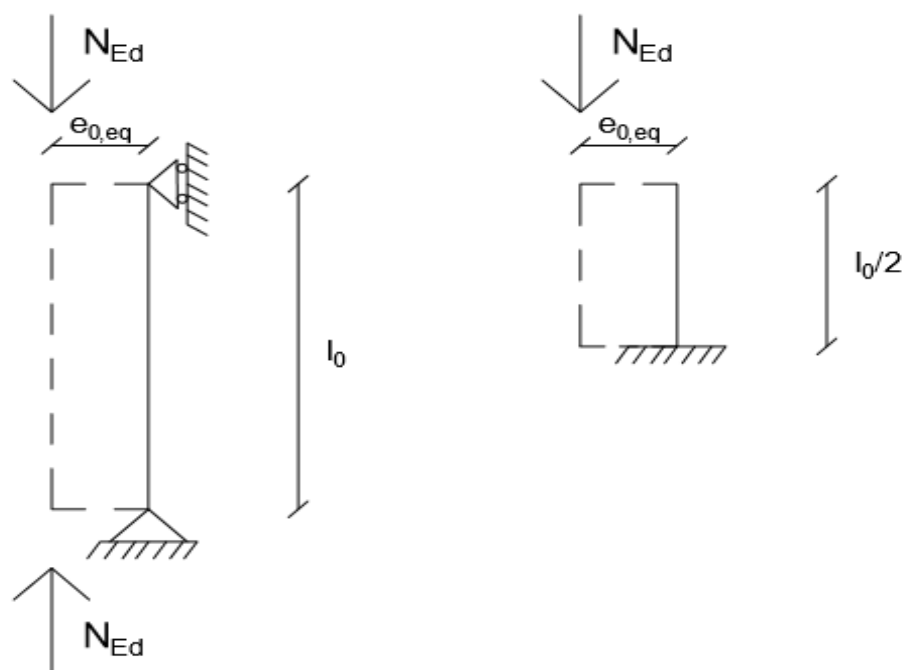
$$e_0 = e_{0,eq} + e_a$$

Arrivati a questo punto si possono descrivere i metodi relativi al calcolo degli effetti del secondo ordine attraverso un'analisi locale, il metodo proposto dal *DR ministeriale del 2008* prende il nome di colonna modello. Il nuovo *Eurocodice 2* propone altri due metodi: metodo della rigidezza nominale e metodo della curvatura nominale.

Riassumendo i metodi che possono essere utilizzati per un'analisi locale degli effetti del secondo ordine sono 3:

- Metodo della rigidezza nominale;
- Metodo della curvatura nominale;
- Metodo della colonna modello;

Prima di passare alla descrizione dei diversi metodi proposti dal *DR ministeriale del 2008* e dall' *Eurocodice 2* risulta necessario andare a definire il concetto di **colonna modello** ( Figura 1.13 ):



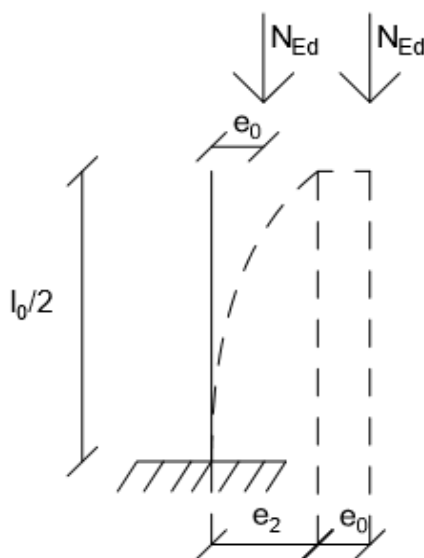
**Figura 1.13:** Rappresentazione della colonna modello.

Per colonna modello si intende una semi-colonna incastrata alla base e soggetta ad uno sforzo normale applicato con un' eccentricità  $e_{o,eq}$  ( definita precedentemente ), che tiene conto degli effetti del primo ordine calcolati nell' analisi globale se la struttura è a nodi fissi. Se la struttura è a nodi mobili nell' analisi globale sono tenuti in conto anche gli effetti del secondo ordine, a questi effetti del secondo ordine ricavati dall' analisi globale, si aggiungono gli ulteriori effetti indotti dalle imperfezioni geometriche. Precedentemente  $e_o$  è stato definito come:

$$e_o = \frac{M_{ed}}{N_{ed}} + v \frac{l_o}{2}$$

Il primo termine è legato alle sollecitazioni mentre il secondo termine è legato alle imperfezioni geometriche.

In seguito alla deformazione della struttura ( Figura 1.14 ), all' eccentricità  $e_o$  precedentemente calcolata si dovrà aggiungere un ulteriore quantitativo di eccentricità pari a  $e_2$  indotta dallo spostamento del punto, che inizialmente era in asse con il vincolo alla base, dovuto alla deformazione che avvenuta nell' asta:



**Figura 1.14:** Asta incastrata alla base nella quale si considerano gli effetti dovuti all' eccentricità  $e_o$  e all' eccentricità  $e_2$ .



Il calcolo dell' eccentricità  $e_2$  è possibile attraverso due metodi:

- Aumentare il momento alla base  $M_{0,ed}$  tramite il coefficiente di proporzionalità  $\alpha$ ;
- Sovrapponendo al momento calcolato nell' analisi globale un ulteriore momento dovuto agli effetti del secondo ordine  $M_2$ ;

Il discorso che stiamo facendo può essere tradotto dal diagramma riportato qui di seguito ( Figura 1.15 ) :

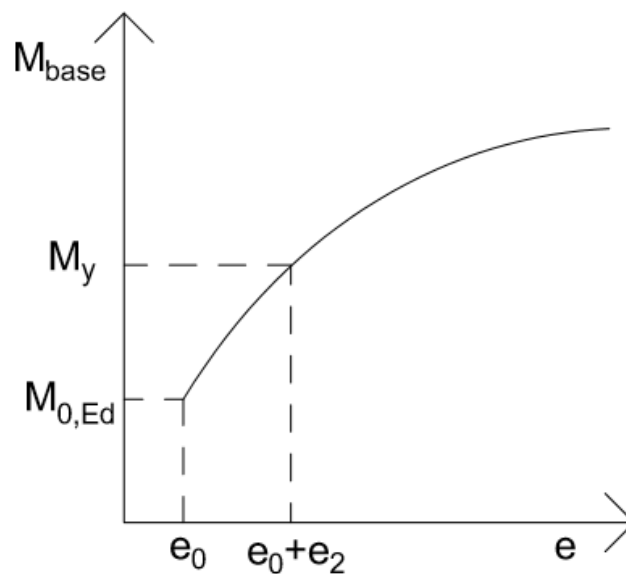
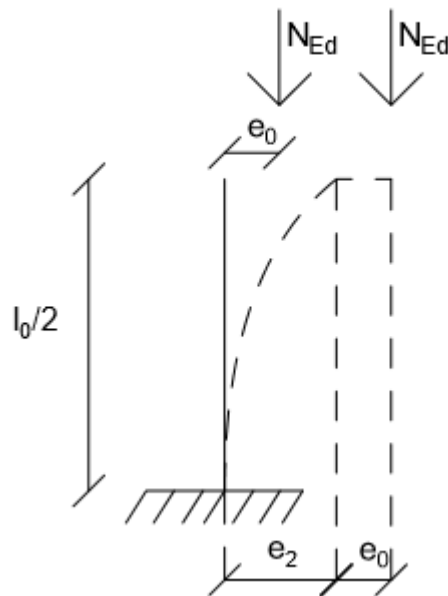


Figura 1.15: Diagramma Momento - Eccentricità per una generica asta.

Inizialmente per un valore di eccentricità iniziale  $e_0$ , il momento risulta essere pari a  $M_{0,Ed}$ , successivamente in seguito alla deformazione della struttura, tenendo conto di un campo elastico-lineare, ammettiamo che l' eccentricità aumenti in un primo momento in maniera lineare con il momento. La somma  $e_0+e_2$  corrisponderà al valore del momento di snervamento del materiale  $M_y$ .

## 1.2.1 Metodo della Curvatura Nominale

Il *metodo della curvatura nominale* è proposto nell' *Eurocodice 2* insieme al *metodo della rigidità nominale*. Considerando una colonna soggetta ad uno sforzo normale  $N_{Ed}$  ( Figura 1.16 ) con una certa eccentricità  $e_0$  iniziale:



**Figura 1.16:** Asta incastrata alla base nella quale vengono considerate sia l' eccentricità  $e_0$  e l' eccentricità  $e_2$ .

Il metodo propone di calcolare l' eccentricità  $e_2$  in maniera tale da valutare il momento alla base comprendente sia gli effetti del primo ordine che gli effetti del secondo ordine:

$$M_{TOT,Ed} = M_{0,Ed} + M_2$$

L' eccentricità  $e_2$  viene definita come la somma dell' eccentricità dovuta agli effetti del primo ordine più l' eccentricità indotta dal momento  $M_2$  del secondo ordine:

$$e_2 = e^I_2 + e^{II}_2$$

Il calcolo viene effettuato applicando il principio dei lavori virtuali ( Figura 1.17 ):

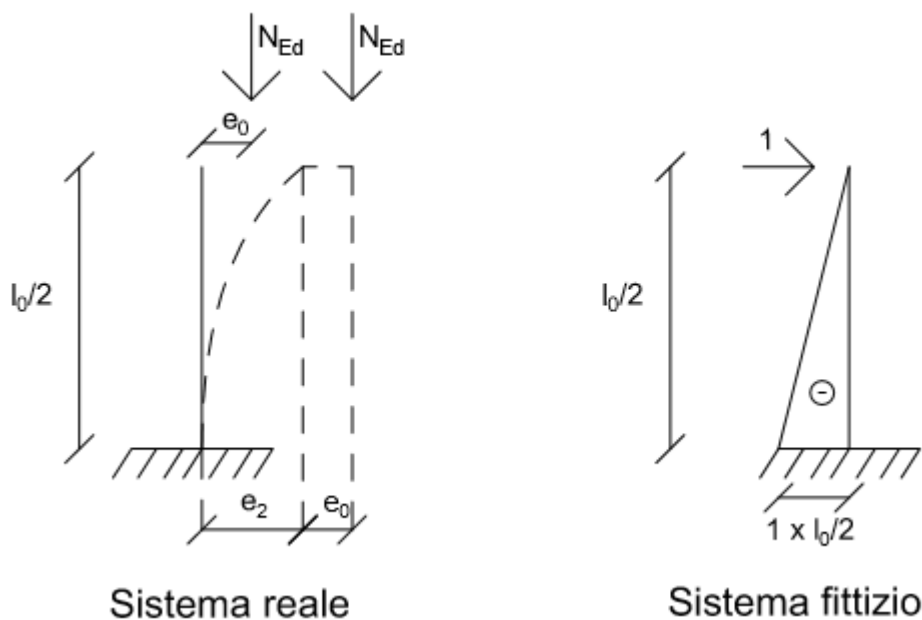


Figura 1.17: Sistema reale e Sistema fittizio di un' asta incastrata alla base, con il fine di utilizzare il P.L.V.

Ne risulta:

$$1 * e_2^I = \frac{M_b}{EI} * \int_0^{\frac{l_0}{2}} M_a dz$$

Per definizione:

$$\frac{1}{r_b} = \frac{M_b}{EI}$$

Si ottiene:

$$e_2^I = \frac{M_b}{EI} * \frac{l^2_0}{8}$$

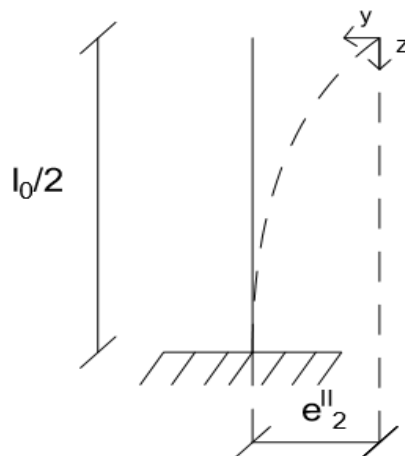
In definitiva si ottiene un 'eccentricità indotta dalle sollecitazioni del primo ordine  $e_2^I$  che può essere espressa come:

$$e_2^I = \frac{M_b}{EI} * \frac{l^2_0}{C_0}$$

con:

- $C_0$  = coefficiente numerico dipendente dall' andamento M reale lungo lo sviluppo dell' elemento ( 8 se è costante 12 se è lineare );
- $M_{b0}$  = momento calcolato con la teoria del primo ordine;

Il metodo prevede di determinare  $e_2^II$ , eccentricità che nasce per effetto delle sollecitazioni aggiuntive che vengono introdotte per ripristinare le condizioni di equilibrio. L'eccentricità  $e_2^II$  viene calcolata introducendo per ipotesi un cedimento della linea elastica deformata della colonna rispetto alla configurazione iniziale. Introduciamo un *sistema di riferimento z-y*, dove con *z* si intende la componente di spostamento verticale e con *y* lo spostamento orizzontale che subiscono i vari punti dell' asse geometrico deformato ( Figura 1.18 ):



**Figura 1.18** : Asta deformata incastrata alla base, avente un sistema di riferimento y - z nell' apice dell' asta in esame.

Lo spostamento del generico punto dell'asse geometrico deformato può essere così espresso:

$$y = e_2^{II} * \sin\left(\frac{\pi z}{l_0}\right)$$

La funzione  $y$  è direttamente proporzionale allo spostamento massimo che si ha alla base, il quale corrisponde all' eccentricità  $e_2^{II}$ . La suddetta funzione deve rispettare le seguenti condizioni al contorno:

- Per  $z = 0$  ne segue che  $\sin(0) = 0$  e quindi  $y=0$ ;
- Per  $z = \frac{l}{2}$  ne segue che  $\sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 1$  e quindi  $y=e_2^{II}$ ;

Quindi tenendo conto delle condizioni al contorno esprimiamo la funzione sinusoidale con cui è possibile esprimere l' andamento della linea elastica deformata rispetto al sistema *di riferimento* z-y fissato.

La curvatura da un punto di vista geometrico può essere espressa a meno di infinitesimi di ordine superiore al primo come :

$$\frac{1}{r} \cong \frac{dy^2}{dz^2}$$

con:

- $z =$  ascissa curvilinea;
- $y =$  funzione deformata;

Tramite l' andamento della funzione che descrive la linea elastica deformata, si può calcolare quanto vale la massima curvatura alla base:

$$y'' = -e_2^{II} * \frac{\pi^2}{l_0^2} * \sin\left(\frac{\pi z}{l_0}\right)$$

Per  $z = \frac{l_0}{2}$ :

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{MAX} = e_2^{II} * \frac{\pi^2}{l_0^2}$$

Per definizione si deduce:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{MAX, M_2} = e_2^{II} * \frac{\pi^2}{l_0^2} = \frac{M_2}{EI}$$

Di conseguenza si ottiene:

$$e_2^{II} = \frac{l_0^2}{\pi^2} * \frac{M_2}{EI}$$

Questa relazione esprime la quota parte di spostamento che si ha in testa alla colonna indotto esclusivamente dal momento  $M_2$ . Per definizione  $M_2$  è uguale:

$$M_2 = N_{Ed} * e_2 = N_{Ed} * (e_2^I + e_2^{II})$$

$$M_2 = N_{Ed} * \left( \frac{M_0}{EI} * \frac{l_0^2}{C_0} + \frac{l_0^2}{\pi^2} * \frac{M_2}{EI} \right) = \frac{l_0^2 * N_{Ed}}{EI} * \left( \frac{M_0}{C_0} + \frac{M_2}{\pi^2} \right)$$

Raccogliendo  $M_2$  a fattore comune:

$$M_2 = \frac{N_{Ed} * \frac{M_0 l_0^2}{EI C_0}}{1 - N_{Ed} * \frac{l_0^2}{EI \pi^2}}$$

Tenendo conto del carico critico Eurliano:

$$N_b = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2}$$

Considerando l' espressione di  $M_2$  e moltiplicando e dividendo per  $\pi^2$  si ottiene:

$$M_2 = \frac{\frac{\pi^2 M_0}{C_0}}{\frac{N_b}{N_{Ed}} - 1}$$

In definitiva il momento totale complessivo tenendo conto anche degli effetti del secondo ordine risulta pari a:

$$M_{TOT} = M_{0,Ed} + M_2 = M_{0,Ed} + \frac{\frac{\pi^2 M_0}{C_0}}{\frac{N_b}{N_{Ed}} - 1}$$

La verifica può essere effettuata in due modi differenti:

- Controllare se il punto ricade all' interno del dominio di resistenza della struttura;
- $M_{0,Ed} \leq M_{0,max}$  si fa riferimento al momento del primo ordine;

Analizziamo meglio il secondo metodo di verifica, è necessario studiare il *diagramma momento-curvatura* ( Immagine 1.19):

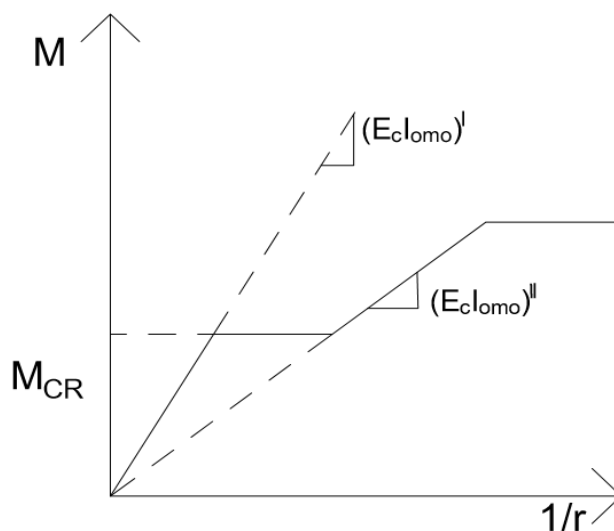


Figura 1.19: Diagramma momento curvatura, nella quale è visibile il comportamento della sezione in stadio I e in stadio II.



Si noti che il diagramma assume una forma trilatera avente un comportamento elastico-lineare fino al raggiungimento del momento di fessurazione a cui corrisponde una certa curvatura ( comportamento stadio I ). Lo stesso accade per il comportamento in stadio II ( sezione fessurata ):

- Stadio I : si ha  $(E_c I_{omo})^I$  , il momento d' inerzia che corrisponde alla sezione interamente reagente rispetto al baricentro della sezione ;
- Stadio II : si ha  $(E_c I_{omo})^{II}$  , corrispondente alla sezione fessurata con momento d' inerzia calcolato considerando solo la porzione della sezione non fessurata;

Il comportamento si mantiene elastico-lineare fino al raggiungimento del momento di snervamento  $M_y$ . Una volta raggiunto il valore di  $M_y$  nascono delle deformazioni plastiche aggiuntive irreversibili che vanno ad aumentare notevolmente la deformabilità della sezione.

In termini di sezione, se si volesse scrivere una legge costitutiva che sia rappresentativa di questo comportamento, si potrebbe utilizzare un diagramma semplificato considerando non un trilatera ma una bilatera ( Figura 1.20 ):

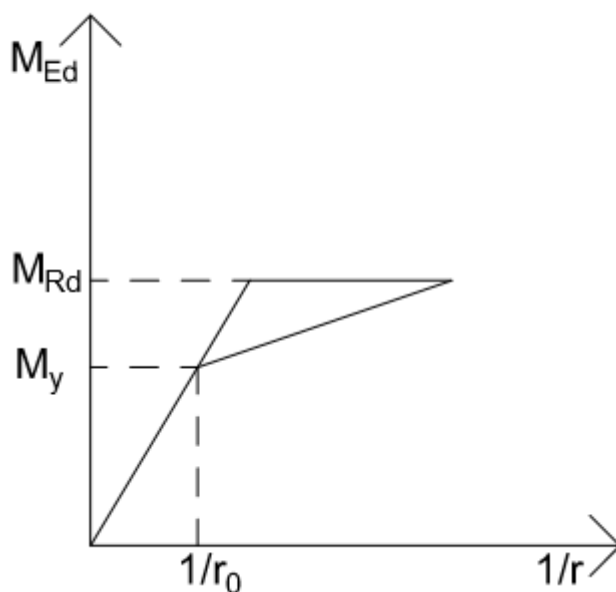


Figura 1.20 : Diagramma momento - curvatura semplificato.

Questo diagramma in letteratura viene definito come  $M_r$  momento di risposta della sezione, si faccia attenzione che  $M_r$  non corrisponde ad un momento resistente della sezione. L'effetto dei carichi esterni nel metodo della curvatura nominale può essere scritta come :

$$M_{Ed,tot} = M_{0,Ed} + \frac{l^2_0 N_{Ed}}{\pi^2} * \frac{1}{r}$$

con:

- $\frac{1}{r} = 0$  ne segue che  $M_{Ed,tot} = M_{0,Ed}$ ;
- per curvatures crescenti il momento è legato a  $\frac{1}{r}$  tramite la relazione lineare non passante per l'origine ma per un'intercetta sull'asse delle ordinate  $M_{0,Ed}$ .

Considerando il caso di curvatures crescenti, il coefficiente angolare della retta è rappresentato dal valore  $\frac{l^2_0 N_{Ed}}{\pi^2}$  ( Figura 1.21 ):

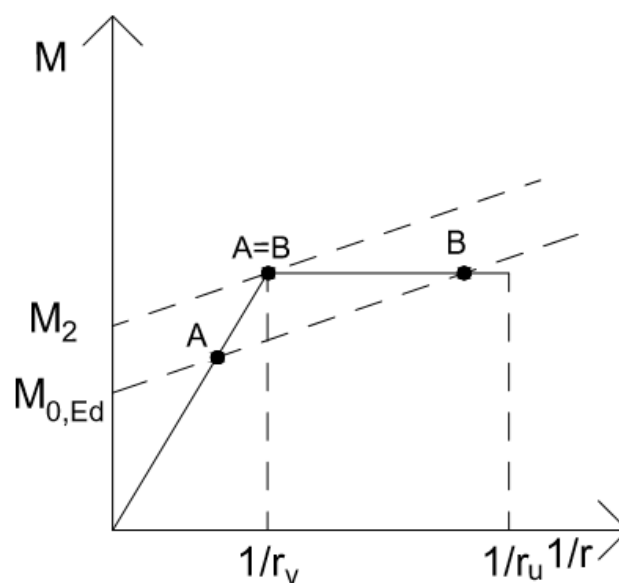


Figura 1.21: Digramma momento - curvatura considerando curvatura via via crescenti.

A questo punto si confronta il momento di risposta della sezione di base con l'effetto delle sollecitazioni esterne. Dall'uguaglianza tra il momento di risposta e il momento indotto dalle sollecitazioni esterne si trovano due punti A e B. Il punto A corrisponde ad uno stato di equilibrio stabile (situazione di sicurezza) mentre il punto B corrisponde ad uno stato di equilibrio instabile (situazione non in sicurezza).

## 1.2.2 Metodo della Rigidezza Nominale

Il *metodo della rigidezza nominale* è un metodo proposto nell'*Eurocodice 2*. Tale metodo consiste nell'effettuare un'analisi geometricamente non lineare, tenendo conto del comportamento meccanico lineare per i materiali. La non linearità meccanica viene tenuta in conto mediante una stima della distribuzione delle rigidezze flessionali:

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s$$

Per  $\rho_s > 2\%$ :

- $K_s = 1$ ;
- $K_c = \frac{k_1 k_2}{1 + \varphi_{ef}}$ ;
- $k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}}$ ;

- $k_2 = 0.30n \leq 0.20$ ;

Per  $1\% < \rho_s < 2\%$ :

- $K_s = 0$ ;
- $K_c = \frac{0.30}{1+0.5\varphi_{ef}}$ ;

Definita la rigidezza della colonna è possibile definire il *diagramma Momento-Curvatura* ( Figura 1.22 ):

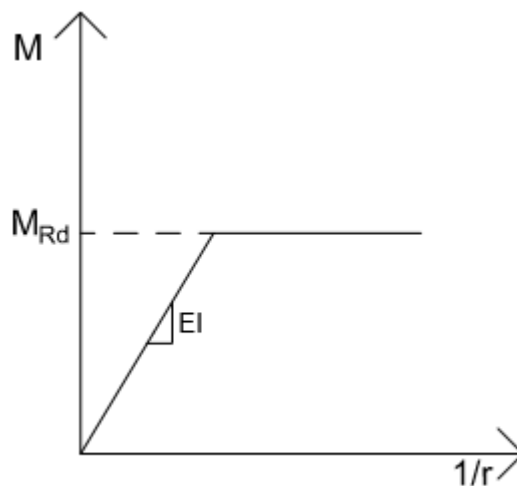


Figura 1.22 : Diagramma Momento - Curvatura.

Il *diagramma Momento-Curvatura* assume un comportamento elastico lineare fino al raggiungimento del *Momento Resistente*, successivamente si ammette un campo elastico perfettamente plastico. L'analisi riferita alla non linearità geometrica è effettuata ricorrendo ad un metodo approssimato formulato con la seguente espressione presente nell' *Eurocodice 2*:

$$M_{tot} = M_{0,Ed} + M_{0,Ed} \frac{\beta}{\left(\frac{N_b}{N_{Ed}}\right) - 1}$$

$$M_{tot} = M_{0,Ed} \left( 1 + \frac{\beta}{\left(\frac{N_b}{N_{Ed}}\right) - 1} \right)$$

con:

- $M_{0,Ed}$  = Momento del primo ordine;
- $\beta$  = fattore che dipende dalla distribuzione dei momenti del primo e del secondo ordine;
- $N_{Ed}$  = valore dello sforzo normale di progetto;
- $N_b$  = valore del carico critico eurliano

Riferendoci al singolo elemento ( Figura 1.16 ) è possibile determinare il dominio di resistenza dell' elemento ( Figura 1.23 ) :

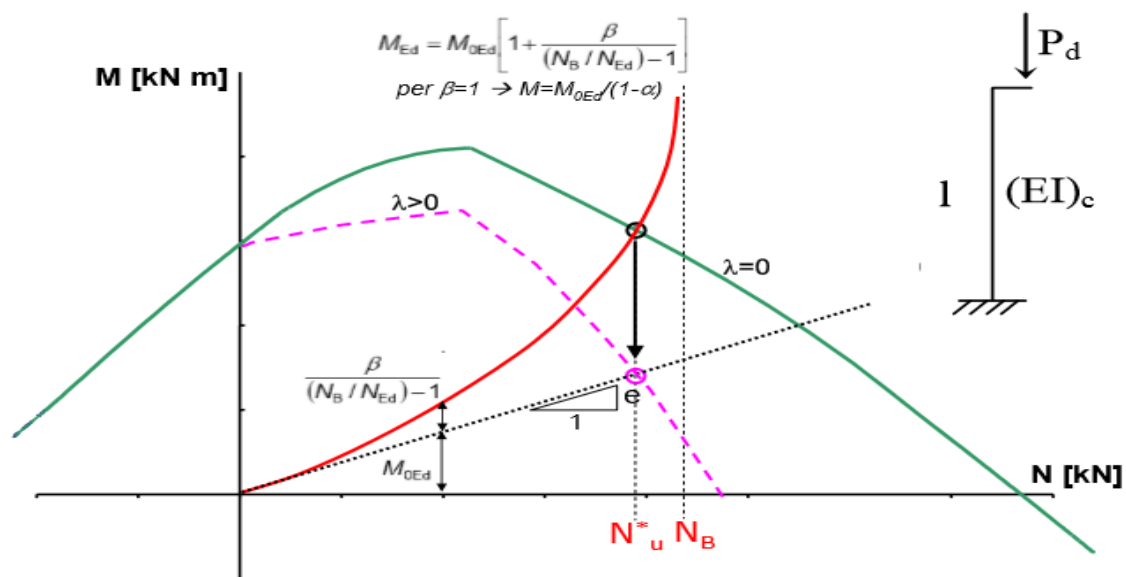


Figura 1.23: Dominio di resistenza del singolo elemento.

Riferendoci all'espressione citata precedentemente di  $M_{tot}$ , si deduce che per  $N_{Ed}$  che tende a zero, il secondo termine è nullo mentre per  $N_{Ed}$  che tende al carico critico Euleroiano  $N_B$ , il secondo termine tende ad infinito. Si deduce che la funzione di  $M_{tot}$  è una funzione che parte dall'origine ed ha un asintoto verticale per  $N_{Ed}$  che tende ad  $N_B$ . La curva asintotica interseca il diagramma d'intersezione reale nel punto colorato di nero, questa è la situazione limite tra il  $M_{tot}$  esterno e il momento resistente della sezione. Questa situazione limite si verifica per un sforzo normale  $N^*_u$ .

Per questo valore di sforzo normale  $N^*_u$  calcolo il massimo momento totale che può essere portato dalla sezione. Questo tipo di metodo è iterativo, ovvero vado a considerare diversi valori di eccentricità  $e_o$ , ovviamente il valore di  $N_b$  non varia, si vanno semplicemente a determinare i diversi punti di passaggio, ottenendo una curva che rappresenta l'andamento del dominio di resistenza in funzione della snellezza. I calcoli quindi possono essere condotti considerando solo la sollecitazione del primo ordine e facendo riferimento ad un dominio di resistenza più piccolo

### *1.2.3 Metodo della Colonna-Modello*

Il **metodo della colonna modello** è proposto nel *DR Ministeriale del 2008*. Tale metodo è analogo al metodo della curvatura nominale proposto precedentemente.

Tale metodo ha validità per colonne con snellezza  $\lambda$  inferiore a 140, sezione rettangolare o circolare con  $e_o > 0.1h$  ( con  $h$  altezza della sezione). Si utilizza una colonna modello corrispondente ad una mensola incastrata alla base e libera in sommità, inflessa con una semplice curvatura e avente momento massimo alla base ( Figura 1.24 ):

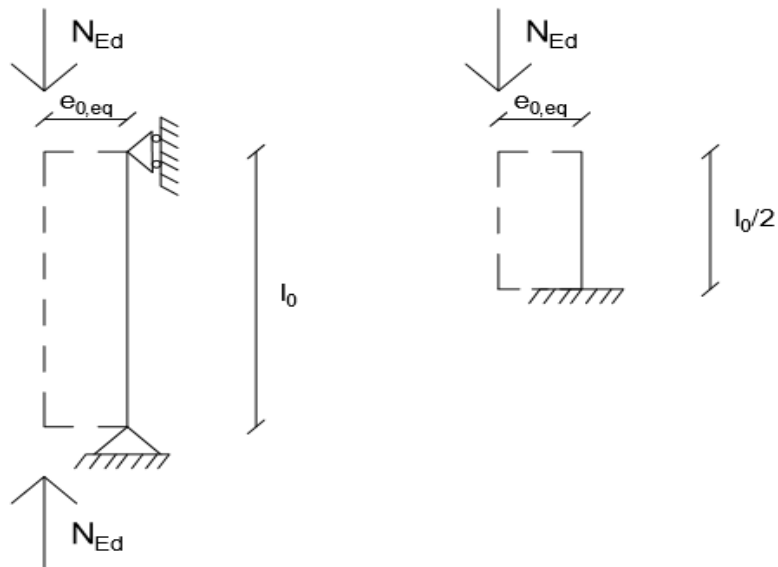


Figura 1.24: Rappresentazione della colonna - modello.

L' eccentricità del secondo ordine si ricava dall' ipotesi di deformata sinusoidale:

$$y = a * \sin\left(\frac{\pi z}{l_0}\right)$$

Si ricava la curvatura in mezzeria (sezione critica):

$$\left(\frac{1}{r}\right) = y'' = a * \frac{\pi^2}{l_0^2}$$

Nell' ENV:

$$e_2 = k_1 \frac{l_0^2}{10 * \left(\frac{1}{r}\right)}$$

con:

- $k_1 = \frac{\lambda}{20} - 0.75$  per  $15 \leq \lambda \leq 35$ ;
- $k_1 = 1$  per  $\lambda > 35$ .

Le formulazioni dell' eccentricità del primo ordine e l' eccentricità dovuta alle imperfezioni sono uguali a quelle riportate nei paragrafi precedenti.

Il ragionamento della colonna modello ha portato a definire una *tabella di Progetto-Verifica* ( Tabella 1.1 ):

		Acciaio $f_{yd} = 400 \text{ N/mm}^2$																			
		COLONNA MODELLO																			
$l_0/h$	$\omega$	$v$																			
		0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50	1.60	1.70	1.80	
0	0.0	0.00	0.43	0.79	1.04	1.18	1.22	1.15	0.98	0.71	0.37										
	0.2	0.83	1.22	1.57	1.84	1.98	1.96	1.81	1.63	1.39	1.10	0.76	0.39								
	0.4	1.63	2.01	2.36	2.64	2.78	2.74	2.53	2.31	2.07	1.80	1.49	1.14	0.78	0.40						
	0.6	2.43	2.80	3.15	3.44	3.58	3.52	3.28	3.03	2.77	2.50	2.20	1.89	1.53	1.17	0.79	0.40				
	0.8	3.22	3.59	3.96	4.24	4.38	4.31	4.04	3.77	3.49	3.21	2.92	2.61	2.28	1.93	1.56	1.18	0.80	0.40		
10	1.0	4.00	4.38	4.75	5.04	5.18	5.11	4.82	4.52	4.23	3.94	3.64	3.33	3.01	2.67	2.32	1.95	1.58	1.19	0.80	
	0.0	0.00	0.37	0.66	0.86	0.97	0.98	0.90	0.72	0.44	0.16										
	0.2	0.83	1.15	1.42	1.63	1.74	1.67	1.51	1.31	1.08	0.79	0.48	0.21								
	0.4	1.63	1.93	2.19	2.42	2.54	2.44	2.21	1.97	1.72	1.45	1.14	0.82	0.53	0.25						
	0.6	2.43	2.71	2.98	3.22	3.34	3.23	2.95	2.67	2.39	2.11	1.82	1.50	1.17	0.86	0.56	0.27				
20	0.8	3.22	3.50	3.77	4.02	4.14	4.02	3.71	3.40	3.10	2.80	2.49	2.18	1.86	1.52	1.20	0.89	0.58	0.28		
	1.0	4.00	4.29	4.57	4.82	4.84	4.81	4.48	4.15	3.83	3.51	3.19	2.87	2.55	2.22	1.88	1.55	1.23	0.91	0.60	
	0.0	0.00	0.31	0.50	0.61	0.64	0.58	0.44	0.22	0.03											
	0.2	0.83	1.02	1.15	1.20	1.13	1.01	0.88	0.72	0.49	0.23	0.04									
	0.4	1.63	1.78	1.91	1.98	1.91	1.65	1.43	1.23	1.02	0.78	0.49	0.26	0.07							
30	0.6	2.43	2.55	2.66	2.73	2.70	2.36	2.07	1.82	1.56	1.33	1.06	0.76	0.50	0.28	0.10					
	0.8	3.22	3.32	3.45	3.63	3.48	3.13	2.75	2.44	2.17	1.88	1.63	1.35	1.04	0.77	0.52	0.30	0.14	0.02		
	1.0	4.00	4.10	4.22	4.33	4.29	3.91	3.48	3.12	2.80	2.50	2.21	1.93	1.65	1.33	1.05	0.79	0.54	0.34	0.15	
	0.0	0.00	0.25	0.36	0.37	0.30	0.16														
	0.2	0.83	0.82	0.74	0.60	0.63	0.41	0.24	0.03												
40	0.4	1.63	1.58	1.46	1.27	0.84	0.71	0.54	0.35	0.12											
	0.6	2.43	2.33	2.19	2.02	1.69	1.28	0.94	0.70	0.48	0.24	0.01									
	0.8	3.22	3.08	3.00	2.75	2.48	1.97	1.54	1.19	0.89	0.63	0.37	0.10								
	1.0	4.00	3.87	3.71	3.58	3.26	2.69	2.22	1.77	1.43	1.09	0.80	0.53								
	0.0	0.00	0.19	0.23	0.16	0.00															
0.2	0.83	0.58	0.36	0.29	0.16																
0.4	1.63	1.29	0.88	0.48	0.33	0.16															
0.6	2.43	2.03	1.61	1.06	0.55	0.35	0.15														
0.8	3.22	2.75	2.36	1.79	1.11	0.80	0.36	0.13													
1.0	4.00	3.57	3.10	2.53	1.88	1.14	0.63	0.36	0.12												

$y = \frac{N_{2d}}{bW_{pl,y}}$   
 $\mu_1 = \frac{M_{2d}}{bW^2_{pl,y}}$   
 $\omega = \frac{A_{s2d} f_{yd}}{bW_{pl,y}}$   
 $A_{s2d} = 4A_s$   
 $\phi = 0.16\omega$

Tabella 1.1 : Colonna Modello.



Tale Tabella è riferita ad una sezione rettangolare armata con due livelli di armatura (  $A_{tot} = 4A_s$  ).

Quindi per un certo schema geometrico ed un certo valore delle proprietà dei materiali ho una specifica Tabella che consente di definire i massimi valori del momento del primo ordine:

$$\mu_1 = \frac{M_{0,max}}{bh^2 f_{cd}}$$

Tale tabella contiene i valori di  $M_{o,max}$  in funzione di:

- $l_0$  = Lunghezza libera di inflessione adimensionalizzata;
- $\omega$  = percentuale meccanica di armatura totale;
- $\nu$  = sforzo normale adimensionalizzato;

Tale metodo fa riferimento ad una definizione di  $f_{cd}$  differente ( i valori di  $f_{cd}$  sono leggermente più grandi rispetto ai classici valori):

$$f_{cd}^* = \frac{F_{ck}}{\gamma_c}$$



## Capitolo 2

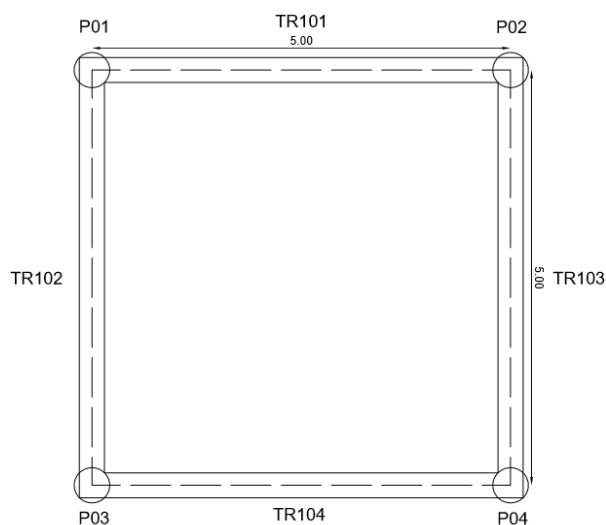
# Analisi Parametrica

Per Analisi Parametrica si intende l' esecuzione di numerose simulazioni in parallelo al fine di stabilire le relazioni tra la variazione di un parametro progettuale e la corrispondente variazione della risposta di un ulteriore parametro. In tale lavoro l' analisi parametrica è stata condotta usando come parametro progettuale le dimensioni dell' edificio.

In particolare sono stati analizzati diversi edifici aventi forma differente ma aventi la stessa regolarità in pianta, al fine di valutare come potessero incidere le dimensioni di un' edificio nella considerazione o meno, nell' ambito progettuale degli edifici, gli effetti del secondo ordine.

Ogni edificio analizzato presenta la comune caratteristica, avere dimensione delle campate ( in pianta ), sia in *direzione x* che in *direzione y*, pari a 5 metri e altezza di piano pari a 3 metri.

Per la schematizzazione planimetriche di tutte le strutture, si è partiti da una configurazione planimetrica quadrata regolare mostrata nella figura seguente ( Figura 2.1 ) :



**Figura 2.1** : Configurazione planimetrica di partenza per la costruzione dei diversi edifici.

A partire da questo modulo, attraverso l'aggiunta di ulteriori moduli nelle *direzione x* e nella *direzione y*, sono state create le planimetrie di tutti gli edifici. In particolare sono state predimensionate e analizzate tali configurazioni planimetriche ( Tabella 2.1 ):

Configurazione planimetrica	Numero moduli nella direzione x	Numero moduli nella direzione y
1X2	1	2
2X2	2	2
3X2	3	2
3X3	3	3
2X4	2	4
3X4	3	4
3X5	3	5
3X6	3	6
3X7	3	7
7X7	7	7

**Tabella 2.1** : Configurazioni planimetriche dimensionate.

Per ogni configurazione planimetrica è stato effettuato il predimensionamento e l'analisi, non solo nel caso in cui l'edificio avesse un singolo piano, ma i casi in cui gli stessi edifici fossero a due, tre e quattro piani, per un totale di 36 edifici. Per la configurazione planimetrica "7X7" sono stati predimensionati e analizzati edifici aventi 6, 8 e 10 piani, raggiungendo un totale di 39 edifici.

## 2.1 Predimensionamento

Il predimensionamento degli elementi strutturali comprende la definizione dell' altezza di travi, solai, le dimensioni della sezione trasversale dei pilastri e le dimensioni in pianta degli elementi di controvento.

Per definire le dimensioni in sezione dei pilastri, risulta necessario valutare le dimensioni del solaio e delle travi.

### 2.1.2 Predimensionamento del solaio e travi

Nella fase di predimensionamento del solaio ( come nelle travi ), il parametro che viene definito non è l' altezza totale della sezione ma l' *altezza utile*  $d$ , la quale corrisponde alla distanza tra il baricentro delle armature tese e il bordo compresso della sezione ( Figura 2.2 ) :

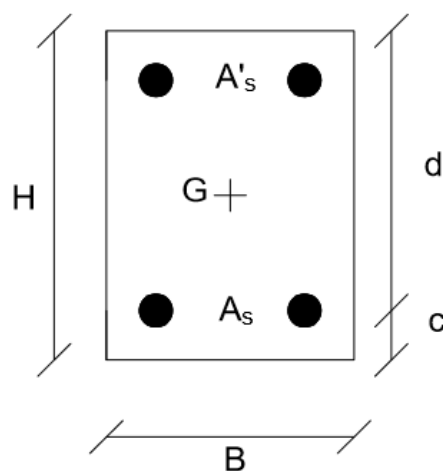


Figura 2.2 : Sezione trasversale di un generico elemento in calcestruzzo armato.

con:

- $c$  = copriferro, distanza tra l' asse baricentrico delle armature e l' estremo della sezione;
- $d$  = altezza utile della sezione;
- $G$  = baricentro della sezione in solo calcestruzzo;
- $H$  = altezza totale della sezione;
- $B$  = base totale della sezione;
- $A_s$  = armatura in zona tesa;
- $A'_s$  = armatura in zona compressa.

Il progetto dell' altezza utile della sezione durante la fase di predimensionamento, viene effettuato in maniera tale da rispettare lo Stato Limite di Esercizio per deformazione. In tale lavoro si è scelto di usare non il metodo diretto, per tale progettazione, ma il *metodo semplificato* . Il metodo semplificato prevede di utilizzare il rapporto di riferimento  $\frac{l}{d}$ , con:

- $l$  = luce della campata;
- $d$  = altezza utile della sezione.

Il metodo semplificato, consiste nel verificare che la snellezza del solaio  $\frac{l}{d}$  sia minore o uguale della snellezza limite  $\left(\frac{l}{d}\right)_{max}$ . I valori massimi che può assumere questo rapporto sono proposti nel Prospetto 7.4 N, attraverso una tabella nella quale sono riportati diversi sistemi strutturali ( Tabella 2.2 ) :

Sistema strutturale	K	Calcestruzzo molto sollecitato $\rho = 1,5\%$	Calcestruzzo poco sollecitato $\rho = 0,5\%$
Travi semplicemente appoggiate, piastre semplicemente appoggiate mono o bidirezionali	1,0	14	20
Campata terminale di travi continue o piastre continue monodirezionali o piastre bidirezionali continue su un lato lungo	1,5	18	26
Campata intermedia di travi o di piastre mono o bidirezionali	1,5	20	30
Piastre sorrette da pilastri senza travi (piastre non nervate) (in base alla luce maggiore)	1,2	17	24
Mensole	0,4	6	8

**Nota 1:** I valori dati sono stati scelti in genere in via prudentiale e il calcolo può dimostrare frequentemente che si possono realizzare elementi più sottili.  
**Nota 2:** Per piastre bidirezionali si raccomanda che la verifica sia effettuata con riferimento alla luce minore; per piastre non nervate si raccomanda di considerare la luce maggiore.  
**Nota 3:** I limiti dati per piastre prive di nervature corrispondono a una limitazione meno severa di quella che impone una freccia in mezzera minore di 1/250 della luce, relativamente agli appoggi sui pilastri. L'esperienza ha dimostrato che ciò è comunque soddisfacente.

**Tabella 2.2 :** Prospetto 7.4 N dove sono rappresentati i valori di  $\left(\frac{l}{d}\right)_{max}$  da rispettare.

Vengono distinte due situazioni differenti:

- Calcestruzzo molto sollecitato : struttura con percentuale di armatura pari a 1.5%;
- Calcestruzzo poco sollecitato : struttura con percentuale di armatura pari a 0,5 %.

In fase di predimensionamento il progettista, nel caso delle travi e del solaio, non utilizza una percentuale di armatura pari all' 1,5%, perché corrisponde ad un quantitativo di armatura troppo elevato per luci dell' ordine dei 4-5 metri, per questo motivo si usa una percentuale di armatura pari all' 0.8%.

Gli edifici predimensionati durante questo studio, possiedono un solaio in getto pieno in calcestruzzo armato, avente comportamento bidirezionale. Per il predimensionamento di quest' ultimo si è scelto di utilizzare un valore di  $\left(\frac{l}{d}\right)_{max}$  pari a 26, in quanto il suo sistema strutturale corrisponde a una piastra bidirezionale avente una percentuale di armatura pari all' 0,8%.

Gli edifici sono costituiti da una pianta regolare, con pilastri posizionati ad una distanza di 5 metri. I calcoli effettuati per il predimensionamento del solaio sono riportati nella seguente Tabella 2.3 :

Predimensionamento Solaio		
$(L/d)_{max}$	26	[adi.]
L	5	[m]
$d_{min}$	0.19	[m]
$d_{min}$	19.23	[cm]
d	20	[cm]
d'	3	[cm]
H	25	[cm]

**Tabella 2.3 :** Predimensionamento del Solaio e quindi determinazione delle dimensioni del Solaio.

Dal momento in cui si è deciso di predisporre 3 cm di copriferro per tutta la dimensione del solaio si è adottata un' altezza totale di Solaio pari a 25 cm. Tutti gli edifici presentano la stessa luce massima, questo calcolo è stato effettuato solo una volta per tutti gli edifici.

Una volta dimensionato il Solaio si è passati alla definizione delle dimensioni delle travi. Il procedimento è analogo a quello effettuato per il predimensionamento del Solaio con la variazione del valore del rapporto  $\left(\frac{l}{d}\right)_{max}$  in quanto il sistema strutturale risulta essere differente.



E' stato assunto un valore di  $\left(\frac{l}{d}\right)_{max}$  pari a 21.5 per le travi continue di campata terminale ( travi perimetrali esterne ) e un valore di  $\left(\frac{l}{d}\right)_{max}$  pari a 25 per le travi continue di campata intermedia ( travi interne ). Le dimensioni e i calcoli effettuati sono riportati nelle tabelle seguenti ( Tabella 2.4 e Tabella 2.5):

Campata Terminale di travi Continue		
$(L/d)_{max}$	21.5	[adi.]
L	5	[m]
$d_{min}$	0.23	[m]
$d_{min}$	23.26	[cm]
d	25	[cm]
d'	3	[cm]
H	30	[cm]
B	30	[cm]

**Tabella 2.4** : Predimensionamento travi continue di campata terminale.

Campata intermedia di travi Continue		
$(L/d)_{max}$	25	[adi.]
L	5	[m]
$d_{min}$	0.20	[m]
$d_{min}$	20.00	[cm]
d	20	[cm]
d'	3	[cm]
H	25	[cm]
B	30	[cm]

**Tabella 2.5** : Predimensionamento travi continue di campate intermedie

Riassumendo, dai calcoli si evince che per le travi perimetrali è stata definita un' *altezza della sezione H* pari a 30 cm e una *base della sezione B* pari a 30 cm, mentre per le travi intermedie ( interne ) è stata definita un' *altezza della sezione H* pari a 25 cm e una *base della sezione* pari a 30 cm.

## 2.1.1 Definizione dei Carichi

Una volta definite le dimensioni di solaio e delle travi, risulta possibile definire i carichi agenti sulla struttura.

Essendo il Solaio in getto pieno, conoscendo il valore del peso per unità di volume del calcestruzzo pari a  $25 \frac{kN}{m^3}$ , è possibile valutare il carico dovuto al peso strutturale portante del solaio  $g_{k0}$  per unità di lunghezza ( Tabella 2.6 ) :

Carico permanente strutturale solaio ( $g_{k0}$ )				
	L	H	P.u.V.	$g_{k0}$
	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m]
Getto in Calcestruzzo	1	0.25	25	6.25

**Tabella 2.6** : Determinazione del carico permanente strutturale del solaio(  $g_{k0}$  )

Dai calcoli si è dedotto un valore del carico  $g_{k0}$  paria a  $6.25 \frac{kN}{m}$ .

Per il calcolo riferito al carico permanente portato (  $g_{k1}$  ) si è ipotizzato che quest' ultimo sia costituito da: dall' intonaco in malta di cemento avente un peso in unità di volume pari a  $21 \frac{kN}{m^3}$ , dal massetto ( sottofondo alleggerito ) avente un peso in un unità di volume pari a  $16 \frac{kN}{m^3}$  e dalla pavimentazione in ceramica avente un peso pari a  $14 \frac{kN}{m^2}$ . E' stato valutato il peso dovuto all' incidenza dei tramezzi pari a  $0.8 \frac{kN}{m^2}$  in accordo con il *D.M 2008*.

Conoscendo i pesi delle singole componenti che competono al peso strutturale portato, si è potuto valutare  $g_{k1}$  ( Tabella 2.7 ):

Carichi permanenti solaio ( $g_{k1}$ )							
	P.U.	Largh. [m]	Lungh. [m]	Spessore [m]	V [m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> ]	P.u.V. [kN/m <sup>3</sup> ]	$g_{k1}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Intonaco (malta di cemento)	1	1	1	0.015	0.015	21	0.315
Massetto (sottofondo alleggerito)	1	1	1	0.05	0.05	16	0.8
Pavimento (ceramica)	1	1	1	0.02	0.02	24	0.48
Incidenza tramezzi (D.M. 2008)	1	//	//	//	//	//	0.8
							<b>2.395</b>

**Tabella 2.7** : Determinazione del carico permanente portato dal solaio ( $g_{k1}$ )

Dai calcoli si è dedotto un valore del carico  $g_{k1}$  pari a  $2.4 \frac{kN}{m}$ .

Dal momento in cui si è ipotizzato che queste strutture siano destinate ad uso residenziale, in conformità con la Tabella 3.1.II del *D.M. 2008*, un valore di  $q_k$  pari a  $2 \frac{kN}{m^2}$  ( Tabella 2.8 ):

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	<b>Ambienti ad uso residenziale.</b> Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	<b>Uffici.</b> Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	<b>Ambienti suscettibili di affollamento</b> Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	<b>Ambienti ad uso commerciale.</b> Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	<b>Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.</b> Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ —	6,00 —	1,00* —
F-G	<b>Rimesse e parcheggi.</b> Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	<b>Coperture e sottotetti</b> Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 —	1,20 —	1,00 —
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati ** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

**Tabella 2.8 :** Tabella 3.1.II del D.M 2008 che definisce i carichi variabili agenti su una struttura a seconda della destinazione d' uso della struttura.

Oltre a definire i carichi verticali è necessario definire i carichi orizzontali agenti sulla struttura, ciò significa definire il carico dovuto all' *azione del vento*. Queste tipologie di carichi convenzionalmente sono considerate come azione statiche applicati sulle travi esterne dell' edificio.

La normativa prevede come valore caratteristico della velocità di riferimento del vento  $v_b$  a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II ( *Tabella 3.3.II della NTC 2008* ), mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni. Il valore di  $v_b$  in mancanza di specifiche indagini è pari a :

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a(a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

con:

- $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_a$  = sono parametri forniti dalla Tabella 3.3.I della NTC 2008 e localizzazione geografica dell' edificio;
- $a_s$  = l' altitudine sul livello del mare ( in metri ) della localizzazione della struttura.

L' azione del vento sul singolo elemento viene determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell' elemento. La pressione del vento  $p$  è pari a :

$$p = q_b * c_e * c_p * c_d$$

con:

- $q_b$  = pressione cinetica di riferimento in  $\frac{N}{m^2}$  ed è pari a  $\frac{1}{2} \rho v_b^2$ , con  $\rho$  densità dell' aria assunta convenzionalmente costante e pari a  $1.25 \frac{Kg}{m^3}$ ;
- $c_e$  = coefficiente di esposizione;
- $c_p$  = coefficiente di forma ( o coefficiente aerodinamico), funzione della

tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;

- $c_d$  = coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

Dal momento in cui l'analisi effettuata in questo studio è del tutto generale, per valutare l'effetto dell'azione del vento sono stati attribuiti ai diversi parametri che intervengono per il calcolo di tale azione dei valori medi, in maniera tale da ottenere un valore del carico del vento del tutto generale. In particolare è stato attribuito al parametro  $v_{b,0}$  un valore pari a  $28 \frac{m}{s}$ , al parametro  $a_0$  un valore pari a 1000 m e al parametro  $k_a$  un valore pari a  $0.015 \frac{1}{s}$ . Usando questi valori si ottiene un valore di pressione cinetica di riferimento  $q_b$  pari a  $490 \frac{N}{m^2}$ .

Per quanto riguarda i coefficienti è stato attribuito al coefficiente di esposizione  $c_e$  un valore pari a 2, al coefficiente di forma  $c_f$  pari a 1 e al coefficiente dinamico un valore pari a 1.

Assunti questi valori si è potuto risalire al valore del *carico del vento*  $p$  pari a  $1 \frac{kN}{m^2}$ . In particolare si è deciso di applicare un valore di carico dovuto al vento pari a  $0.66 \frac{kN}{m^2}$  per le pareti di sopravvento e un valore pari a  $0.33 \frac{kN}{m^2}$  per le pareti di sottovento.

Oltre a considerare come azione orizzontale agente sulla struttura l'azione del vento, l'*Eurocodice 2* ( Punto 2.5.1.3 (4) ) prevede che nell'analisi globale della struttura è lecito prendere in conto i possibili effetti delle imperfezioni assumendo che la struttura sia inclinata di un angolo  $v$  rispetto alla verticale pari a :

$$v = \frac{l}{100 \sqrt{l}}$$

con:

- $l$  = altezza totale della struttura in metri.

Di regola il valore di  $v$  non deve essere assunto meno di  $\frac{l}{400}$  nei casi in cui gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati, o meno di  $\frac{l}{200}$  nei casi in cui è necessario considerarli. Quello che noi vogliamo valutare sono le forze orizzontali equivalenti  $\Delta H$  che agiscono su un telaio non controventato ( Figura 2.3 ) :

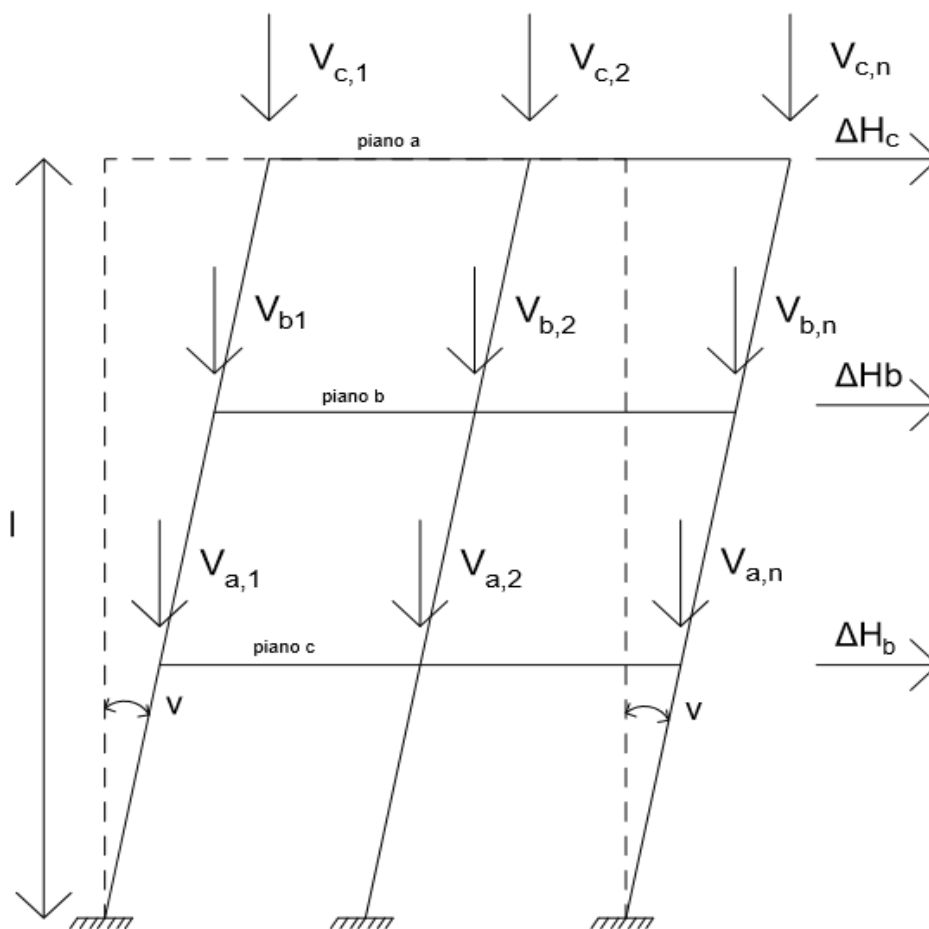


Figura 2.3 : Telaio non controventato, incastrato alla base di  $n$  – piani, con  $n$  pari a 3.

Il punto 2.5.1.3 (5) dell' Eurocodice 2 prevede che nel caso di n elementi verticali mutuamente collaboranti è possibile ridurre v moltiplicando per il fattore  $\alpha_n$  definito dalla seguente equazione:

$$\alpha_n = \sqrt{\frac{\left(1 + \frac{1}{n}\right)}{2}}$$

Con:

- n= numero di elementi verticali

Il punto 2.5.1.3 (6) dell' Eurocodice 2 prevede che la deviazione della verticale v, se risulta più conveniente, può essere sostituita da forze orizzontali equivalenti che vanno di regola prese in conto nell' analisi complessiva della struttura, degli elementi di controvento, dei vincoli e degli incatenamenti. Utilizzando le formulazioni espresse dall' Eurocodice No.2 sono stati valutati i valori della deviazione angolare della verticale v e il coefficiente riduttivo  $\alpha_n$  per tutte le configurazioni planimetriche analizzate ( Tabella 2.9 ):



Configurazione planimetrica	Numero di Piani	l	v	Numero elementi verticali	$\alpha_n$
1 x 2	1	3	0.006	6	0.76
	2	6	0.004	6	0.76
	3	9	0.003	6	0.76
	4	12	0.003	6	0.76
2 x 2	1	3	0.006	9	0.75
	2	6	0.004	9	0.75
	3	9	0.003	9	0.75
	4	12	0.003	9	0.75
3 x 2	1	3	0.006	12	0.74
	2	6	0.004	12	0.74
	3	9	0.003	12	0.74
	4	12	0.003	12	0.74
3 x 3	1	3	0.006	16	0.73
	2	6	0.004	16	0.73
	3	9	0.003	16	0.73
	4	12	0.003	16	0.73
2 x 4	1	3	0.006	15	0.73
	2	6	0.004	15	0.73
	3	9	0.003	15	0.73
	4	12	0.003	15	0.73
3 x 4	1	3	0.006	20	0.72
	2	6	0.004	20	0.72
	3	9	0.003	20	0.72
	4	12	0.003	20	0.72
3 x 5	1	3	0.006	24	0.72
	2	6	0.004	24	0.72
	3	9	0.003	24	0.72
	4	12	0.003	24	0.72
3 x 6	1	3	0.006	27	0.72
	2	6	0.004	27	0.72
	3	9	0.003	27	0.72
	4	12	0.003	27	0.72
3 x 7	1	3	0.006	32	0.72
	2	6	0.004	32	0.72
	3	9	0.003	32	0.72
	4	12	0.003	32	0.72
7 x 7	6	18	0.002	64	0.71
	8	24	0.002	64	0.71
	10	30	0.002	64	0.71

**Tabella 2.9** : Determinazione del valore di v e del coefficiente riduttivo  $\alpha_n$ .

A questo punto è stato possibile valutare la componente della forza orizzontale dovuta alle imperfezioni geometriche  $v$  per tutte le configurazioni planimetriche ( Tabella 2.10 ) :

Configurazione planimetrica	Numero di Piani	$\Delta H_n$ [kN/m]
1 x 2	1	0.73
	2	0.51
	3	0.42
	4	0.36
2 x 2	1	0.69
	2	0.49
	3	0.40
	4	0.35
3 x 2	1	1.06
	2	0.75
	3	0.61
	4	0.53
3 x 3	1	0.98
	2	0.69
	3	0.56
	4	0.49
2 x 4	1	1.37
	2	0.97
	3	0.79
	4	0.68
3 x 4	1	1.28
	2	0.90
	3	0.74
	4	0.64
3 x 5	1	1.53
	2	1.08
	3	0.88
	4	0.76
3 x 6	1	1.97
	2	1.40
	3	1.14
	4	0.99
3 x 7	1	2.26
	2	1.60
	3	1.30
	4	1.13
7 x 7	6	0.90
	8	0.79
	10	0.71

**Tabella 2.10** : Valori di  $\Delta H_n$  agenti su ogni piano per ogni configurazione planimetrica.

### 2.1.3 Predimensionamento dei pilastri

Effettuata la definizione dei carichi è possibile definire i carichi agenti sui pilastri e quindi predimensionarli.

Il *D.M 2008*, impone dei limiti normativi per quanto riguarda le dimensioni della sezione trasversale dei pilastri :

- La dimensione minima della sezione trasversale, non deve essere minore di 25 cm;
- Tra le due dimensioni della sezione, si deve fare in modo che il rapporto tra il lato minore e il lato maggiore, non sia inferiore a 0,3. Nel caso contrario il suddetto pilastro verrà considerato come muro di controvento.

Il predimensionamento dei pilastri viene effettuato in condizioni di Stato Limite Ultimo per compressione centrata, il che implica :

$$M_{Ed} = 0$$

$$N_{Ed} \neq 0$$

Dato che la sezione è in condizione di S.L.U per compressione centrata ne segue che per la sezione è possibile individuare una configurazione deformata di S.L.U. per la quale uno dei due materiali raggiunge la massima deformazione ( il materiale che raggiunge la massima deformazione è il calcestruzzo).

In questa situazione, ammettendo un comportamento elastoplastico per il calcestruzzo, descritto da uno schema parabola-rettangolo, avremo sul calcestruzzo delle tensioni pari alla resistenza a compressione di progetto che risulta uguale a:

$$f_{cd} = \frac{0.85 * f_{ck}}{1.5}$$

In condizioni di S.L.U. per compressione centrata deve essere verificata la condizione per la quale lo sforzo normale agente è minore o uguale allo sforzo normale resistenze; affinché ci si trovi in condizioni di sicurezza :

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

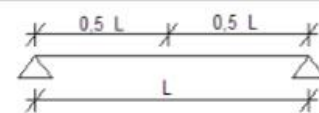
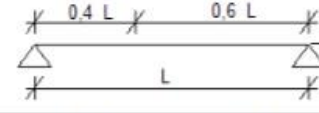
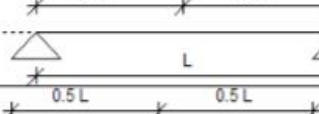
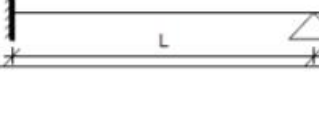
In condizioni di S.L.U:

$$N_{Ed} = N_{Rd}$$

Il problema è quello di valutare il valore dello sforzo normale agente sulle sezioni e di conseguenza, risulta necessario, valutare l' incremento di sforzo normale alla quale è soggetto ogni pilastro in ogni piano.

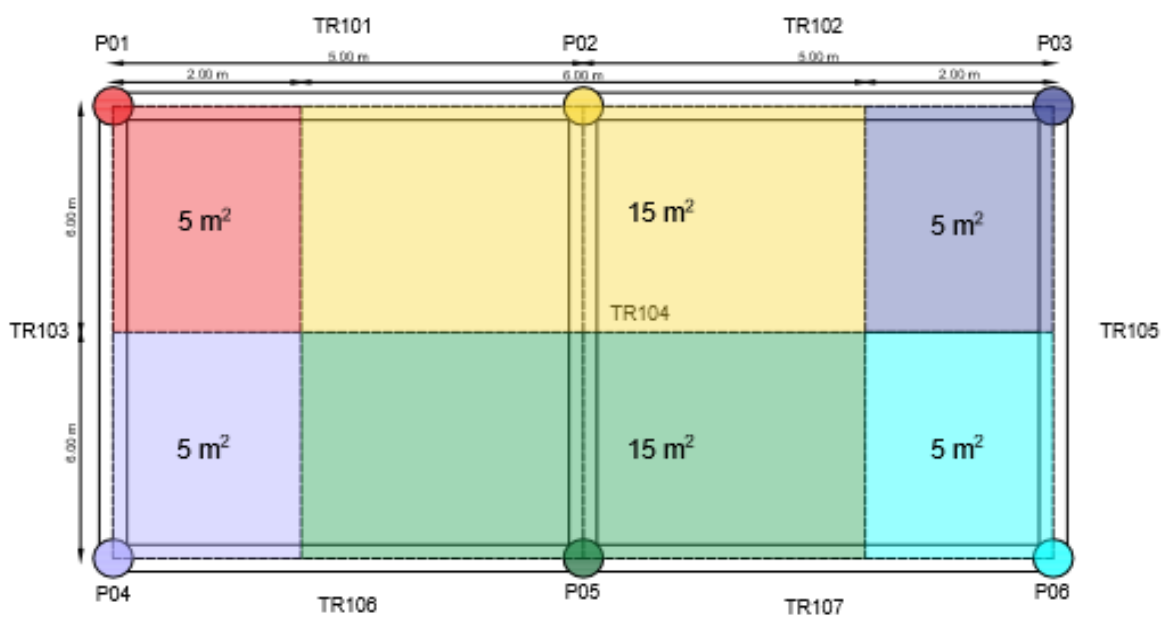
La risultante gravante sul pilastro, è determinata a partire dagli sforzi di taglio derivanti dalle travi che concorrono nello stesso pilastro; lo sforzo normale sarà dato dalla risultante della forza tagliante agente tra due punti di annullamento del taglio consecutivi nella trave.

Noti i punti di annullamento del taglio si va ad individuare i valori dei tagli presenti all' attacco tra il pilastro e la trave, si va quindi a determinare l' incremento di sforzo normale come somma dei due tagli. La metodologia per la determinazione dell' area di competenza di ogni singolo pilastro viene fatta attraverso un metodo semplificato il quale prevede di trovare i punti di annullamento del taglio mediante la tabella seguente ( Tabella 2.11 ):

Trave semplicemente appoggiata	
Campata di estremità di trave continua	
Campata intermedia di trave continua	
Campata terminale incastrata (trave continua connessa a setti o nuclei in c.a.)	

**Tabella 2.11** : Determinazione dei punti di taglio nelle travi per le differenti tipologie strutturali.

Trovati i punti di annullamento del taglio per ogni trave, possono essere definite le aree di competenza per ogni singolo pilastro attraverso delle operazioni geometriche. Qui di seguito si riporta ( Figura 2.4) un' esempio di definizione delle aree di competenza dei pilastri per la configurazione planimetrica "1X2" ( questa operazione è stata effettuata per tutte le configurazioni planimetriche ):



**Figura 2.4** : Determinazione delle aree di competenza dei pilastri per la configurazione planimetrica " 1X2 ".

Conoscendo l' area di competenza per ogni singolo pilastro, si passa ad un' analisi in elevazione della struttura ( nel caso in cui siano presenti più piani nella struttura), quindi alla valutazione della distribuzione dei carichi piano per piano. Valutare il carico agente sul singolo pilastro è di facile determinazione conoscendo il valore dei carichi agenti sul solaio e conoscendo l' area di competenza del singolo pilastro.

Si ricordi che per quanto riguarda il predimensionamento dei pilastri, ci si riferisce ad una condizione di S.L.U, ciò implica moltiplicare i diversi carichi per il proprio coefficiente di competenza al fine di determinare il carico effettivo che sollecita ogni singolo pilastro. Si fa di seguito un esempio di calcolo effettuato per la valutazione del carico  $q_d$  (nel caso di S.L.U) effettivo agente su di un pilastro relativo ad un edificio ad un piano e avente un' area di competenza pari a  $4 \text{ m}^2$  ( Tabella 2.12 ):

P001		INCIDENZA	Carico [kN/m <sup>2</sup> ]			Coefficienti [adi.]			Qd [kN]
			portanti	portati	variabili	portanti	portati	var	
n° 1 Piano	SOLAIO [m <sup>2</sup> ]	4	6.25	2.40	2	1.3	1.5	1.5	58.87
	TRAVI PORTANTI [m <sup>3</sup> ]	0.39	25	0	0	1.3	1.5	1.5	12.68
Tot =									71.55

**Tabella 2.12** : Calcolo eseguito per determinare il valore del carico  $Q_d$  [ kN ].

Dai calcoli si evince, che nel caso specifico, il carico totale agente sul pilastro in condizioni di S.L.U è pari a 71.55 kN. Si noti che nel calcolo del carico agente sul pilastro è stato considerato anche il peso dovuto alla presenza delle travi.

Imponendo che:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{ct} * A_{c,net}$$

Risulta quindi possibile calcolare il valore dell' area netta di calcestruzzo tale da poter sopportare il carico agente sul pilastro:

$$A_{c,net} \geq \frac{N_{Ed}}{f_{cd}}$$

Per i pilastri di bordo si tiene conto di un coefficiente di sicurezza pari a 0,7 ( nei pilastri interni alla struttura questo coefficiente assume il valore 1). Si ottiene:

$$A_{c,net} \geq \frac{N_{Ed}}{0.7 * f_{cd}}$$

Si riporta qui di seguito il calcolo effettuato per il predimensionamento del pilastro, avente carico agente calcolato precedentemente ( Tabella 2.13 ):

Piano	Peso Pilastro	Sforzo Normale[N]	$A_{c,net}$ [cm <sup>2</sup> ]
1	0	71545	72.13

**Tabella 2.13** : Determinazione dell' Area di Calcestruzzo netta.

Dai calcoli si evince che l' area di calcestruzzo netta, necessaria a sostenere uno Sforzo Normale pari a 71,54 kN, è di 72,13 cm<sup>2</sup>. Valutata l' area di calcestruzzo netta, si può risalire alle dimensioni che dovrebbero essere attribuite al pilastro, questa operazione è resa possibile imponendo per esempio che in sezione una delle dimensioni del pilastro sia uguale a 30 cm. Si ottiene:

$$\frac{72.13 [ cm^2 ]}{30 [ cm ]} = 2.4 cm$$

Si ricordi che la normativa impone che la dimensione minima della sezione del pilastro deve essere al massimo pari a 25 cm. Quindi si ottiene:

$$30 \text{ cm} * 25 \text{ cm} = 750 \text{ cm}^2 > 72.13 \text{ cm}^2$$

Riassumendo, alla sezione del pilastro viene attribuita un' *altezza H* pari a 30 cm e una *base B* pari a 25 cm ( le dimensioni ottenute dai calcoli di predimensionamento, per tutti i pilastri e per tutte le configurazioni planimetriche sono riportate nell' Appendice A ).

Il criterio di predimensionamento è stato migliorato tenendo conto del fatto che i sovraccarichi variabili ( $q_k$ ), nel caso di edifici multipiano, possono essere ridotti in quanto è poco probabile che lo stesso sovraccarico variabile agisca contemporaneamente sullo stesso pilastro per tutti i piani.

L' *Eurocodice 2* fornisce un coefficiente correttivo  $\alpha_n$  :

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2) * \psi_0}{n}$$

con:

- $n$  = numero di piani;
- $\psi_0$  = coefficiente di combinazione che dipende dalla destinazione d' uso ( per edifici residenziali viene assunto pari a 0,7 ).

I valori del coefficiente correttivo  $\alpha_n$  ottenuti, sono riportati nella seguente tabella ( Tabella 2.14 ):

Numero piani	$\psi_0$	$\alpha_n$
1	0.3	1.70
2	0.3	1.00
3	0.3	0.77
4	0.3	0.65
5	0.3	0.58
6	0.3	0.53
7	0.3	0.50
8	0.3	0.48
9	0.3	0.46
10	0.3	0.44

**Tabella 2.14** : Valori dei coefficienti  $\alpha_n$  .



Dai valori ottenuti si può dedurre che per un edificio a 4 piani i carichi variabili sono ridotti per ogni piano del 65% rispetto al valore originale del carico.

## 2.2 Classificazione Strutturale

Effettuato il predimensionamento si passa alla classificazione strutturale, in particolare si vuole determinare se la struttura analizzata debba essere considerata come una struttura a nodi fissi o una struttura a nodi mobili ( nel caso in cui l' edificio risulta a nodi mobili sarà necessario considerare gli effetti del secondo ordine ). Per valutare se la struttura debba essere considerata a nodi fissi o a nodi mobili, le norme tecniche *NTC 2008* propongono una formula molto cautelativa ( *punto 4.1.35 della normativa* ):

$$F_{V,Ed} \leq k_1 * \frac{n_s}{n_s + 1.6} * \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2}$$

con:

- $F_{V,Ed}$  =carico verticale totale dell' edificio allo S.L.U;
- $n_s$  = numero dei piani dell' edificio;
- $L$  = altezza totale dell' edificio al di sopra del livello del vincolo flessionale;
- $E_{cd}$  = valore di progetto del modulo di elasticità del calcestruzzo;
- $I_c$  = momento di inerzia dell' area di calcestruzzo;

- $k_1$  = coefficiente numerico (valore raccomandato 0,31).

Tale formulazione è valida solo se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- l'instabilità torsionale non è rilevante, cioè la struttura è ragionevolmente simmetrica;
- le deformazioni globali dovute al taglio sono trascurabili;
- gli elementi di controvento sono fissati rigidamente alla base, cioè le rotazioni sono trascurabili;
- la rigidezza degli elementi di controvento è ragionevolmente costante lungo l'altezza;
- il carico verticale totale aumenta approssimativamente della stessa quantità per ogni piano.

Da un punto di vista concettuale questa espressione significa che il carico totale dell'edificio, in condizioni di S.L.U non deve essere maggiore di un termine dipendente dal numero di piani, dall'altezza dell'edificio e dalla rigidezza dei singoli elementi. Tale formulazione può essere utilizzata anche per effettuare il predimensionamento dei controventi di un edificio.

Il valore di  $F_{V,Ed}$ , calcolato in condizioni di S.L.U, comprende sia il carico permanente che quello variabile, peso delle murature di tamponamento e il peso dei pilastri.

Per tutte le strutture predimensionate ed analizzate, è stata effettuata questa verifica per valutare se le strutture in questione dovessero essere considerate come strutture a nodi fissi o strutture a nodi mobili e quindi di conseguenza se considerare, per il loro dimensionamento definitivo, gli effetti del secondo ordine o se quest'ultimi possano essere trascurati.

Dall' analisi effettuata si nota che, seguendo la seguente formula, gli effetti del secondo ordine dovrebbero essere presi in conto anche per strutture di piccole dimensioni. Usando la formulazione proposta dalla norme tecniche *NTC 2008*, si evince che per una struttura avente un'altezza di piano pari a 3 metri costituita da una campata di 5 metri di *direzione x* e da due campate di 5 metri in *direzione y*, sarebbe necessario considerare gli effetti del secondo ordine, in quanto la struttura risulterebbe a nodi mobili, e quindi sarebbe necessario la disposizione di elementi di controvento.

E' necessario precisare che la suddetta formula fornita dalla normativa *NTC 2008* prevede di considerare come elementi irrigidenti di tutta la struttura solo gli elementi di controvento. Dall' osservazione di strutture esistenti si è notato che nella maggior parte dei casi, in strutture con tali dimensioni, non vengono inseriti elementi strutturali irrigidenti ( controventi ).

A partire da queste osservazioni si è deciso di utilizzare l' espressione precedente in via sperimentale, considerando come elementi strutturali irrigidenti i singoli pilastri dei telai. Qui di seguito non verranno riportate le verifiche effettuate, usando tale formula, per tutti gli edifici ( presenti invece in Appendice B ) ma viene riportato solo un caso studio, in particolare il caso della configurazione planimetrica 1 X 2. Tale verifica è stata effettuata nel caso in cui, l' edificio con tale configurazione planimetrica, fosse ad un piano, due piani, tre piani e quattro piani, Qui di seguito vengono riportati i calcoli effettuati per tali edifici ( Tabella 2.15 ):

1x2	Rigidezza della Sezione										
	$F_{v,Ed}$	$K_1$	$n_s$	L	P01	P02	P03	P04	P05	P06	SOM (EI)
	kN	[adi.]	[adi.]	[m]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]
1 Piano	822.16	0.31	1	3	9.5E+12	9.5E+12	9.5E+12	9.5E+12	9.5E+12	9.5E+12	5.7E+13
2 Piani	1682.73	0.31	2	6	9.5E+12	9.5E+12	9.5E+12	9.5E+12	9.5E+12	9.5E+12	5.7E+13
3 Piani	2599.19	0.31	3	9	9.5E+12	1.6E+13	9.5E+12	9.5E+12	1.6E+13	9.5E+12	7.0E+13
4 Piani	3577.25	0.31	4	12	9.5E+12	3.0E+13	9.5E+12	9.5E+12	3.0E+13	9.5E+12	9.8E+13

**Tabella 2.15** : Determinazioni dei parametri necessari per usufruire della formulazione proposta dalle norme tecniche *NTC 2008*.

Avendo valutato tutti i parametri necessari per l' utilizzo della formulazione si è passati all' utilizzo della stessa (Tabella 2.16 ):

1x2	VERIFICA			
	1 Piano	822.16	<	751.40
2 Piani	1682.73	<	271.34	Devo considerare gli effetti del secondo ordine
3 Piani	2599.19	<	175.92	Devo considerare gli effetti del secondo ordine
4 Piani	3577.25	<	151.21	Devo considerare gli effetti del secondo ordine

Tabella 2.16 : Verifica proposta dalle norme tecniche NTC 2008.

Quindi si può dedurre che anche per strutture relativamente piccole sarebbe necessario considerare gli effetti del secondo ordine se si considerassero come elementi irrigidenti delle strutture i soli pilastri.

Oltre ad analizzare edifici con un massimo di 4 piani, sono stati analizzati anche 3 edifici aventi configurazione planimetrica “7X7” e aventi un numero maggiore di piani; in particolare tali edifici presentano rispettivamente 6, 8 e 10 piani. I risultati ottenuti per tali edifici vengono riportati qui a seguire ( Tabella 2.17 ( a ) e Tabella 2.17 ( b ) ) :

7x7	Rigidezza della sezione									
	F <sub>V,Ed</sub>	K <sub>1</sub>	n <sub>s</sub>	L	P01	P02	P03	P04	P05	P06
	[kN]	[adi.]	[adi.]	[m]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]
6 Piani	116291.39	0.31	6	18.00	1.63E+13	3.03E+13	3.03E+13	3.03E+13	3.03E+13	3.03E+13
8 Piani	159022.79	0.31	8	24.00	3.03E+13	5.16E+13	5.16E+13	5.16E+13	5.16E+13	5.16E+13
10 Piani	206594.19	0.31	10	30.00	3.03E+13	1.26E+14	1.26E+14	1.26E+14	1.26E+14	1.26E+14
	F <sub>V,Ed</sub>	K <sub>1</sub>	n <sub>s</sub>	L	P07	P08	P09	P10	P11	P12
	[kN]	[adi.]	[adi.]	[m]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]
6 Piani	116291.39	0.31	6	18	3.03E+13	1.63E+13	3.03E+13	8.27E+13	8.27E+13	8.27E+13
8 Piani	159022.79	0.31	8	24	5.16E+13	3.03E+13	5.16E+13	1.26E+14	1.26E+14	1.26E+14
10 Piani	206594.19	0.31	10	30	1.26E+14	3.03E+13	1.26E+14	2.61E+14	2.61E+14	2.61E+14
	F <sub>V,Ed</sub>	K <sub>1</sub>	n <sub>s</sub>	L	P13	P14	P15	P16	P17	P18
	[kN]	[adi.]	[adi.]	[m]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]
6 Piani	116291.39	0.31	6	18	8.27E+13	8.27E+13	8.27E+13	3.03E+13	3.03E+13	8.27E+13
8 Piani	159022.79	0.31	8	24	1.26E+14	1.26E+14	1.26E+14	5.16E+13	5.16E+13	1.26E+14
10 Piani	206594.19	0.31	10	30	2.61E+14	2.61E+14	2.61E+14	1.26E+14	1.26E+14	2.61E+14
	F <sub>V,Ed</sub>	K <sub>1</sub>	n <sub>s</sub>	L	P19	P20	P21	P22	P23	P24
	[kN]	[adi.]	[adi.]	[m]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]
6 Piani	116291.39	0.31	6	18	5.16E+13	5.16E+13	5.16E+13	5.16E+13	8.27E+13	3.03E+13
8 Piani	159022.79	0.31	8	24	1.26E+14	1.26E+14	1.26E+14	1.26E+14	1.26E+14	5.16E+13
10 Piani	206594.19	0.31	10	30	1.85E+14	1.85E+14	1.85E+14	1.85E+14	2.61E+14	1.26E+14

Tabella 2.17 ( a ) : Determinazioni dei parametri necessari per usufruire della formulazione proposta dalle norme tecniche NTC 2008 per edifici a 6, 8 e 10 piani

					Rigidezza della sezione					
7x7	$F_{V,Ed}$	$K_1$	$n_s$	L	P25	P26	P27	P28	P29	P30
	[kN]	[adi.]	[adi.]	[m]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]
6 Piani	116291.39	0.31	6	18	3.03E+13	8.27E+13	5.16E+13	5.16E+13	5.16E+13	5.16E+13
8 Piani	159022.79	0.31	8	24	5.16E+13	1.26E+14	1.26E+14	1.26E+14	1.26E+14	1.26E+14
10 Piani	206594.19	0.31	10	30	1.26E+14	2.61E+14	1.85E+14	1.85E+14	1.85E+14	1.85E+14
	$F_{V,Ed}$	$K_1$	$n_s$	L	P31	P32	P33	P34	P35	P36
	[kN]	[adi.]	[adi.]	[m]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]
6 Piani	116291.39	0.31	6	18	8.27E+13	3.03E+13	3.03E+13	8.27E+13	5.16E+13	5.16E+13
8 Piani	159022.79	0.31	8	24	1.26E+14	5.16E+13	5.16E+13	1.26E+14	1.26E+14	1.26E+14
10 Piani	206594.19	0.31	10	30	2.61E+14	1.26E+14	1.26E+14	2.61E+14	1.85E+14	1.85E+14
	$F_{V,Ed}$	$K_1$	$n_s$	L	P37	P38	P39	P40	P41	P42
	[kN]	[adi.]	[adi.]	[m]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]
6 Piani	116291.39	0.31	6	18	5.16E+13	5.16E+13	8.27E+13	3.03E+13	3.03E+13	8.27E+13
8 Piani	159022.79	0.31	8	24	1.26E+14	1.26E+14	1.26E+14	5.16E+13	5.16E+13	1.26E+14
10 Piani	206594.19	0.31	10	30	1.85E+14	1.85E+14	2.61E+14	1.26E+14	1.26E+14	2.61E+14
	$F_{V,Ed}$	$K_1$	$n_s$	L	P43	P44	P45	P46	P47	P48
	[kN]	[adi.]	[adi.]	[m]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]
6 Piani	116291.39	0.31	6	18	5.16E+13	5.16E+13	5.16E+13	5.16E+13	8.27E+13	3.03E+13
8 Piani	159022.79	0.31	8	24	1.26E+14	1.26E+14	1.26E+14	1.26E+14	1.26E+14	5.16E+13
10 Piani	206594.19	0.31	10	30	1.85E+14	1.85E+14	1.85E+14	1.85E+14	2.61E+14	1.26E+14
	$F_{V,Ed}$	$K_1$	$n_s$	L	P49	P50	P51	P52	P53	P54
	[kN]	[adi.]	[adi.]	[m]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]
6 Piani	116291.39	0.31	6	18	3.03E+13	8.27E+13	5.16E+13	5.16E+13	5.16E+13	5.16E+13
8 Piani	159022.79	0.31	8	24	5.16E+13	1.26E+14	1.26E+14	1.26E+14	1.26E+14	1.26E+14
10 Piani	206594.19	0.31	10	30	1.26E+14	2.61E+14	2.61E+14	2.61E+14	2.61E+14	2.61E+14
	$F_{V,Ed}$	$K_1$	$n_s$	L	P55	P56	P57	P58	P59	P60
	[kN]	[adi.]	[adi.]	[m]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]
6 Piani	116291.39	0.31	6	18	8.27E+13	3.03E+13	1.63E+13	3.03E+13	3.03E+13	3.03E+13
8 Piani	159022.79	0.31	8	24	1.26E+14	5.16E+13	3.03E+13	5.16E+13	5.16E+13	5.16E+13
10 Piani	206594.19	0.31	10	30	2.61E+14	1.85E+14	3.03E+13	1.26E+14	1.26E+14	1.26E+14
	$F_{V,Ed}$	$K_1$	$n_s$	L	P61	P62	P63	P64	SOM (EI)	
	[kN]	[adi.]	[adi.]	[m]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	
6 Piani	116291.39	0.31	6	18	3.03E+13	3.03E+13	3.03E+13	1.63E+13	3.15E+15	
8 Piani	159022.79	0.31	8	24	5.16E+13	5.16E+13	5.16E+13	3.03E+13	5.90E+15	
10 Piani	206594.19	0.31	10	30	1.26E+14	1.26E+14	1.26E+14	3.03E+13	1.14E+16	

**Tabella 2.17 ( b )** : Determinazione dei parametri necessari per usufruire della formulazione proposta dalle norme tecniche NTC 2008 per edifici a 6, 8 e 10 piani

Avendo valutato tutti i parametri necessari per l' utilizzo della formulazione si è passati all' utilizzo della stessa (Tabella 2.18):

7x7	VERIFICA			
	6 Piani	116291.39	<	3423.39
8 Piani	159022.79	<	3454.75	Devo considerare gli effetti del secondo ordine
10 Piani	206594.19	<	4173.35	Devo considerare gli effetti del secondo ordine

**Tabella 2.18** : Verifica proposta dalle norme tecniche NTC 2008 per edifici a 6, 8 e 10 piani.

Si può dedurre dai risultati ottenuti, usando la sopradetta formulazione, che le strutture aventi configurazione planimetrica “7X7” a 6, 8 e 10 piani dovrebbero essere considerate come strutture a nodi mobili.

Nell’ *Eurocodice No.2*, per definire se una struttura sia a nodi mobili o a nodi fissi, viene proposta un’ ulteriore formulazione. In questo caso la classificazione non dipende esclusivamente dalla presenza o meno di elementi di controvento, ma la formulazione è predisposta in maniera tale da considerare anche solo i pilastri come elementi irrigidenti della struttura. Citando l’ *Eurocodice No. 2 A.3.2 (1)*:

“ *Posto che gli elementi di controvento siano distribuiti in modo ragionevolmente simmetrico nell’ ambito dell’ edificio, i telai controventanti possono essere classificati a nodi fissi se la rigidezza flessionale degli elementi di controvento soddisfa il criterio seguente*”:

$$\text{per } n \leq 3 : h_{tot} \sqrt{\frac{F_v}{E_{cm}I_c}} \leq 0.2 + 0.1n$$

$$\text{per } n \geq 4 : h_{tot} \sqrt{\frac{F_v}{E_{cm}I_c}} \leq 0.6$$

con:

- n = numero di piani;
- $h_{tot}$  = altezza totale della struttura in metri misurata dalla superficie superiore delle

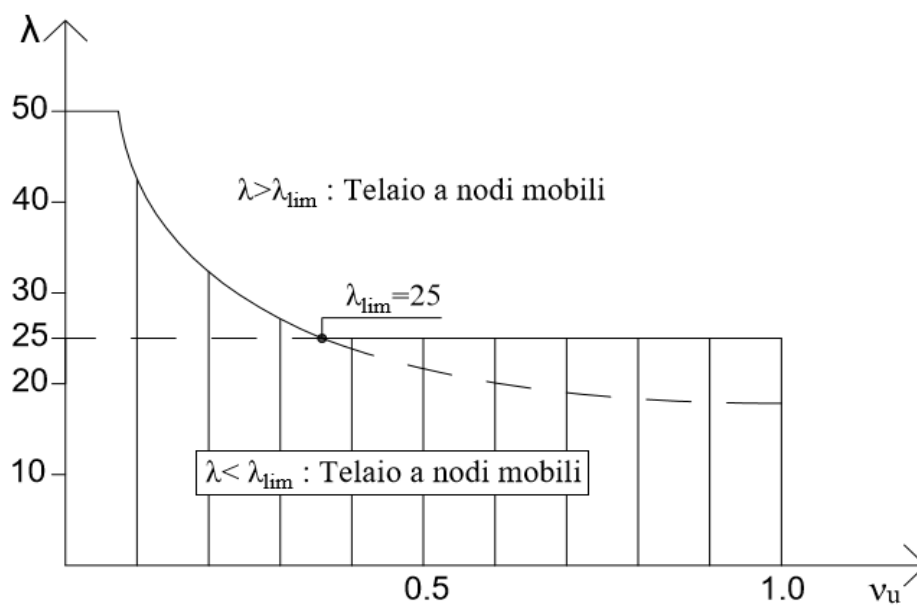
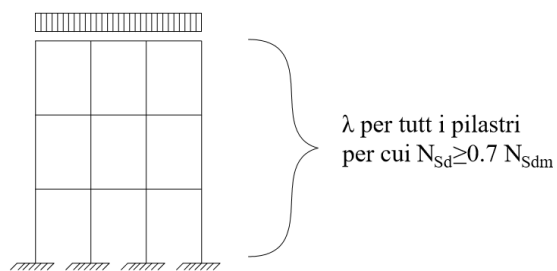
fondazione o da un sottostrato non deformabile;

- $E_{cm}I_c$  = somma delle rigidità flessionali nominali di tutti gli elementi verticali di controvento, come definiti in 4.3.5.3.2 (1), che agiscono nella direzione considerata. Negli elementi di controvento la tensione di trazione del calcestruzzo, sotto la combinazione di carico considerata nelle condizioni di servizio, non deve eccedere, di regola, il valore  $f_{ctk,0.05}$  definito in 3.1.2.3. Se la rigidità degli elementi di controvento è variabile lungo la loro altezza, si adotterà una rigidità equivalente;
- $F_v$  = somma di tutti i carichi verticali ( agenti sugli elementi di controvento e sugli elementi controventanti) in condizioni di esercizio ( cioè  $\gamma_F=1$ ).

Dal momento in cui le strutture da noi analizzate e predimensionate non presentano elementi di controvento, la prima formulazione fornita dal vecchio *Eurocodice 2* non può essere adoperata. Per tale motivo si richiama il punto *A.3.2 (3)* di tale normativa, il quale si riferisce al nostro caso specifico:

*“ I telai senza elementi di controvento possono essere considerati a nodi fissi se ciascun elemento verticale del telaio che resiste a più del | 70% | della forza assiale media  $N_{Sd,m} = \frac{\gamma_f F_v}{n}$  ( n indica il numero di elementi verticali in un piano) ha un rapporto di snellezza  $\lambda$  minore o uguale al più grande valore tra 25 o  $\frac{15}{\sqrt{v_u}}$  “*

Questi limiti di snellezza minima derivano dal *diagramma tensioni e deformazione* che rappresenta adeguatamente il comportamento reale del calcestruzzo ( Figura 2.5 ):



**Figura 2.5:** Diagramma Snellezza – Sforzo normale adimensionalizzato necessario per determinare i limiti di snellezza per gli elementi verticali.

Per valutare la snellezza  $\lambda$  dei singoli pilastri è stata adottata la formula proposta nel capitolo precedente:

$$\lambda = \frac{l_0}{\rho}$$

con:

- $l_0$  = lunghezza libera di inflessione dell' elemento strutturale;
- $\rho = \frac{I}{A}$  = raggio d'inezia della sezione nel piano preso in esame;



Il valore di  $l_0$  dipende dalle condizioni di vincolo della singola asta poste alla sua estremità, il relativo valore di  $l_0$  viene valutato attraverso la seguente formulazione:

$$l_0 = \beta * l$$

con:

- $\beta$ = coefficiente che dipende dalle condizioni vincolari e se la struttura considerata è controventata o non controventata;
- $l$  = lunghezza effettiva dell' asta.

Per valutare il coefficiente  $\beta$  ci si è riferiti alla formulazione espressa dall' *Eurocodice No.2*. Per elementi controventati:

$$l_0 = 0.5 * l * \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0.45 + k_1}\right) \left(1 + \frac{k_2}{0.45 + k_2}\right)}$$

Per elementi non controventati:

$$l_0 = l * \max \left\{ \sqrt{\left(1 + \frac{10k_1k_2}{k_2 + k_1}\right)}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\}$$

con:

- $k_1$  = coefficiente dipendete dal momento agente, dalla rotazione relativa destra o sinistra rispetto alla posizione della colonna e dalla rigidezza della colonna;

- $k_2$  = coefficiente dipendente dal momento agente, dalla rotazione relativa destra o sinistra rispetto alla posizione della colonna e dalla rigidezza della colonna;
- $l$  = lunghezza della colonna;

I valori di  $k_1$  e  $k_2$  sono stati valutati attraverso la formulazione esplicita nel capitolo precedente:

$$K = \frac{\left( \sum_{j=1}^2 \frac{EI}{l_j} \right)_{colonna}}{\left( \sum_{j=1}^n \alpha_j * \frac{EI}{l_j} \right)_{trave}}$$

Per una valutazione generale del coefficiente  $\beta$  ci si è posti nella condizione più critica, ovvero nel caso in cui ci si trovi nel dover valutare la lunghezza libera d' inflessione  $l_0$  delle colonne dell' ultimo piano, che in quanto nel vincolo di estremità superiore concorre una sola colonna e il minor numero di travi, il vincolo in se ha una minore rigidezza. Inoltre si è scelto di utilizzare la formulazione proposta per gli elementi controventati in quanto i telai sulla quale viene effettuata tale analisi hanno la caratteristica di presentare regolarità sia in pianta che in altezza, quindi utilizzare una formulazione per la determinazione della lunghezza libera d' inflessione  $l_0$  per strutture non controventate sarebbe stato eccessivamente cautelativo. Valutate le rigidezze delle travi e dei pilastri che concorrono nei due nodi ( Tabella 2.19 ):

$EI_{colonna,inf.}$	$EI_{colonna,sup.}$	$EI_{trave,dest.}$	$EI_{trave,sin.}$
9.45E+12	9.45E+12	1.63E+13	1.63E+13

**Tabella 2.19** : Calcolo relativo alle rigidezze degli elementi che concorrono nel nodo superiore e nel nodo inferiore della colonna.

Ricordando che l' altezza di interpiano  $l$  è pari a 3 metri, sono stati valutati i valori dei coefficienti  $k_1$  e  $k_2$  ( Tabella 2.20 ):

$k_1$	$k_2$
0.482	0.965

**Tabella 2.20** : Determinazione dei valori di  $k_1$  e  $k_2$ .

Ottenuti tali valori, conosciamo tutti i parametri per valutare la lunghezza libera di inflessione  $l_0$  utilizzando la formulazione proposta per strutture controventate e di conseguenza il coefficiente  $\beta$  ( Tabella 2.21 ):

$l_0$ [m]	$\beta$
2396.20	0.80

**Tabella 2.21** : Determinazione della lunghezza libera di inflessione  $l_0$  e del coefficiente  $\beta$ .

Tali valori sono stati usati per tutte le strutture analizzate.

Come valore di snellezza limite  $\lambda_{lim}$  si è tenuto conto che per valori di sforzo normale agenti relativamente piccoli quest' ultimo non assume più un valore pari a 25 ma un valore pari a:

$$\lambda_{lim} = \frac{15}{\sqrt{\nu_u}}$$

con:

- $\nu_u = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$  = sforzo normale agente adimensionalizzato.

L'ultimo parametro necessario per valutare il valore della forza assiale media  $N_{Sd,m} = \frac{\gamma_f F_v}{n}$  è il coefficiente  $\gamma_f$ . Tale coefficiente viene valutato attraverso la formulazione:

$$\gamma_f = \frac{p_{d,SLU}}{g_w + q_k}$$

con:

- $p_{d,SLU}$  = carico corrispondente alla condizione di S.L.U, quindi con coefficiente moltiplicativo dei carichi permanenti ( $g_w$ ) pari a 1,5 e coefficiente moltiplicativo dei carichi variabili pari a 1,3 ( $q_k$ );
- $g_w$  = carico corrispondente alla somma dei carichi permanenti portati e dei carichi permanenti portati;
- $q_k$  = carico corrispondente ai carichi variabili interni ( per edificio residenziale in questo caso).

Conoscendo il valore del carico permanente portato  $g_w$  pari a  $8,65 \frac{kN}{m^2}$  ( dato dalla somma del carico permanente portante  $g_{k0}$  pari a  $25 \frac{kN}{m^2}$  e del carico permanente portato  $g_{k1}$  pari a  $2,4 \frac{kN}{m^2}$  ) e il valore del carico variabile intero  $q_k$  per edifici destinati ad uso residenziale pari a  $2 \frac{kN}{m^2}$ , si è potuti risalire al valore di  $p_{d,SLU}$ :

$$p_{d,SLU} = 1,3 * (6,25 + 2,4) + 1,5 * (2,00) = 14,25 \frac{kN}{m^2}$$

Trovato tale valore si è passati alla determinazione del coefficiente  $\gamma_f$ :

$$\gamma_f = \frac{14.25}{10.65} = 1.33$$

Tale valore è stato assunto uguale per tutti gli edifici analizzati.

Qui di seguito non verranno riportate le verifiche effettuate per tutti gli edifici ( presenti invece in Appendice C ) per semplicità di trattazione, ma viene riportato solo un caso studio, in particolare il caso di una struttura avente configurazione planimetrica “1X2”. Lo stesso studio effettuato per la struttura avente un solo piano è stato riproposto per la stessa configurazione planimetrica ma avente 2, 3 e 4 piani. Qui di seguito vengono riportati i calcoli effettuati per tali edifici ( Tabella 2.22 ):

1x2	Parametri di Calcolo				
	$F_{V,Ed}$	$\gamma_F$	n	$N_{Sd,m}$	$0.7*N_{Sd,m}$
	[kN]	[adi.]	[adi.]	[kN]	[kN]
1 Piano	462.25	1.33	6	102.47	71.73
2 Piani	924.50	1.33	6	204.93	143.45
3 Piani	1386.75	1.33	6	307.40	215.18
4 Piani	1849.00	1.33	6	409.86	286.90

**Tabella 2.22** : Determinazioni dei parametri di calcolo.

Qui di seguito i valori di sforzo normale agente su ogni singolo pilastro ( Tabella 2.23 ):

1x2	Carico Agente sulla Sezione					
	P01	P02	P03	P04	P05	P06
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1 Piano	87.97	235.14	87.97	87.97	235.14	87.97
2 Piani	181.94	477.49	181.94	181.94	477.49	181.94
3 Piani	283.66	732.28	283.66	283.66	732.28	283.66
4 Piani	398.38	991.88	398.38	398.38	991.88	398.38

**Tabella 2.23** : Sforzi normali agenti su ogni singolo pilastro.

Le dimensioni dei pilastri, ottenuti dal predimensionamento effettuato precedentemente attraverso la procedura esplicita nel precedente paragrafo, sono riportate nelle seguenti Tabelle ( Tabella 2.24 (a), Tabella 2.24 (b), Tabella 2.24 (c), Tabella 2.24 (d)):

1x2	P1		P2		P3		P4		P5		P6	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25

**Tabella 2.24 ( a ):** Dimensioni pilastri per la configurazione planimetrica 1 X 2, edificio ad un piano.

1x2	P1		P2		P3		P4		P5		P6	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
Secondo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25

**Tabella 2.24 ( b ):** Dimensioni pilastri per la configurazione planimetrica 1 X 2, edificio a due piani.

1x2	P1		P2		P3		P4		P5		P6	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	30	25	30	30	30	25	30	25	30	30	30	25
Secondo Piano	30	25	30	30	30	25	30	25	30	30	30	25
Terzo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25

**Tabella 2.24 ( c ):** Dimensioni pilastri per la configurazione planimetrica 1 X 2, edificio a due piani.

1x2	P1		P2		P3		P4		P5		P6	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	30	25	35	35	30	25	30	25	35	35	30	25
Secondo Piano	30	25	35	35	30	25	30	25	35	35	30	25
Terzo Piano	30	25	30	30	30	25	30	25	30	25	30	25
Quarto Piano	30	25	30	30	30	25	30	25	30	25	30	25

**Tabella 2.24 ( d ):** Dimensioni pilastri per la configurazione planimetrica 1 X 2, edificio a due piani.

Conoscendo le dimensioni dei singoli pilastri e la loro relativa lunghezza libera d' inflessione  $l_0$  si è risaliti alle snellezze  $\lambda$  dei pilastri considerando le dimensioni che ciascuno assume alla base della struttura ( Tabella 2.25 ):

	Snellezza della Sezione					
1x2	P01	P02	P03	P04	P05	P06
	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$
1 Piano	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26
2 Piani	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26
3 Piani	33.26	27.71	33.26	33.26	27.71	33.26
4 Piani	33.26	23.75	33.26	33.26	23.75	33.26

**Tabella 2.25** : Determinazione della snellezza  $\lambda$  riferita ad ogni singolo pilastro.

Valutati i valori delle snellezze  $\lambda$  delle colonne è possibile valutare se quest' ultima risulta superiore o inferiore al valore di snellezza limite  $\lambda_{lim}$  ( Tabella 2.26 ) :

	Verifica					
1x2	P01	P02	P03	P04	P05	P06
	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$
1 Piano	SI	NO	SI	SI	NO	SI
2 Piani	SI	NO	SI	SI	NO	SI
3 Piani	NO	NO	NO	NO	NO	NO
4 Piani	NO	SI	NO	NO	SI	NO

**Tabella 2.26** : Verifica se la snellezza  $\lambda$  dei singolo pilastri è inferiore al valore di snellezza limite  $\lambda_{lim}$ .

Si può osservare, considerando l' edificio ad un piano, che il valore della snellezza  $\lambda$  dei pilastri P02 e P05 è superiore al valore della snellezza limite  $\lambda_{lim}$  , il che comporta che la struttura non può essere considerata a nodi fissi bensì a nodi mobili, ne segue che anche per strutture relativamente piccole si dovrebbero tenere in conto gli effetti del secondo ordine.

Come fatto per la formulazione precedente, gli stessi calcoli sono stati effettuati per la configurazione planimetrica "7 X 7" e avente numero di piani pari a 6, 8 e 10. Qui di seguito vengono riportati i calcoli effettuati per tali edifici ( Tabella 2.27 ):

7x7	Parametri di Calcolo				
	$F_{V,Ed}$	$\gamma_F$	n	$N_{Sd,m}$	$0.7*N_{Sd,m}$
	[kN]	[adi.]	[adi.]	[kN]	[kN]
6 Piano	22650.25	1.33	64.00	470.70	329.49
8 Piani	33975.38	1.33	64.00	706.05	494.24
10 Piani	45300.50	1.33	64.00	941.40	658.98

Tabella 2.27 : Determinazioni dei parametri di calco.

Qui di seguito i valori di sforzo normale agente su ogni singolo pilastro ( Tabella 2.28 ):

7x7	Carico Agente sulla Sezione							
	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07	P08
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
6 Piano	558.57	1173.48	1084.80	1084.80	1084.80	1084.80	1173.48	558.57
8 Piani	829.16	1639.24	1522.40	1522.40	1522.40	1522.40	1639.24	829.16
10 Piani	1144.75	2150.00	2005.00	2005.00	2005.00	2005.00	2150.00	1144.75
	P09	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
6 Piano	1173.48	2746.75	2519.70	2519.70	2519.70	2519.70	2746.75	1173.48
8 Piani	3709.99	3411.10	3411.10	3411.10	3411.10	3709.99	1639.24	1639.24
10 Piani	2150.00	4718.22	2150.00	4718.22	4347.50	4347.50	4718.22	2150.00
	P17	P18	P19	P20	P21	P22	P23	P24
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
6 Piano	1173.48	2519.70	2312.63	2312.63	2312.63	2312.63	2519.70	1084.80
8 Piani	3411.10	3411.10	3138.50	3138.50	3138.50	3138.50	3411.10	1522.40
10 Piani	2150.00	4347.50	4009.38	4009.38	4009.38	4347.50	2005.00	2005.00
	P25	P26	P27	P28	P29	P30	P31	P32
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
6 Piano	1084.80	2519.70	2312.63	2312.63	2312.63	2312.63	2527.01	1084.80
8 Piani	1522.40	3411.10	3138.50	3138.50	3138.50	3138.50	3420.85	1522.40
10 Piani	2005.00	4347.50	4009.38	4009.38	4009.38	4009.38	4359.69	2005.00
	P33	P34	P35	P36	P37	P38	P39	P40
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
6 Piano	1084.80	2527.01	2312.63	2312.63	2312.63	2365.13	2527.01	1084.80
8 Piani	1522.40	3420.85	3138.50	3138.50	3138.50	3138.50	3420.85	1522.40
10 Piani	2005.00	4359.69	4009.38	4009.38	4009.38	4009.38	4359.69	2005.00
	P41	P42	P43	P44	P45	P46	P47	P48
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
6 Piano	1084.80	2527.01	2312.63	2283.38	2312.63	2319.94	2527.01	1084.80
8 Piani	1522.40	3420.85	3138.50	3099.50	3138.50	3148.25	3420.85	1522.40
10 Piani	2005.00	4359.69	4009.38	3960.63	4009.38	4021.56	4359.69	2005.00
	P49	P50	P51	P52	P53	P54	P55	P56
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
6 Piano	1201.27	2746.75	2519.70	2483.14	2483.14	2527.01	2746.75	1173.48
8 Piani	1676.29	3709.99	3411.10	3362.35	3362.35	3420.85	3709.99	1639.24
10 Piani	2196.31	4718.22	4347.50	4286.56	4286.56	4359.69	4718.22	2150.00
	P57	P58	P59	P60	P61	P62	P63	P64
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
6 Piano	558.57	1164.71	1121.36	1084.80	1084.80	1084.80	1173.48	558.57
8 Piani	829.16	1627.54	1571.15	1522.40	1522.40	1522.40	1639.24	829.16
10 Piani	1144.75	2135.38	2065.94	2005.00	2005.00	2005.00	2150.00	2150.00

Tabella 2.28 : Sforzi normali agenti su ogni singolo pilastro.



Le dimensioni dei pilastri, ottenuti dal predimensionamento, sono riportate nelle seguenti Tabelle 2.29 (a), Tabella 2.29 ( b ) e Tabella 2.29 ( c ) :

7x7	P01		P02		P03		P04		P05		P06		P07		P8		P9		P10	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	30	30	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	30	30	35	35	45	45
Secondo Piano	30	30	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	30	30	35	35	45	45
Terzo Piano	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	35	35
Quarto Piano	25	25	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	25	30	30	35	35
Quinto Piano	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
Sesto Piano	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
	P11		P12		P13		P14		P15		P16		P17		P18		P19		P20	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	45	45	45	45	45	45	45	45	45	35	35	35	35	45	45	40	40	40	40	
	45	45	45	45	45	45	45	45	45	35	35	35	35	45	45	40	40	40	40	
	35	35	35	35	35	35	35	35	35	30	30	30	30	35	35	30	30	30	30	
	35	35	35	35	35	35	35	35	35	30	30	30	30	35	35	30	30	30	30	
	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	
	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	
	P21		P22		P23		P24		P25		P26		P27		P28		P29		P30	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	40	40	40	40	45	45	35	35	35	35	45	45	40	40	40	40	40	40	40	
	40	40	40	40	45	45	35	35	35	35	45	45	40	40	40	40	40	40	40	
	30	30	30	30	35	35	30	30	30	30	35	35	30	30	30	30	30	30	30	
	30	30	30	30	35	35	30	30	30	30	35	35	30	30	30	30	30	30	30	
	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	
	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	
	P31		P32		P33		P34		P35		P36		P37		P38		P39		P40	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	45	45	35	35	35	35	45	45	40	40	40	40	40	40	40	40	45	45	35	35
	45	45	35	35	35	35	45	45	40	40	40	40	40	40	40	40	45	45	35	35
	35	35	30	30	30	30	35	35	30	30	30	30	30	30	30	30	35	35	30	30
	35	35	30	30	30	30	35	35	30	30	30	30	30	30	30	30	35	35	30	30
	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
	P41		P42		P43		P44		P45		P46		P47		P48		P49		P50	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	35	35	45	45	40	40	40	40	40	40	40	40	45	45	35	35	35	35	45	45
	35	35	45	45	40	40	40	40	40	40	40	40	45	45	35	35	35	35	45	45
	30	30	35	35	30	30	30	30	30	30	30	30	35	35	30	30	30	30	35	35
	30	30	35	35	30	30	30	30	30	30	30	30	35	35	30	30	30	30	35	35
	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
	P51		P52		P53		P54		P55		P56		P57		P58		P59		P60	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	45	45	45	45	45	45	45	45	45	35	35	30	30	35	35	35	35	35	35	
	45	45	45	45	45	45	45	45	45	35	35	30	30	35	35	35	35	35	35	
	35	35	35	35	35	35	35	35	35	30	25	30	30	30	30	30	30	30	30	
	35	35	35	35	35	35	35	35	35	30	25	30	30	30	30	30	30	30	30	
	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	
	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	
	P61		P62		P63		P64													
	B	H	B	H	B	H	B	H												
	35	35	35	35	35	35	30	30												
	35	35	35	35	35	35	30	30												
	30	30	30	30	30	30	30	30												
	30	30	30	30	30	30	25	25												
	25	25	25	25	25	25	25	25												
	25	25	25	25	25	25	25	25												

Tabella 2.29 ( a ): Dimensioni pilastri per la configurazione planimetrica 7 X 7, edificio a sei piani.

7x7	P01		P02		P03		P04		P05		P06		P07		P08		P09		P10	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	35	35	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	35	35	40	40	50	50
Secondo Piano	35	35	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	35	35	40	40	50	50
Terzo Piano	30	30	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	30	30	35	35	45	45
Quarto Piano	30	30	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	30	30	35	35	45	45
Quinto Piano	25	25	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	25	25	30	30	35	35
Sesto Piano	25	25	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	25	25	30	30	35	35
Settimo Piano	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
Ottavo Piano	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
	P11		P12		P13		P14		P15		P16		P17		P18		P19		P20	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	40	40	40	40	50	50	50	50	50	50
	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	40	40	40	40	50	50	50	50	50	50
	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	35	35	35	35	45	45	45	45	45	45
	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	35	35	35	35	45	45	45	45	45	45
	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	30	30	30	30	35	35	35	35	35	35
	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	30	30	30	30	35	35	35	35	35	35
	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
	P21		P22		P23		P24		P25		P26		P27		P28		P29		P30	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	50	50	50	50	50	50	40	40	40	40	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50
	50	50	50	50	50	50	40	40	40	40	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50
	45	45	45	45	45	45	35	35	35	35	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
	45	45	45	45	45	45	35	35	35	35	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
	35	35	35	35	35	35	30	30	30	30	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35
	35	35	35	35	35	35	30	30	30	30	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35
	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
	P31		P32		P33		P34		P35		P36		P37		P38		P39		P40	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	50	50	40	40	40	40	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	40	40
	50	50	40	40	40	40	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	40	40
	45	45	35	35	35	35	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	35	35
	45	45	35	35	35	35	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	35	35
	35	35	30	30	30	30	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	30	30
	35	35	30	30	30	30	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	30	30
	25	25	25	25	30	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
	25	25	25	25	30	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
	P41		P42		P43		P44		P45		P46		P47		P48		P49		P50	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	40	40	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	40	40	40	40	50	50
	40	40	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	40	40	40	40	50	50
	35	35	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	35	35	35	35	45	45
	35	35	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	35	35	35	35	45	45
	30	30	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	30	30	30	30	35	35
	30	30	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	30	30	30	30	35	35
	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	30	25	25	25	25	25
	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	30	25	25	25	25	25
	P51		P52		P53		P54		P55		P56		P57		P58		P59		P60	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	40	40	35	35	40	40	40	40	40	40
	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	40	40	35	35	40	40	40	40	40	40
	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	35	35	30	30	35	35	35	35	35	35
	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	35	35	30	30	35	35	35	35	35	35
	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	30	30	30	25	30	30	30	30	30	30
	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	30	30	30	25	30	30	30	30	30	30
	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
	P61		P62		P63		P64													
	B	H	B	H	B	H	B	H												
	40	40	40	40	40	40	40	35	35											
	40	40	40	40	40	40	40	35	35											
	35	35	35	35	35	35	30	30												
	35	35	35	35	35	35	30	30												
	30	30	30	30	30	30	30	25												
	30	30	30	30	30	30	30	25												
	25	25	25	25	25	25	25	25												
	25	25	25	25	25	25	25	25												

Tabella 2.29 ( b ): Dimensioni pilastri per la configurazione planimetrica 7 X 7, edificio a otto piani.

7x7	P01		P02		P03		P04		P05		P06		P07		P08		P09		P10	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	35	35	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	35	35	50	50	60	60
Secondo Piano	35	35	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	35	35	50	50	60	60
Terzo Piano	35	35	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	35	35	40	40	55	55
Quarto Piano	35	35	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	35	35	40	40	55	55
Quinto Piano	30	30	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	30	30	40	40	45	45
Sesto Piano	30	30	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	30	30	40	40	45	45
Settimo Piano	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	35	35
Ottavo Piano	25	25	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	25	25	30	30	35	35
Nono Piano	25	25	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	25	25	30	30	25	25
Decimo Piano	25	25	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	25	25	30	30	25	25
P11	P12		P13		P14		P15		P16		P17		P18		P19		P20			
B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	
55	55	55	55	55	55	55	55	60	60	50	50	40	40	55	55	55	55	55	55	
55	55	55	55	55	55	55	55	60	60	50	50	40	40	55	55	55	55	55	55	
50	50	50	50	50	50	50	50	55	55	40	40	40	40	45	45	45	45	45	45	
50	50	50	50	50	50	50	50	55	55	40	40	35	35	45	45	45	45	45	45	
45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	40	40	35	35	35	35	35	35	35	35	
45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	40	40	30	30	35	35	35	35	35	35	
35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	30	30	30	30	35	35	35	35	35	35	
35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	30	30	30	30	35	35	35	35	35	35	
25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	30	30	25	25	25	25	25	25	25	25	
25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	30	30	25	25	25	25	25	25	25	25	
P21	P22		P23		P24		P25		P26		P27		P28		P29		P30			
B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	
55	55	55	55	55	55	40	40	40	40	55	55	55	55	55	55	55	55	55	55	
55	55	55	55	55	55	40	40	40	40	55	55	55	55	55	55	55	55	55	55	
45	45	45	45	45	45	40	40	40	40	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	
45	45	45	45	45	45	35	35	35	35	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	
35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	
35	35	35	35	35	35	30	30	30	30	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	
35	35	35	35	35	35	30	30	30	30	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	
35	35	35	35	35	35	30	30	30	30	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	
25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	
25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	
P31	P32		P33		P34		P35		P36		P37		P38		P39		P40			
B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	
55	55	45	45	45	45	55	55	55	55	55	55	55	55	55	55	55	55	45	45	
55	55	45	45	45	45	55	55	55	55	55	55	55	55	55	55	55	55	45	45	
45	45	40	40	40	40	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	40	40	
45	45	40	40	40	40	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	40	40	
35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	
35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	
35	35	30	30	30	30	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	30	30	
35	35	30	30	30	30	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	30	30	
25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	
25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	

Tabella 2.29 ( c-1 ): Dimensioni pilastri per la configurazione planimetrica 7 X 7, edificio a dieci piani.

7x7	P41		P42		P43		P44		P45		P46		P47		P48		P49		P50	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	45	45	55	55	55	55	55	55	55	55	55	55	55	55	45	45	45	45	60	60
Secondo Piano	45	45	55	55	55	55	55	55	55	55	55	55	55	55	45	45	45	45	60	60
Terzo Piano	40	40	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	40	40	40	40	55	55
Quarto Piano	40	40	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	40	40	40	40	55	55
Quinto Piano	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	45	45
Sesto Piano	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	45	45
Settimo Piano	30	30	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	30	30	30	30	35	35
Ottavo Piano	30	30	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	30	30	30	30	35	35
Nono Piano	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
Decimo Piano	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
	P51		P52		P53		P54		P55		P56		P57		P58		P59		P60	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	55	55	55	55	55	55	55	55	55	55	50	50	35	35	50	50	50	50	50	50
	55	55	55	55	55	55	55	55	55	55	50	50	35	35	50	50	50	50	50	50
	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	40	40	35	35	40	40	40	40	40	40
	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	40	40	35	35	40	40	40	40	40	40
	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	40	40	30	25	40	40	40	40	40	40
	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	40	40	30	25	40	40	40	40	40	40
	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	30	30	30	25	30	30	30	30	30	30
	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	30	30	30	25	30	30	30	30	30	30
	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	30	30	30	25	30	30	30	30	30	30
	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	30	30	30	25	30	30	30	30	30	30
	P61		P62		P63		P64													
	B	H	B	H	B	H	B	H												
	50	50	50	50	50	50	35	35												
	50	50	50	50	50	50	35	35												
	40	40	40	40	40	40	35	35												
	40	40	40	40	40	40	35	35												
	40	40	40	40	40	40	30	25												
	40	40	40	40	40	40	30	25												
	30	30	30	30	30	30	30	25												
	30	30	30	30	30	30	30	25												
	30	30	30	30	30	30	30	25												
	30	30	30	30	30	30	30	25												

Tabella 2.29 ( c-2 ): Dimensioni pilastri per la configurazione planimetrica 7 X 7, edificio a dieci piani.

Conoscendo le dimensioni dei singoli pilastri e la loro relativa lunghezza libera d' inflessione  $l_0$  si è risaliti alle snellezze  $\lambda$  dei pilastri, considerando le dimensioni che ciascuno assume alla base della struttura ( Tabella 2.30 ):

	Snellezza della Sezione							
7x7	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07	P08
	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$
6 Piani	27.71	23.75	23.75	23.75	23.75	23.75	23.75	27.71
8 Piani	23.75	20.78	20.78	20.78	20.78	20.78	20.78	23.75
10 Piani	23.75	16.63	16.63	16.63	16.63	16.63	16.63	23.75
	P09	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16
	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$
6 Piani	23.75	18.48	18.48	18.48	18.48	18.48	18.48	23.75
8 Piani	20.78	16.63	16.63	16.63	16.63	16.63	16.63	20.78
10 Piani	16.63	13.86	13.86	13.86	13.86	13.86	13.86	16.63
	P17	P18	P19	P20	P21	P22	P23	P24
	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$
6 Piani	23.75	18.48	20.78	20.78	20.78	20.78	20.78	18.48
8 Piani	20.78	16.63	16.63	16.63	16.63	16.63	16.63	16.63
10 Piani	16.63	13.86	15.12	15.12	15.12	15.12	15.12	13.86
	P25	P26	P27	P28	P29	P30	P31	P32
	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$
6 Piani	23.75	23.75	18.48	20.78	20.78	20.78	20.78	20.78
8 Piani	20.78	20.78	16.63	16.63	16.63	16.63	16.63	16.63
10 Piani	16.63	16.63	13.86	15.12	15.12	15.12	15.12	15.12
	P33	P34	P35	P36	P37	P38	P39	P40
	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$
6 Piani	18.48	23.75	23.75	18.48	20.78	20.78	20.78	20.78
8 Piani	16.63	20.78	20.78	16.63	16.63	16.63	16.63	16.63
10 Piani	13.86	16.63	16.63	13.86	15.12	15.12	15.12	15.12
	P41	P42	P43	P44	P45	P46	P47	P48
	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$
6 Piani	18.48	23.75	23.75	18.48	20.78	20.78	20.78	20.78
8 Piani	16.63	20.78	20.78	16.63	16.63	16.63	16.63	16.63
10 Piani	13.86	16.63	16.63	13.86	15.12	15.12	15.12	15.12
	P49	P50	P51	P52	P53	P54	P55	P56
	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$
6 Piani	18.48	23.75	23.75	18.48	20.78	20.78	20.78	20.78
8 Piani	16.63	20.78	20.78	16.63	16.63	16.63	16.63	16.63
10 Piani	13.86	16.63	16.63	13.86	15.12	15.12	15.12	15.12
	P57	P58	P59	P60	P61	P62	P63	P64
	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$
6 Piani	27.71	23.75	23.75	23.75	23.75	23.75	23.75	27.71
8 Piani	23.75	20.78	20.78	20.78	20.78	20.78	20.78	23.75
10 Piani	23.75	16.63	16.63	16.63	16.63	16.63	16.63	23.75

Tabella 2.30 : Determinazione della snellezza  $\lambda$  riferita ad ogni singolo pilastro.

Valutati i valori delle snellezze  $\lambda$  delle colonne è possibile valutare se quest' ultima risulta superiore o inferiore al valore di snellezza limite  $\lambda_{lim}$  ( Tabella 2.31 ) :

	Verifica							
7x7	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07	P08
	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$
6 Piani	NO	SI	SI	SI	SI	SI	SI	NO
8 Piani	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
10 Piani	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
	P09	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16
	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$
6 Piani	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
8 Piani	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
10 Piani	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
	P17	P18	P19	P20	P21	P22	P23	P24
	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$
6 Piani	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
8 Piani	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
10 Piani	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
	P25	P26	P27	P28	P29	P30	P31	P32
	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$
6 Piani	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
8 Piani	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
10 Piani	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
	P33	P34	P35	P36	P37	P38	P39	P40
	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$
6 Piani	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
8 Piani	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
10 Piani	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
	P41	P42	P43	P44	P45	P46	P47	P48
	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$
6 Piani	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
8 Piani	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
10 Piani	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
	P49	P50	P51	P52	P53	P54	P55	P56
	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$
6 Piani	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
8 Piani	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
10 Piani	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
	P57	P58	P59	P60	P61	P62	P63	P64
	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$
6 Piani	NO	SI	SI	SI	SI	SI	SI	NO
8 Piani	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
10 Piani	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI

Tabella 2.31 : Verifica se la snellezza  $\lambda$  dei singolo pilastri è inferiore al valore di snellezza limite  $\lambda_{lim}$ .

Si può notare che a differenza degli altri casi, in quanto le sezioni dei pilastri alla base degli edifici risultano essere maggiori dei casi precedenti, per gli edifici avente configurazione planimetrica “7X7 “ con 8 e 10 piani, la verifica è soddisfatta e quindi possono essere considerate come strutture a nodi fissi.

Si deduce che utilizzando sia la formulazione presente nelle norme tecniche *NTC 2008* e nell’*Eurocodice No.2*, per la classificazione delle strutture a nodi fissi o a nodi mobili, entrambe danno lo stesso risultato per tutte le strutture avente un massimo di 6 piani e avente qualsiasi configurazione planimetrica; per gli edifici aventi configurazione planimetrica “7X7” a 8 e 10 piani nascono delle discrepanze in termini di risultati e quindi per quanto riguarda la classificazione strutturale.





## Capitolo 3

# Analisi Strutturale

Lo scopo dell' analisi strutturale è quello di determinare le caratteristiche statiche ( sollecitazioni e tensioni) e le caratteristiche cinematiche ( spostamenti e deformazioni) in condizioni di esercizio e di stato limite ultimo della struttura nelle diverse situazioni di progetto ( persistente, transitoria e sismica).

Questa determinazione viene fatta sulla base di modelli ideali relativi alla:

- Geometria della struttura ( elementi monodimensionali, elementi bidimensionali, elementi tridimensionali );
- Comportamento dei materiali ( comportamento elastico lineare con o senza redistribuzione, comportamento plastico, comportamento non lineare);

Un' analisi strutturale classica non copre le zone di applicazione delle forze ( appoggi, carichi centrati nell' intersezione delle travi, nodi trave-solaio, travi-pilastro) e le zone dove abbiamo una variazione di sezione, in questi casi è necessario effettuare un analisi locale, abbandonando i risultati ottenuti per esempio con l' analisi di De Saint Venant.

Le azioni vengono applicate alla struttura in modo tale da produrre le massime sollecitazioni.

Le disposizioni di carico possono essere individuate tramite la teoria delle linee d' influenza.

Al fine di massimizzare le sollecitazioni vengono considerate diverse combinazioni di carico che consentono, campata per campata, di determinare il carico massimo e il carico minimo agente sulle singole campate. Vanno quindi tenute in conto le diverse disposizioni dei carichi, in modo da mas-

simizzare le sollecitazioni. L' *Eurocodice 2* fornisce delle semplificazioni per travi e piastre continue di edifici soggetti prevalentemente a carichi distribuiti ( Figura 3.1):

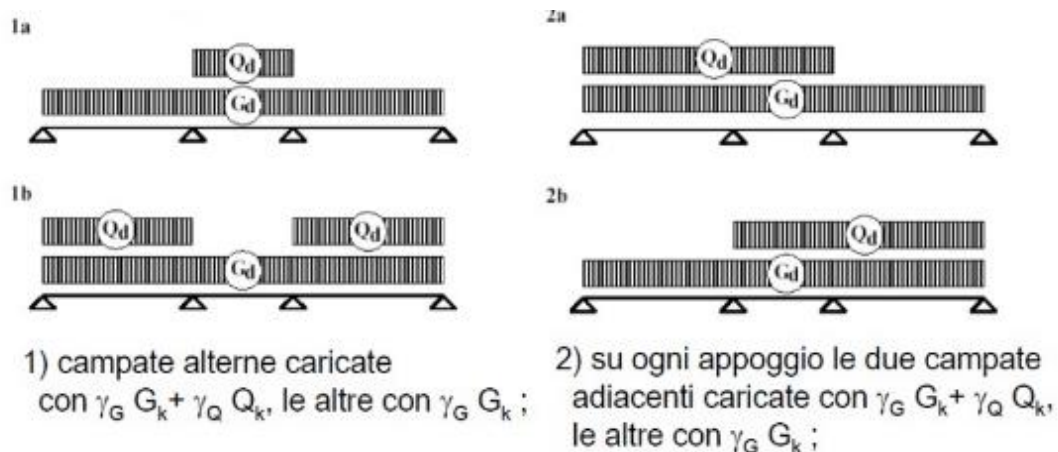


Figura 3.1 : Combinazioni dei carichi forniti dall' Eurocodice 2 per travi e piastre continue.

- Schema 1<sub>a</sub> e Schema 1<sub>b</sub>: carichi permanenti  $G_d$  su tutte le campate, carichi variabili  $Q_d$  applicati su campate alterne ( in maniera tale da ottenere le massime sollecitazioni in prossimità delle campate di mezzera);
- Schema 2<sub>a</sub> e Schema 2<sub>b</sub>: Carichi permanenti  $G_d$  su tutte le campate, carichi variabili  $Q_d$  applicati su due campate adiacenti ( in maniera tale da ottenere le massime sollecitazione sull' appoggio).

Queste sono le disposizioni di carico che si considerano per ottenere i massimi momenti negativi o positivi. Così facendo, una volta svolta l' analisi strutturale, si perviene ad un involucro delle sollecitazioni il quale non si ottiene tramite la somma di tutti i valori di momento, ma si ottiene dalle varie disposizioni di carico e ricercando il massimo carico positivo o negativo sezione per sezione. Questo comporta che alcune sezioni possano essere contemporaneamente, a seconda della disposizione di carico considerata, soggette a momento positivo e/o negativo.

Attraverso l' utilizzo di un programma di calcolo strutturale è possibile considerare tutte le combinazioni di carico allo scopo di produrre, su tutte le sezioni, il massimo momento ( positivo e negativo ) agente.

Nell' *Eurocodice 2* sono introdotte alcune semplificazioni per quanto riguarda l' analisi strutturale:

- Negli edifici, le deformazioni delle travi e delle solette dovute al taglio e alle forze normali, possono essere trascurate se esse sono minori del 10% di quelle dovute alla flessione; questo si verifica normalmente nel caso delle travi snelle e non si verifica nelle travi tozze, per le quali l' effetto del taglio non è trascurabile al fine del calcolo degli spostamenti;
- Si fa riferimento alle sollecitazioni del primo ordine, ovvero quelle del secondo ordine vengono trascurate, se questi sono inferiori del 10% a corrispondenti effetti del primo ordine ( la struttura è cioè considerata a nodi fissi);
- In generale solette e travi continue possono essere analizzate nell' ipotesi che gli appoggi non limitano la rotazione. Questo vuol dire che queste strutture si possono analizzare considerando nei vincoli di estremità, le possibilità di introdurre delle cerniere;
- Questa semplificazione è relativa alle situazione che si verificano in corrispondenza di un appoggio interno. In corrispondenza di un appoggio interno, il diagramma di momento flettente, ovvero una cuspidè ( punto angoloso ), che si verifica in quanto la forza risulta essere considerata concentrata in un punto, che rappresenta il punto di contatto del vincolo con l' elemento strutturale. Nella realtà questa reazione, non è

applicata tramite una forza concentrata, ma è applicata su una certa larghezza pari alla larghezza dell' appoggio( per appoggio in questo caso si intende un appoggio fisso);

Il generico programma di calcolo per effettuare un' analisi strutturale considererà che il carico permanente sarà sempre presente in tutte le campate; per il carico variabile, il programma stesso, andrà a considerare le infinite disposizioni di carico che consentiranno, insieme al carico permanente, di tracciare l' involucro massimo di momento, di sforzo normale e di taglio.

### **3.1 Analisi degli effetti del primo ordine**

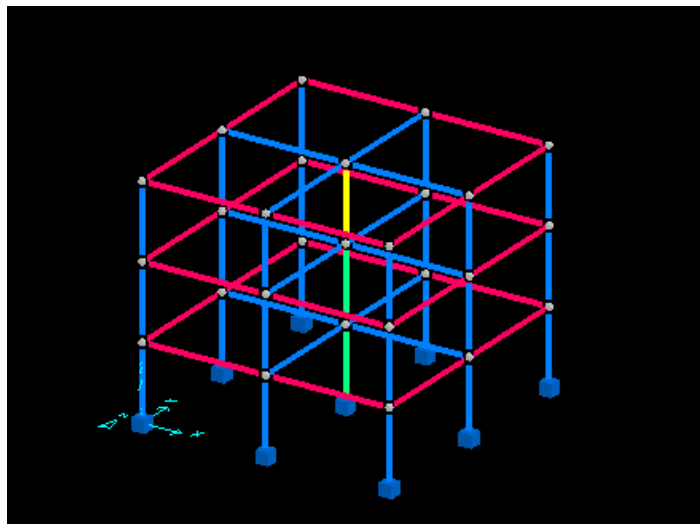
Giunti a questo punto dell' analisi si è cercato di capire quanto valessero quantitativamente gli effetti del secondo ordine per le strutture analizzate e se effettivamente quest' ultimi risultassero superiori al 10% delle sollecitazioni ottenute con un' analisi del primo ordine.

Per far quest' analisi (sia del primo ordine che del secondo ordine) si è scelto di utilizzare il programma di calcolo strutturale Dolmen ver. 17.

Sono stati riprodotti tutti i modelli delle configurazioni planimetriche predimensionate al fine di valutare effettivamente a quanto corrispondessero le sollecitazioni prodotte dagli effetti del secondo ordine.

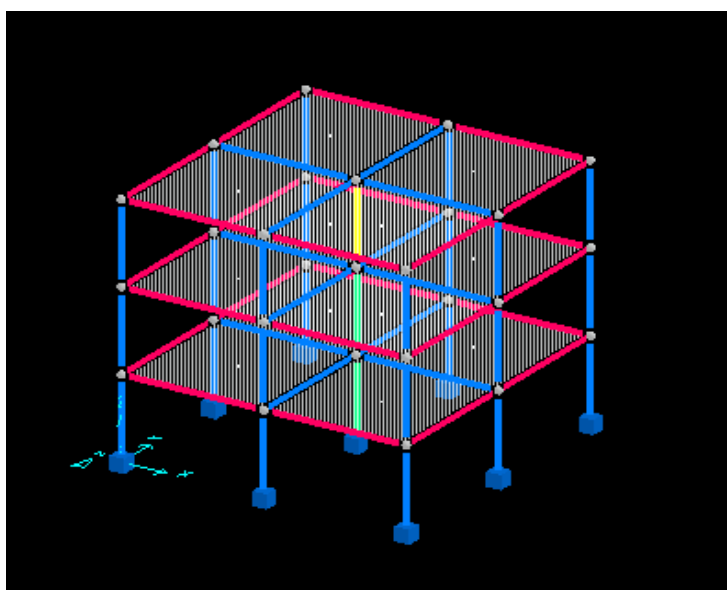
Tutti i modelli sono stati supportati incastrati alla base attraverso vincoli rigidi. Le dimensioni delle sezioni delle travi e dei pilastri sono stati modellati utilizzando i dati ottenuti dal predimensionamento. Si è deciso di colorare le aste corrispondenti ai pilastri e alle travi che hanno le stesse dimensioni in sezione dello stesso colore, in maniera tale di avere una facile comprensione del complesso strutturale al primo impatto visivo, si riporta qui di seguito il caso della configurazione planimetrica "2X2" avente tre piani, in questo caso le aste color blue corrispondono a sezioni rettangolari in calcestruzzo 25 cm x 30 cm, le aste color rosso corrispondono a sezioni quadrate in calcestruzzo 30 cm x

30 cm, le aste color verde corrispondono a sezioni quadrate in calcestruzzo 45 cm x 45 cm e le aste color giallo corrispondono a sezioni quadrate in calcestruzzo 35 cm x 35 cm ( Figura 3.2 ):



**Figura 3.2 :** Modello strutturale di un edificio a 3 piani  
avente configurazione planimetrica 2 X 2.

Per quanto riguarda il Solaio, quest' ultimo è stato modellato attraverso un guscio quadrangolare, in maniera tale da poter meglio esprimere il suo comportamento bidirezionale, in quanto costituito da un getto pieno in calcestruzzo ( Figura 3.3 ):



**Figura 3.3 :** Predisposizione dei pilastri attraverso gusci quadrangolari.

Per quanto riguarda i carichi è stato assegnato il peso proprio ad ogni elemento strutturale ( pilastri, travi e solaio). Il carico permanente portato  $g_{k1}$  pari a  $2,24 \frac{kN}{m^2}$  è stato modellato come carico distribuito agente sui gusci quadrangolari; la stessa operazione è stata effettuata per il carico variabile intero  $q_k$  pari a  $2 \frac{kN}{m^2}$  ( Immagine 3.4 (a) e Immagine 3.4 (b) ):

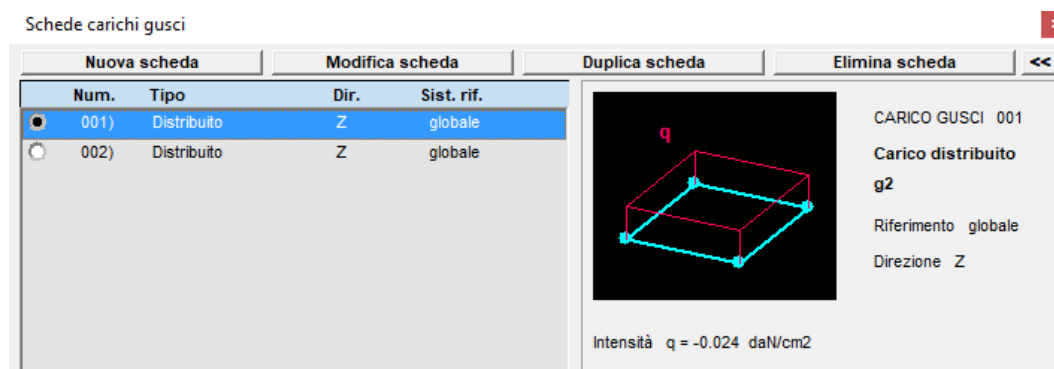


Figura 3.4 ( a ): Associazione del carico  $g_{k1}$  per i gusci.

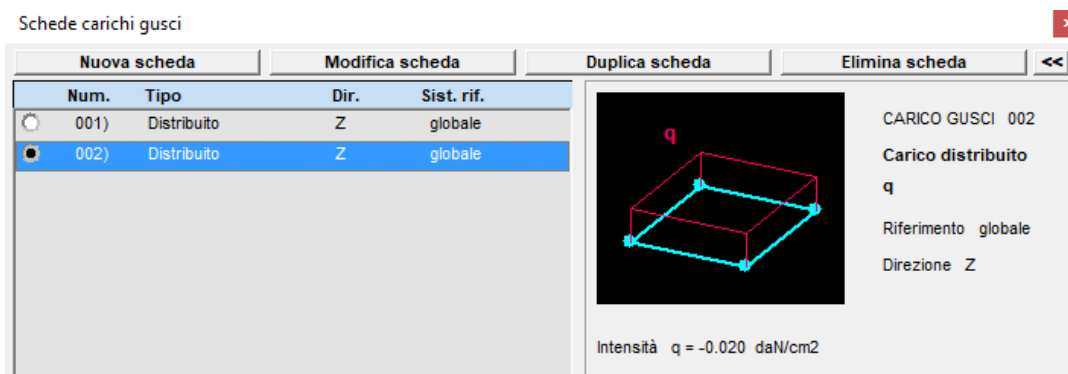


Figura 3.4 ( b ): Associazione del carico  $q_k$  per i gusci.

Le aste orizzontali esterne dell' edificio sono state caricate con carico distribuito nella *direzione* y al fine di simulare l' azione del vento. In particolare si è assunto per l' analisi di tutte le strutture che tale carico distribuito assumesse valore di  $0.66 \frac{kN}{m^2}$  nel caso in cui ci si trovasse in condizione di so-

pramento e di  $0.33 \frac{kN}{m^2}$  nel caso in cui ci si trovasse in condizione di sottovento ( valutato nel precedente capitolo ). Come carico orizzontale, oltre a considerare il carico dovuto all' azione del vento, è stato considerato anche il carico orizzontale dovuto alle imperfezioni geometriche degli elementi verticali calcolati precedentemente.

E' stato introdotto un piano infinitamente rigido all' altezza di ogni piano ( ovvero ogni 3 metri ), questo è stato possibile in quanto il solaio è interamente in calcestruzzo e avente un spessore di 25 cm, quindi capace di sostenere tale ipotesi ( Figura 3.5 ):

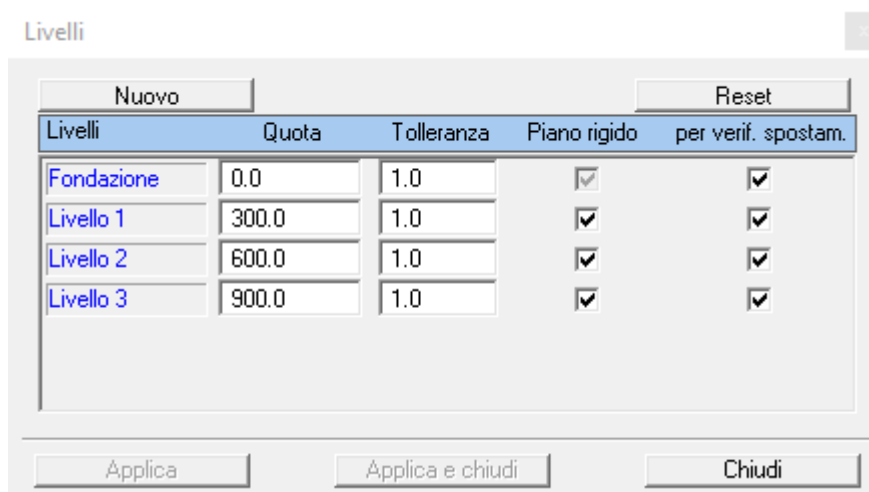


Figura 3.5: Definizione dei piani infinitamente rigidi.

Per quanto riguarda i casi di carico, sono stati usati tutti quelli proposti dalla *NTC 2008* escludendo il caso di S.L.U in presenza di sisma, in quanto non di rilevante importanza ai fini del nostro studio ( Figura 3.6 ) :

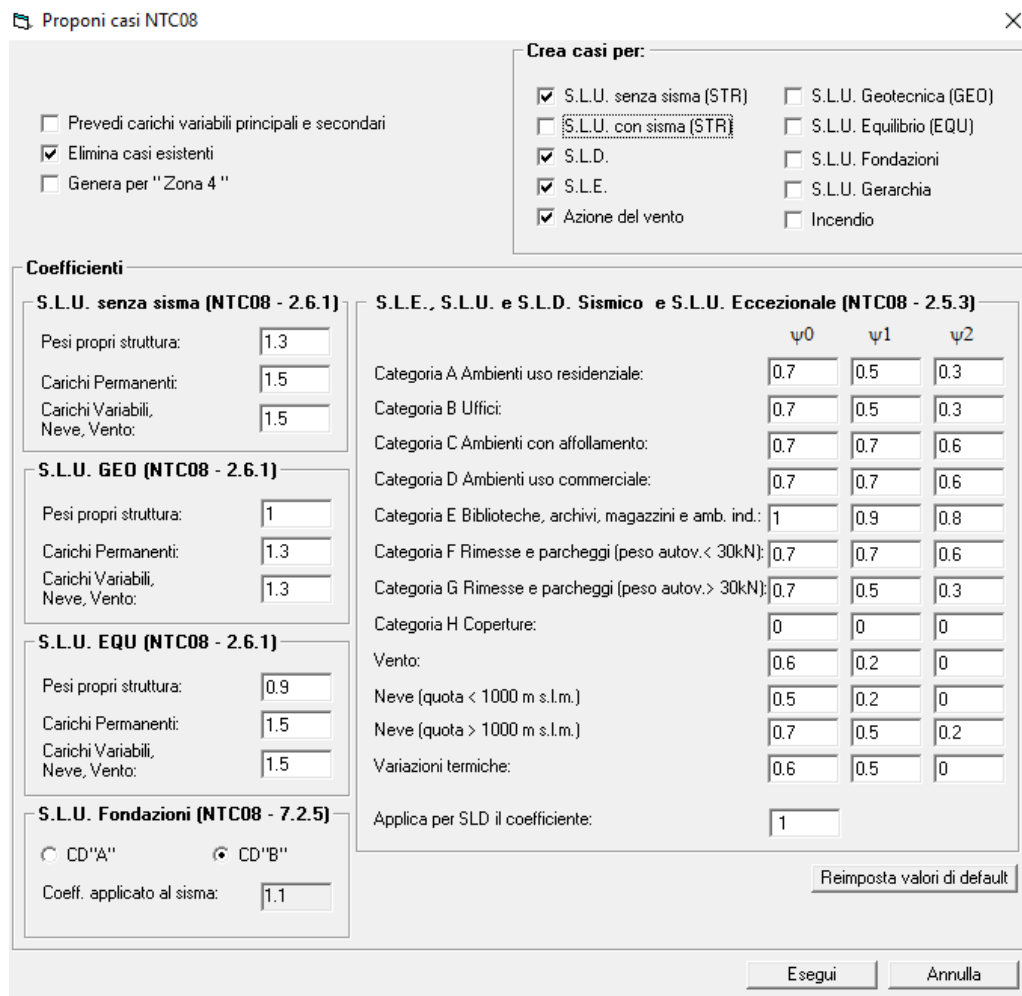


Figura 3.6: Definizione delle condizioni di carico proposte dalla NTC 2008.

Effettuando una prima analisi del primo ordine, attraverso il software, si sono potute valutare le azioni sollecitanti sulla struttura dovute ai carichi cioè: Taglio ( Figura 3.7 (a) ) Sforzo Normale ( Figura 3.7 (b) ) e Momento Flettente ( Figura 3.7 (c) ):



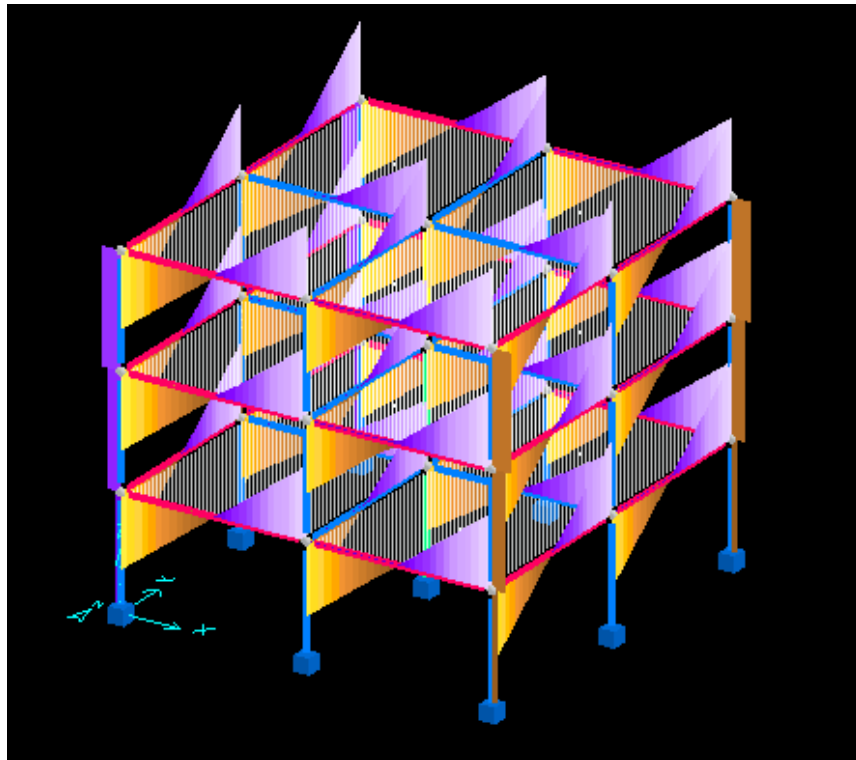


Figura 3.7 ( a ): Determinazione della sollecitazione Tagliante per l' edificio.

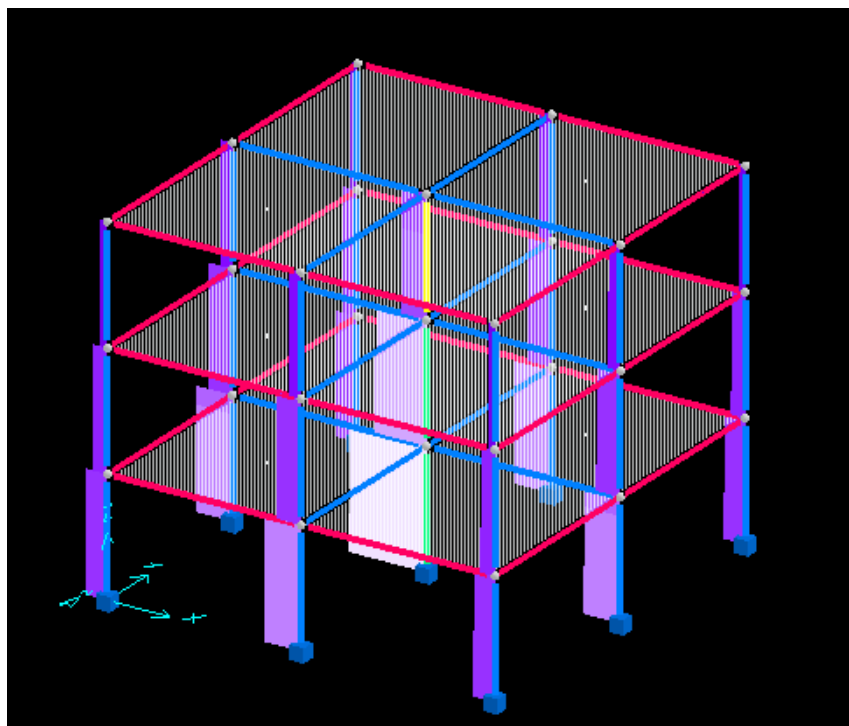


Figura 3.7 ( b ): Determinazione dello Sforzo Normale agente per l' edificio.

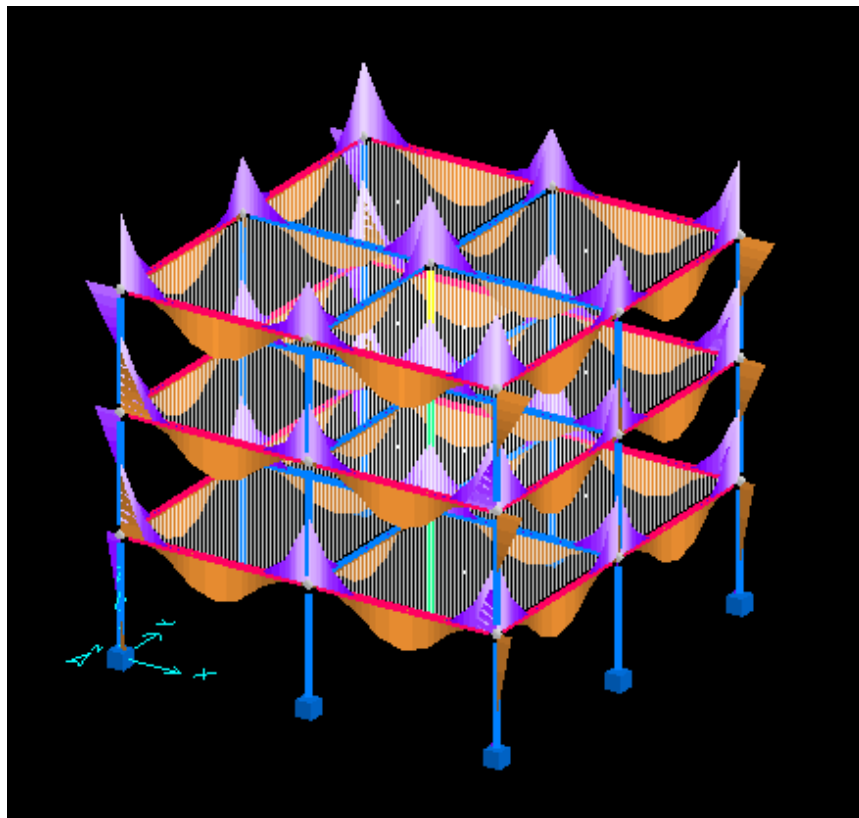


Figura 3.7 ( c ): Determinazione del Momento Flettente agente sull' edificio.

## 3.2 Analisi degli effetti del secondo ordine

Arrivati a questo punto dell' analisi ci si è posti il quesito di quanto valessero effettivamente gli effetti del secondo ordine per tutti gli edifici predimensionati.

Per valutare quantitativamente l' incremento delle sollecitazioni, corrispondente ad un' analisi considerando gli effetti del secondo ordine, si è deciso di utilizzare lo stesso programma di calcolo strutturale usato per effettuare l' analisi strutturale del primo ordine ovvero Dolmen ver. 17.

Questo programma di calcolo strutturale consente di valutare in maniera indiretta gli effetti del secondo ordine. In particolare quest' ultimo, attraverso una procedura iterativa, permette di valutare non l' effettivo valore delle sollecitazioni del secondo ordine bensì il rapporto tra il valore delle solle-

citazioni incrementate dagli effetti del secondo ordine e il valore delle sollecitazioni che si trovano effettuando un' analisi strutturale del primo ordine.

Questo rapporto viene calcolato in maniera iterativa fino a trovare dei valori con un percentuale di errore ammessa inferiore all' 0.001%, che per studi di questo tipo, è un margine di errore più che soddisfacente.

Tale rapporto è stato calcolato per tutti le configurazioni planimetriche che sono state predimensionate e analizzate attraverso un' analisi strutturale del primo ordine.

Questo modo di procedere ci permetterà di capire se le sollecitazioni prodotte dagli effetti del secondo ordine incrementano le sollecitazioni ottenute attraverso un' analisi del primo ordine per più del 10%. In tal caso, come sancisce l' *Eurocodice No.2* , gli effetti del secondo ordine devono essere considerati per il dimensionamento degli elementi strutturali.

Si ricordi che tutte le strutture sono state caricate orizzontalmente considerando sia il carico derivante dall' azione del vento che il carico derivante dalle imperfezioni geometriche degli elementi strutturali verticali.

Si riporta qui di seguito l' esempio del caso dell' edificio avente configurazione planimetrica "2X1" ad un piano con il fine di spiegare al meglio il modo di interpretare i risultati ottenuti ( Figura 3.8 ):

```
Triangolarizzazione
Equazioni      72
              72
Ciclo 1 - Errore 100.000% - D2/D1  1.000
Triangolarizzazione
Equazioni      72
              72
Ciclo 2 - Errore  0.510% - D2/D1  1.003
Triangolarizzazione
Equazioni      72
              72
Ciclo 3 - Errore  0.001% - D2/D1  1.003
Triangolarizzazione
Equazioni      72
              72
```

**Figura 3.8** : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 2 X 1 ad 1 piano.

Si può notare che il programma, con il fine di valutare il rapporto tra le sollecitazioni incrementate dagli effetti del secondo ordine e le sollecitazioni prodotte attraverso un' analisi strutturale del primo ordine, effettua tre Cicli iterativi ( questa procedura viene effettuata per tutte le configurazioni

planimetriche ), si può notare che accanto al numero del ciclo compare la voce Errore, la quale corrisponde alla percentuale di errore che si ha per il corrispettivo n-esimo ciclo iterativo. Si può notare, in questo caso, che per il terzo ciclo iterativo corrisponde una percentuale di errore pari allo 0.001%,

Accanto al valore della percentuale di errore commessa per l' n-esimo ciclo iterativo, compare la voce  $D2/D1$ , tale voce corrisponde al valore del rapporto tra le sollecitazioni incrementate dagli effetti del secondo ordine e le sollecitazioni prodotte attraverso un' analisi strutturale del primo ordine. In questo caso particolare si può notare che gli effetti del secondo ordine producono un incremento delle sollecitazioni ottenute attraverso un' analisi del primo ordine dello 0,3 %, il che significa che siamo ben lontani dal 10%, quindi gli effetti del secondo ordine possono essere del tutto trascurati durante il dimensionamento degli elementi strutturale.

Qui di seguito sono riportati i risultati ottenuti per tutte le configurazioni planimetriche ( da Figura 3.9 ( a ) a Figura 3.17 ( c ):

```

Ciclo 1 - Errore100.000% - D2/D1 1.000
Triangolarizzazione
Equazioni 108
          108
Ciclo 2 - Errore 1.314% - D2/D1 1.007
Triangolarizzazione
Equazioni 108
          108
Ciclo 3 - Errore 0.013% - D2/D1 1.007
Triangolarizzazione
Equazioni 108
          108
    
```

**Figura 3.9 ( a )** : Risultati ottenuti per la configurazione  
 planimetrica 2 X 1 a 2 piani.

```

Ciclo 1 - Errore100.000% - D2/D1 1.000
Triangolarizzazione
Equazioni 108
          108
Ciclo 2 - Errore 0.735% - D2/D1 1.004
Triangolarizzazione
Equazioni 108
          108
Ciclo 3 - Errore 0.008% - D2/D1 1.004
Triangolarizzazione
Equazioni 108
          108
    
```

**Figura 3.10 ( a )** : Risultati ottenuti per la configurazione  
 planimetrica 2 X 2 ad 1 piano.

```

Ciclo 1 - Errore100.000% - D2/D1 1.000
Triangolarizzazione
Equazioni 144
          144
Ciclo 2 - Errore 1.679% - D2/D1 1.009
Triangolarizzazione
Equazioni 144
          144
Ciclo 3 - Errore 0.016% - D2/D1 1.009
Triangolarizzazione
Equazioni 144
          144
    
```

**Figura 3.9 ( b )** : Risultati ottenuti per la configurazione  
 planimetrica 2 X 1 a 3 piani.

```

Ciclo 1 - Errore100.000% - D2/D1 1.000
Triangolarizzazione
Equazioni 162
          162
Ciclo 2 - Errore 1.256% - D2/D1 1.006
Triangolarizzazione
Equazioni 162
          162
Ciclo 3 - Errore 0.018% - D2/D1 1.006
Triangolarizzazione
Equazioni 162
          162
    
```

**Figura 3.10 ( b )** : Risultati ottenuti per la configurazione  
 planimetrica 2 X 2 a 2 piani.

```

Ciclo 1 - Errore100.000% - D2/D1 1.000
Triangolarizzazione
Equazioni 180
          180
Ciclo 2 - Errore 2.919% - D2/D1 1.015
Triangolarizzazione
Equazioni 180
          180
Ciclo 3 - Errore 0.049% - D2/D1 1.015
Triangolarizzazione
Equazioni 180
          180
    
```

**Figura 3.9 ( c )** : Risultati ottenuti per la configurazione  
 planimetrica 2 X 1 a 4 piani.

```

Ciclo 1 - Errore100.000% - D2/D1 1.000
Triangolarizzazione
Equazioni 216
          216
Ciclo 2 - Errore 2.095% - D2/D1 1.011
Triangolarizzazione
Equazioni 216
          216
Ciclo 3 - Errore 0.052% - D2/D1 1.011
Triangolarizzazione
Equazioni 216
          216
    
```

**Figura 3.10 ( c )** : Risultati ottenuti per la configurazione  
 planimetrica 2 X 2 a 3 piani.

```
Ciclo 1 - Errore100.000% - D2/D1 1.000
Triangolarizzazione
Equazioni 270
270
Ciclo 2 - Errore 1.477% - D2/D1 1.007
Triangolarizzazione
Equazioni 270
270
Ciclo 3 - Errore 0.022% - D2/D1 1.008
Triangolarizzazione
Equazioni 270
270
```

**Figura 3.10 ( d )** : Risultati ottenuti per la configurazione  
planimetrica 2 X 2 a 4 piani.

```
Ciclo 1 - Errore100.000% - D2/D1 1.000
Triangolarizzazione
Equazioni 360
360
Ciclo 2 - Errore 1.971% - D2/D1 1.010
Triangolarizzazione
Equazioni 360
360
Ciclo 3 - Errore 0.030% - D2/D1 1.010
Triangolarizzazione
Equazioni 360
360
```

**Figura 3.11 ( c )** : Risultati ottenuti per la configurazione  
planimetrica 2 X 4 a 3 piani.

```
Ciclo 1 - Errore100.000% - D2/D1 1.000
Triangolarizzazione
Equazioni 180
180
Ciclo 2 - Errore 1.437% - D2/D1 1.007
Triangolarizzazione
Equazioni 180
180
Ciclo 3 - Errore 0.017% - D2/D1 1.007
Triangolarizzazione
Equazioni 180
180
```

**Figura 3.11 ( a )** : Risultati ottenuti per la configurazio-  
ne planimetrica 2 X 4 ad 1 piano.

```
Ciclo 1 - Errore100.000% - D2/D1 1.000
Triangolarizzazione
Equazioni 450
450
Ciclo 2 - Errore 2.063% - D2/D1 1.010
Triangolarizzazione
Equazioni 450
450
Ciclo 3 - Errore 0.034% - D2/D1 1.011
Triangolarizzazione
Equazioni 450
450
```

**Figura 3.11 ( d )** : Risultati ottenuti per la configurazione  
planimetrica 2 X 4 a 4 piani.

```
Ciclo 1 - Errore100.000% - D2/D1 1.000
Triangolarizzazione
Equazioni 270
270
Ciclo 2 - Errore 2.378% - D2/D1 1.012
Triangolarizzazione
Equazioni 270
270
Ciclo 3 - Errore 0.044% - D2/D1 1.012
Triangolarizzazione
Equazioni 270
270
```

**Figura 3.11 ( b )** : Risultati ottenuti per la configurazione  
planimetrica 2 X 4 a 2 piani.

```
Ciclo 1 - Errore100.000% - D2/D1 1.000
Triangolarizzazione
Equazioni 192
192
Ciclo 2 - Errore 1.739% - D2/D1 1.009
Triangolarizzazione
Equazioni 192
192
Ciclo 3 - Errore 0.031% - D2/D1 1.009
Triangolarizzazione
Equazioni 192
192
```

**Figura 3.12 ( a )** : Risultati ottenuti per la configurazione  
planimetrica 3 X 3 ad 1 piano.

```
Ciclo 1 - Errore100.000% - D2/D1 1.000
Triangolarizzazione
Equazioni 288
288
Ciclo 2 - Errore 2.049% - D2/D1 1.010
Triangolarizzazione
Equazioni 288
288
Ciclo 3 - Errore 0.045% - D2/D1 1.011
Triangolarizzazione
Equazioni 288
288
```

**Figura 3.12 ( b )** : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 3 a 2 piani.

```
Ciclo 1 - Errore100.000% - D2/D1 1.000
Triangolarizzazione
Equazioni 480
480
Ciclo 2 - Errore 2.501% - D2/D1 1.013
Triangolarizzazione
Equazioni 480
480
Ciclo 3 - Errore 0.076% - D2/D1 1.013
Triangolarizzazione
Equazioni 480
480
```

**Figura 3.13 ( a )** : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 4 ad 1 piano.

```
Ciclo 1 - Errore100.000% - D2/D1 1.000
Triangolarizzazione
Equazioni 384
384
Ciclo 2 - Errore 2.329% - D2/D1 1.012
Triangolarizzazione
Equazioni 384
384
Ciclo 3 - Errore 0.060% - D2/D1 1.012
Triangolarizzazione
Equazioni 384
384
```

**Figura 3.12 ( c )** : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 3 a 3 piani.

```
Ciclo 1 - Errore100.000% - D2/D1 1.000
Triangolarizzazione
Equazioni 360
360
Ciclo 2 - Errore 1.454% - D2/D1 1.007
Triangolarizzazione
Equazioni 360
360
Ciclo 3 - Errore 0.029% - D2/D1 1.007
Triangolarizzazione
Equazioni 360
360
```

**Figura 3.13 ( b )** : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 4 a 2 piani.

```
Ciclo 1 - Errore100.000% - D2/D1 1.000
Triangolarizzazione
Equazioni 480
480
Ciclo 2 - Errore 2.501% - D2/D1 1.013
Triangolarizzazione
Equazioni 480
480
Ciclo 3 - Errore 0.076% - D2/D1 1.013
Triangolarizzazione
Equazioni 480
480
```

**Figura 3.12 ( d )** : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 3 a 4 piani.

```
Ciclo 1 - Errore100.000% - D2/D1 1.000
Triangolarizzazione
Equazioni 480
480
Ciclo 2 - Errore 1.950% - D2/D1 1.010
Triangolarizzazione
Equazioni 480
480
Ciclo 3 - Errore 0.043% - D2/D1 1.010
Triangolarizzazione
Equazioni 480
480
```

**Figura 3.13 ( c )** : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 4 ad 3 piani.

```
Ciclo 1 - Errore100.000% - D2/D1 1.000
Triangolarizzazione
Equazioni 600
600
Ciclo 2 - Errore 1.962% - D2/D1 1.010
Triangolarizzazione
Equazioni 600
600
Ciclo 3 - Errore 0.050% - D2/D1 1.010
Triangolarizzazione
Equazioni 600
600
```

**Figura 3.13 ( d )** : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 4 a 4 piani.

```
Ciclo 1 - Errore100.000% - D2/D1 1.000
Triangolarizzazione
Equazioni 720
720
Ciclo 2 - Errore 2.233% - D2/D1 1.011
Triangolarizzazione
Equazioni 720
720
Ciclo 3 - Errore 0.055% - D2/D1 1.012
Triangolarizzazione
Equazioni 720
720
```

**Figura 3.14 ( c )** : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 5 a 3 piani.

```
Ciclo 1 - Errore100.000% - D2/D1 1.000
Triangolarizzazione
Equazioni 288
288
Ciclo 2 - Errore 1.379% - D2/D1 1.007
Triangolarizzazione
Equazioni 288
288
Ciclo 3 - Errore 0.019% - D2/D1 1.007
Triangolarizzazione
Equazioni 288
288
```

**Figura 3.14 ( a )** : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 5 ad 1 piano.

```
Ciclo 1 - Errore100.000% - D2/D1 1.000
Triangolarizzazione
Equazioni 576
576
Ciclo 2 - Errore 2.102% - D2/D1 1.011
Triangolarizzazione
Equazioni 576
576
Ciclo 3 - Errore 0.046% - D2/D1 1.011
Triangolarizzazione
Equazioni 576
576
```

**Figura 3.14 ( d )** : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 5 a 4 piani.

```
Ciclo 1 - Errore100.000% - D2/D1 1.000
Triangolarizzazione
Equazioni 432
432
Ciclo 2 - Errore 1.890% - D2/D1 1.010
Triangolarizzazione
Equazioni 432
432
Ciclo 3 - Errore 0.036% - D2/D1 1.010
Triangolarizzazione
Equazioni 432
432
```

**Figura 3.14 ( b )** : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 5 a 2 piani.

```
Ciclo 1 - Errore100.000% - D2/D1 1.000
Triangolarizzazione
Equazioni 336
336
Ciclo 2 - Errore 1.665% - D2/D1 1.008
Triangolarizzazione
Equazioni 336
336
Ciclo 3 - Errore 0.024% - D2/D1 1.009
Triangolarizzazione
Equazioni 336
336
```

**Figura 3.15 ( a )** : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 6 ad 1 piano.



```
Ciclo 1 - Errore100.000% - D2/D1 1.000
Triangolarizzazione
Equazioni 504
504
Ciclo 2 - Errore 2.152% - D2/D1 1.011
Triangolarizzazione
Equazioni 504
504
Ciclo 3 - Errore 0.041% - D2/D1 1.011
Triangolarizzazione
Equazioni 504
504
```

**Figura 3.15 ( b )** : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 6 a 2 piani.

```
Ciclo 1 - Errore100.000% - D2/D1 1.000
Triangolarizzazione
Equazioni 384
384
Ciclo 2 - Errore 1.844% - D2/D1 1.009
Triangolarizzazione
Equazioni 384
384
Ciclo 3 - Errore 0.027% - D2/D1 1.009
Triangolarizzazione
Equazioni 384
384
```

**Figura 3.16 ( a )** : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 7 ad 1 piano.

```
Ciclo 1 - Errore100.000% - D2/D1 1.000
Triangolarizzazione
Equazioni 672
672
Ciclo 2 - Errore 2.359% - D2/D1 1.012
Triangolarizzazione
Equazioni 672
672
Ciclo 3 - Errore 0.051% - D2/D1 1.012
Triangolarizzazione
Equazioni 672
672
```

**Figura 3.15 ( c )** : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 6 a 3 piani.

```
Ciclo 1 - Errore100.000% - D2/D1 1.000
Triangolarizzazione
Equazioni 576
576
Ciclo 2 - Errore 2.296% - D2/D1 1.012
Triangolarizzazione
Equazioni 576
576
Ciclo 3 - Errore 0.044% - D2/D1 1.012
Triangolarizzazione
Equazioni 576
576
```

**Figura 3.16 ( b )** : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 7 a 2 piani.

```
Ciclo 1 - Errore100.000% - D2/D1 1.000
Triangolarizzazione
Equazioni 840
840
Ciclo 2 - Errore 2.488% - D2/D1 1.013
Triangolarizzazione
Equazioni 840
840
Ciclo 3 - Errore 0.061% - D2/D1 1.013
Triangolarizzazione
Equazioni 840
840
```

**Figura 3.15 ( d )** : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 6 a 4 piani.

```
Ciclo 1 - Errore100.000% - D2/D1 1.000
Triangolarizzazione
Equazioni 768
768
Ciclo 2 - Errore 2.497% - D2/D1 1.013
Triangolarizzazione
Equazioni 768
768
Ciclo 3 - Errore 0.054% - D2/D1 1.013
Triangolarizzazione
Equazioni 768
768
```

**Figura 3.16 ( c )** : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 7 a 3 piani.

```
Ciclo 1 - Errore100.000% - D2/D1 1.000  
Triangolarizzazione  
Equazioni 960  
960  
Ciclo 2 - Errore 2.499% - D2/D1 1.013  
Triangolarizzazione  
Equazioni 960  
960  
Ciclo 3 - Errore 0.061% - D2/D1 1.013  
Triangolarizzazione  
Equazioni 960  
960
```

Figura 3.16 ( d ) : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 3 X 7 a 4 piani.

```
Ciclo 1 - Errore100.000% - D2/D1 1.000  
Triangolarizzazione  
Equazioni 2688  
2688  
Ciclo 2 - Errore 1.668% - D2/D1 1.008  
Triangolarizzazione  
Equazioni 2688  
2688  
Ciclo 3 - Errore 0.082% - D2/D1 1.009  
Triangolarizzazione  
Equazioni 2688  
2688
```

Figura 3.17 ( a ) : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 7 X 7 a 6 piani.

```
Ciclo 1 - Errore100.000% - D2/D1 1.000  
Triangolarizzazione  
Equazioni 3456  
3456  
Ciclo 2 - Errore 1.828% - D2/D1 1.009  
Triangolarizzazione  
Equazioni 3456  
3456  
Ciclo 3 - Errore 0.084% - D2/D1 1.010  
Triangolarizzazione  
Equazioni 3456  
3456
```

Figura 3.17 ( b ) : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 7 X 7 a 8 piani.

```
Ciclo 1 - Errore 100.000% - D2/D1 1.000
Triangolarizzazione
Equazioni 4224
4224
Ciclo 2 - Errore 1.814% - D2/D1 1.009
Triangolarizzazione
Equazioni 4224
4224
Ciclo 3 - Errore 0.096% - D2/D1 1.010
Triangolarizzazione
Equazioni 4224
4224
```

**Figura 3.17 ( a )** : Risultati ottenuti per la configurazione planimetrica 7 X 7 a 10 piani.

Dai risultati ottenuti si può dedurre che per tutti gli edifici considerati l' incremento delle sollecitazioni dovuti all' aggiunta degli effetti del secondo ordine risultano inferiori all' 1,5% ; in quanto questo incremento risulta inferiore al 10% delle sollecitazioni calcolate con la teoria del primo ordine quindi, per tali edifici, non sarebbe necessario considerare gli effetti del secondo ordine per il dimensionamento degli elementi strutturali.

Per gli edifici con configurazione planimetrica “ 7 X 7 “ aventi piani superiori a 4 si può notare che non vi è nessuno aumento in termini di incremento percentuale rispetto agli altri edifici, probabilmente questo è dovuto al fatto che le strutture presentano una pianta quadrata regolare ed un ‘ elevato numero di pilastri. L' elevato numero di pilastri comporta che il carico orizzontale dovuto all' imperfezioni geometriche, degli elementi verticale, assume un valore basso rispetto a quello che assume nelle altre strutture. Anche per queste strutture, l' incremento risulta inferiore al 10% delle sollecitazioni calcolate con la teoria del primo ordine quindi non sarebbe necessario considerare gli effetti del secondo ordine per il dimensionamento degli elementi strutturali.



# Conclusioni

Ricapitolando, nella prima fase di questo lavoro sono stati predimensionati 39 edifici aventi simile configurazione planimetrica e regolarità, successivamente sono state utilizzate le formulazioni proposte dall' *Eurocodice No.2* e della *norma tecnica NTC 2008* in maniera tale da comprendere se tali edifici dovrebbero essere considerati come strutture a nodi fissi o strutture a nodi mobili ( quindi se non considerare gli effetti del secondo ordine durante la fase di dimensionamento degli elementi strutturali o considerarli ).

Dai risultati ottenuti si deduce che per la formulazione dell' *Eurocodice No.2*, che per la formulazione proposta dalla *normativa NTC 2008*, tutte le strutture sono classificate come strutture a nodi mobili tranne gli edifici aventi configurazione planimetrica "7X7" ad 8 e 10 piani ( per quest' ultimi la formulazione proposta dall' *Eurocodice No.2* prevede che questi edifici vengano considerati come strutture a nodi fissi ), il che implicherebbe considerare gli effetti del secondo ordine durante la fase di dimensionamento degli elementi strutturali.

I risultati ottenuti attraverso il programma di calcolo strutturale Dolmen ver. 17, per quanto riguarda l' analisi strutturale considerando gli effetti del secondo ordine, hanno fatto emergere che per tutte le strutture considerate gli incrementi delle sollecitazioni dovuti agli effetti del secondo ordine, risultano sempre minori o al massimo uguali al 2% delle sollecitazioni ottenute considerando esclusivamente la teoria del primo ordine. Dal momento in cui l' incremento delle sollecitazioni risulta inferiore al 10% delle sollecitazioni ottenute con la teoria del primo ordine, gli effetti del secondo ordine non dovrebbero essere considerati ( *Eurocodice No.2* ).

In conclusine, sorge una discrepanza tra i risultati ottenuti dalla *normativa NTC 2008*, dall' *Eurocodice No.2* e l' analisi strutturale effettuata tramite il programma di calcolo strutturale Dolmen ver. 17.

Questo lavoro è basato su un numero limitato di casi quindi la sua attendibilità risulta comunque limitata.

Analizzando un numero maggiore di configurazioni planimetriche e tipologie di edifici differenti, si potrebbe, in futuro, trarre delle conclusioni più veritiere che potrebbero risolvere le incertezze che sono nate attraverso questo lavoro riguardo la non conformità dei risultati ottenuti.

# Appendice A

2x2	P01		P02		P03		P04		P05		P06	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	P07		P08		P09							
	B	H	B	H	B	H						
	30	25	30	25	30	25						

**Tabella 1** : Dimensione pilastri configurazione planimetrica 2 X 2.

2x2	P01		P02		P03		P04		P05		P06	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	35	35	30	25
Secondo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	35	35	30	25
	P07		P08		P09							
	B	H	B	H	B	H						
	30	25	30	25	30	25						
	30	25	30	25	30	25						

**Tabella 2** : Dimensione pilastri configurazione planimetrica 2 X 2.

2x2	P01		P02		P03		P04		P05		P06	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	45	45	30	25
Secondo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	45	45	30	25
Terzo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	35	35	30	25
	P07		P08		P09							
	B	H	B	H	B	H						
	30	25	30	25	30	25						
	30	25	30	25	30	25						

**Tabella 3** : Dimensione pilastri configurazione planimetrica 2 X 2.

2x2	P01		P02		P03		P04		P05		P06	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	30	25	35	35	30	25	35	35	50	50	35	35
Secondo Piano	30	25	35	35	30	25	35	35	50	50	35	35
Terzo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	40	40	30	25
Quarto Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	40	40	30	25
	P07		P08		P09							
	B	H	B	H	B	H						
	30	25	35	35	30	25						
	30	25	35	35	30	25						
	30	25	30	25	30	25						

**Tabella 4** : Dimensione pilastri configurazione planimetrica 2 X 2.

3x2	P <sub>1</sub>		P <sub>2</sub>		P <sub>3</sub>		P <sub>4</sub>		P <sub>5</sub>		P <sub>6</sub>	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	P07		P08		P09		P10		P11		P12	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25

**Tabella 5** : Dimensione pilastri configurazione planimetrica 3 X 2.

3x2	P01		P02		P03		P04		P05		P06	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	35	35
Secondo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	35	35
	P07		P08		P09		P10		P11		P12	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	35	35	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	35	35	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25

**Tabella 6** : Dimensione pilastri configurazione planimetrica 3 X 2.

3x2	P01		P02		P03		P04		P05		P06	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	30	45	45
Secondo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	30	45	45
Terzo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	35	35
	P07		P08		P09		P10		P11		P12	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	45	45	30	30	30	25	30	25	30	25	30	25
	45	45	30	30	30	25	30	25	30	25	30	25
	35	35	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25

**Tabella 7** : Dimensione pilastri configurazione planimetrica 3 X 2.

3x2	P01		P02		P03		P04		P05		P06	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	30	25	30	30	30	30	30	25	35	35	50	50
Secondo Piano	30	25	30	30	30	30	30	25	35	35	50	50
Terzo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	35	35
Quarto Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	35	35
	P07		P08		P09		P10		P11		P12	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	50	50	35	35	30	25	30	30	30	30	30	25
	50	50	35	35	30	25	30	30	30	30	30	25
	35	35	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	35	35	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25

**Tabella 8** : Dimensione pilastri configurazione planimetrica 3 X 2.



3x3	P01		P02		P03		P04		P05		P06	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	P07		P08		P09		P10		P11		P12	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	P13		P14		P15		P16					
	B	H	B	H	B	H	B	H				
	30	25	30	25	30	25	30	25				

**Tabella 9** : Dimensione pilastri configurazione planimetrica 3 X 3.

3x3	P01		P02		P03		P04		P05		P06	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	35	35
Secondo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	35	35
	P07		P08		P09		P10		P11		P12	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	35	35	30	25	30	25	35	35	35	35	30	25
	35	35	30	25	30	25	35	35	35	35	30	25
	P13		P14		P15		P16					
	B	H	B	H	B	H	B	H				
30	25	30	25	30	25	30	25					
30	25	30	25	30	25	30	25					

**Tabella 10** : Dimensione pilastri configurazione planimetrica 3 X 3.

3x3	P01		P02		P03		P04		P05		P06	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	40	40
Secondo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	40	40
Terzo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	30
	P07		P08		P09		P10		P11		P12	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	40	40	30	25	30	25	40	40	40	40	30	25
	40	40	30	25	30	25	40	40	40	40	30	25
	30	30	30	25	30	25	30	30	30	30	30	25
	P13		P14		P15		P16					
B	H	B	H	B	H	B	H					
30	25	30	25	30	25	30	25					
30	25	30	25	30	25	30	25					
30	25	30	25	30	25	30	25					

**Tabella 11** : Dimensione pilastri configurazione planimetrica 3 X 3.

3x3	P01		P02		P03		P04		P05		P06	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	30	25	30	30	30	30	30	25	30	30	45	45
Secondo Piano	30	25	30	30	30	30	30	25	30	30	45	45
Terzo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	35	35
Quarto Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	35	35
	P07		P08		P09		P10		P11		P12	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	45	45	30	30	30	30	45	45	45	45	30	30
	45	45	30	30	30	30	45	45	45	45	30	30
	35	35	30	25	30	25	35	35	35	35	30	25
	35	35	30	25	30	25	35	35	35	35	30	25
	P13		P14		P15		P16					
	B	H	B	H	B	H	B	H				
	30	25	30	30	30	30	30	25				
	30	25	30	30	30	30	30	25				
	30	25	30	25	30	25	30	25				
	30	25	30	25	30	25	30	25				

**Tabella 12** : Dimensione pilastri configurazione planimetrica 3 X 3.

2x4	P01		P02		P03		P04		P05		P06	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	P07		P08		P09		P10		P11		P12	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	P13		P14		P15							
	B	H	B	H	B	H						
	30	25	30	25	30	25						

**Tabella 13** : Dimensione pilastri configurazione planimetrica 2 X 4.

2x4	P01		P02		P03		P04		P05		P06	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
Secondo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	P07		P08		P09		P10		P11		P12	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	35	35	35	35	35	35	30	25	30	25	30	25
	35	35	35	35	35	35	30	25	30	25	30	25
	P13		P14		P15							
	B	H	B	H	B	H						
	30	25	30	25	30	25						
	30	25	30	25	30	25						

**Tabella 14** : Dimensione pilastri configurazione planimetrica 2 X 4.

2x4	P01		P02		P03		P04		P05		P06	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
Secondo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
Terzo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	P07		P08		P09		P10		P11		P12	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	40	40	40	40	40	40	30	25	30	25	30	25
	40	40	40	40	40	40	30	25	30	25	30	25
	30	30	30	30	30	30	30	25	30	25	30	25
	P13		P14		P15							
	B	H	B	H	B	H						
	30	25	30	25	30	25						
	30	25	30	25	30	25						
	30	25	30	25	30	25						

Tabella 15 : Dimensione pilastri configurazione planimetrica 2 X 4.

2x4	P01		P02		P03		P04		P05		P06	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	30	25	30	35	30	30	30	35	30	25	30	35
Secondo Piano	30	25	30	35	30	30	30	35	30	25	30	35
Terzo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
Quarto Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	P07		P08		P09		P10		P11		P12	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	50	50	45	45	50	50	30	35	30	25	30	35
	50	50	45	45	50	50	30	35	30	25	30	35
	40	40	35	35	40	40	30	25	30	25	30	25
	40	40	35	35	40	40	30	25	30	25	30	25
	P13		P14		P15							
	B	H	B	H	B	H						
	30	30	30	35	30	25						
	30	30	30	35	30	25						
	30	25	30	25	30	25						
	30	25	30	25	30	25						

Tabella 16 : Dimensione pilastri configurazione planimetrica 2 X 4.

3x4	P01		P02		P03		P04		P05		P06	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	P07		P08		P09		P10		P11		P12	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	P13		P14		P15		P16		P17		P18	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	P19		P20									
	B	H	B	H								
	30	25	30	25								

Tabella 17 : Dimensione pilastri configurazione planimetrica 3 X 4.

3x4	P01		P02		P03		P04		P05		P06	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
Secondo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	P07		P08		P09		P10		P11		P12	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	35	35	30	30	35	35	30	25	30	25	35	35
	35	35	30	30	35	35	30	25	30	25	35	35
	P13		P14		P15		P16		P17		P18	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	30	30	35	35	30	25	30	25	30	25	30	25
	30	30	35	35	30	25	30	25	30	25	30	25
	P19		P20									
	B	H	B	H								
	30	25	30	25								
	30	25	30	25								

**Tabella 18** : Dimensione pilastri configurazione planimetrica 3 X 4.

3x4	P01		P02		P03		P04		P05		P06	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
Secondo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
Terzo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	P07		P08		P09		P10		P11		P12	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	40	40	40	40	40	40	30	25	30	25	40	40
	40	40	40	40	40	40	30	25	30	25	40	40
	30	30	30	30	30	30	30	25	30	25	30	30
	P13		P14		P15		P16		P17		P18	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	40	40	40	40	30	25	30	25	30	25	30	25
	40	40	40	40	30	25	30	25	30	25	30	25
	30	30	30	30	30	25	30	25	30	25	30	25
	P19		P20									
	B	H	B	H								
	30	25	30	25								
	30	25	30	25								
30	25	30	25									

**Tabella 19** : Dimensione pilastri configurazione planimetrica 3 X 4.

3x4	P1		P2		P3		P4		P5		P6	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	30	25	30	30	30	25	30	30	30	25	30	25
Secondo Piano	30	25	30	30	30	25	30	30	30	25	30	25
Terzo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
Quarto Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	P7		P8		P9		P10		P11		P12	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	45	45	45	45	45	45	30	25	30	25	45	45
	45	45	45	45	45	45	30	25	30	25	45	45
	35	35	35	35	35	35	30	25	30	25	35	35
	35	35	35	35	35	35	30	25	30	25	35	35
	P13		P14		P15		P16		P17		P18	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	45	45	45	45	30	25	30	25	30	25	30	25
	45	45	45	45	30	25	30	25	30	25	30	25
	35	35	35	35	30	25	30	25	30	25	30	25
	35	35	35	35	30	25	30	25	30	25	30	25
	P19		P20									
	B	H	B	H								
	30	25	30	25								
	30	25	30	25								
	30	25	30	25								
	30	25	30	25								

**Tabella 20** : Dimensione pilastri configurazione planimetrica 3 X 4.

3x5	P01		P02		P03		P04		P05		P06	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	P07		P08		P09		P10		P11		P12	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	P13		P14		P15		P16		P17		P18	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	P19		P20		P21		P22		P23		P24	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25

**Tabella 21** : Dimensione pilastri configurazione planimetrica 3 X 5.

3x5	P1		P2		P3		P4		P5		P6	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
Secondo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	P7		P8		P9		P10		P11		P12	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	30	25	35	35	35	35	35	35	35	35	30	25
	30	25	35	35	35	35	35	35	35	35	30	25
	P13		P14		P15		P16		P17		P18	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	30	25	35	35	30	25	30	25	35	35	30	25
	30	25	35	35	30	25	30	25	35	35	30	25
	P19		P20		P21		P22		P23		P24	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25

**Tabella 22** : Dimensione pilastri configurazione planimetrica 3 X 5.

3x5	P01		P02		P03		P04		P05		P06	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
Secondo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
Terzo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	P07		P08		P09		P10		P11		P12	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	30	25	40	40	40	40	40	40	40	40	30	25
	30	25	40	40	40	40	40	40	40	40	30	25
	30	25	30	30	30	30	30	30	30	30	30	25
	P13		P14		P15		P16		P17		P18	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	30	25	40	40	30	25	30	25	40	40	30	25
	30	25	40	40	30	25	30	25	40	40	30	25
	30	25	30	30	30	25	30	25	30	30	30	25
	P19		P20		P21		P22		P23		P24	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25

**Tabella 23** : Dimensione pilastri configurazione planimetrica 3 X 5.

3x5	P01		P02		P03		P04		P05		P06	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	30	25	30	30	30	30	30	30	30	30	30	25
Secondo Piano	30	25	30	30	30	30	30	30	30	30	30	25
Terzo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
Quarto Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	P07		P08		P09		P10		P11		P12	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	30	30	45	45	45	45	45	45	45	45	30	30
	30	30	45	45	45	45	45	45	45	45	30	30
	30	25	35	35	35	35	35	35	35	35	30	25
	30	25	35	35	35	35	35	35	35	35	30	25
	P13		P14		P15		P16		P17		P18	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	30	30	45	45	30	30	30	30	45	45	30	30
	30	30	45	45	30	30	30	30	45	45	30	30
	30	25	35	35	30	25	30	25	35	35	30	25
	30	25	35	35	30	25	30	25	35	35	30	25
	P19		P20		P21		P22		P23		P24	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	30	25	30	30	30	30	30	30	30	30	30	25
	30	25	30	30	30	30	30	30	30	30	30	25
	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25

Tabella 24 : Dimensione pilastri configurazione planimetrica 3 X 5.

3x6	P01		P02		P03		P04		P05		P06	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	P07		P08		P09		P10		P11		P12	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	P13		P14		P15		P16		P17		P18	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	P19		P20		P21		P22		P23		P24	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	P25		P26		P27		P28					
	B	H	B	H	B	H	B	H				
	30	25	30	25	30	25	30	25				

Tabella 25 : Dimensione pilastri configurazione planimetrica 3 X 6.

3x6	P01		P02		P03		P04		P05		P06	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
Secondo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	P07		P08		P09		P10		P11		P12	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	30	25	30	25	35	35	35	35	35	35	35	35
	30	25	30	25	35	35	35	35	35	35	35	35
	P13		P14		P15		P16		P17		P18	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	35	35	30	25	30	25	35	35	35	35	35	35
	35	35	30	25	30	25	35	35	35	35	35	35
	P19		P20		P21		P22		P23		P24	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	35	35	35	35	30	25	30	25	30	25	30	25
	35	35	35	35	30	25	30	25	30	25	30	25
	P25		P26		P27		P28					
	B	H	B	H	B	H	B	H				
	30	25	30	25	30	25	30	25				
	30	25	30	25	30	25	30	25				

Tabella 26 : Dimensione pilastri configurazione planimetrica 3 X 6.

3x6	P01		P02		P03		P04		P05		P06	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
Secondo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
Terzo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	P07		P08		P09		P10		P11		P12	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	30	25	30	25	40	40	40	40	40	40	40	40
	30	25	30	25	40	40	40	40	40	40	40	40
	30	25	30	25	30	30	30	30	30	30	30	30
	P13		P14		P15		P16		P17		P18	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	40	40	30	25	30	25	40	40	40	40	40	40
	40	40	30	25	30	25	40	40	40	40	40	40
	30	30	30	25	30	25	30	30	30	30	30	30
	P19		P20		P21		P22		P23		P24	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	40	40	40	40	30	25	30	25	30	25	30	25
	40	40	40	40	30	25	30	25	30	25	30	25
	30	30	30	30	30	25	30	25	30	25	30	25
	P25		P26		P27		P28					
	B	H	B	H	B	H	B	H				
	30	25	30	25	30	25	30	25				
	30	25	30	25	30	25	30	25				
	30	25	30	25	30	25	30	25				

Tabella 27 : Dimensione pilastri configurazione planimetrica 3 X 6.



3x6	P01		P02		P03		P04		P05		P06	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	30	25	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
Secondo Piano	30	25	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
Terzo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
Quarto Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
P07		P08		P09		P10		P11		P12		
B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	
30	25	30	30	45	45	45	45	45	45	45	45	
30	25	30	30	45	45	45	45	45	45	45	45	
30	25	30	25	35	35	35	35	35	35	35	35	
30	25	30	25	35	35	35	35	35	35	35	35	
P13		P14		P15		P16		P17		P18		
B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	
45	45	30	30	30	30	45	45	45	45	45	45	
45	45	30	30	30	30	45	45	45	45	45	45	
35	35	30	25	30	25	35	35	35	35	35	35	
35	35	30	25	30	25	35	35	35	35	35	35	
P19		P20		P21		P22		P23		P24		
B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	
45	45	45	45	30	30	30	25	30	30	30	30	
45	45	45	45	30	30	30	25	30	30	30	30	
35	35	35	35	30	25	30	25	30	25	30	25	
35	35	35	35	30	25	30	25	30	25	30	25	
P25		P26		P27		P28						
B	H	B	H	B	H	B	H					
30	30	30	30	30	30	30	25					
30	30	30	30	30	30	30	25					
30	25	30	25	30	25	30	25					
30	25	30	25	30	25	30	25					

Tabella 28 : Dimensione pilastri configurazione planimetrica 3 X 6.

3x7	P01		P02		P03		P04		P05		P06	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
P07		P08		P09		P10		P11		P12		
B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	
30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	
P13		P14		P15		P16		P17		P18		
B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	
30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	
P19		P20		P21		P22		P23		P24		
B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	
30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	
P25		P26		P27		P28		P29		P30		
B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	
30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	
P31		P32										
B	H	B	H									
30	25	30	25									

Tabella 29 : Dimensione pilastri configurazione planimetrica 3 X 7.

3x7	P01		P02		P03		P04		P05		P06	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
Secondo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	P07		P08		P09		P10		P11		P12	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	30	25	30	25	30	25	35	35	35	35	35	35
	30	25	30	25	30	25	35	35	35	35	35	35
	P13		P14		P15		P16		P17		P18	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	35	35	35	35	35	35	30	25	30	25	35	35
	35	35	35	35	35	35	30	25	30	25	35	35
	P19		P20		P21		P22		P23		P24	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	30	25
	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	30	25
	P25		P26		P27		P28		P29		P30	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	P31		P32									
	B	H	B	H								
	30	25	30	25								
	30	25	30	25								

Tabella 30 : Dimensione pilastri configurazione planimetrica 3 X 7.

3x7	P1		P2		P3		P4		P5		P6	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
Secondo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
Terzo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	P7		P8		P9		P10		P11		P12	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	30	25	30	25	30	25	40	40	40	40	40	40
	30	25	30	25	30	25	40	40	40	40	40	40
	30	25	30	25	30	25	30	30	30	30	30	30
	P13		P14		P15		P16		P17		P18	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	40	40	40	40	40	40	30	25	30	25	40	40
	40	40	40	40	40	40	30	25	30	25	40	40
	30	30	30	30	30	30	30	25	30	25	30	30
	P19		P20		P21		P22		P23		P24	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	30	25
	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	30	25
	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	25
	P25		P26		P27		P28		P29		P30	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	P31		P32									
	B	H	B	H								
	30	25	30	25								
	30	25	30	25								
	30	25	30	25								

Tabella 31 : Dimensione pilastri configurazione planimetrica 3 X 7.

3x7	P1		P2		P3		P4		P5		P6	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
Primo Piano	30	25	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
Secondo Piano	30	25	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
Terzo Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
Quarto Piano	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	P7		P8		P9		P10		P11		P12	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	30	30	30	25	30	30	45	45	45	45	45	45
	30	30	30	25	30	30	45	45	45	45	45	45
	30	25	30	25	30	25	35	35	35	35	35	35
	30	25	30	25	30	25	35	35	35	35	35	35
	P13		P14		P15		P16		P17		P18	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	45	45	45	45	45	45	30	30	30	30	45	45
	45	45	45	45	45	45	30	30	30	30	45	45
	35	35	35	35	35	35	30	25	30	25	35	35
	35	35	35	35	35	35	30	25	30	25	35	35
	P19		P20		P21		P22		P23		P24	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	30	30
	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	30	30
	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	30	25
	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	30	25
	P25		P26		P27		P28		P29		P30	
	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H	B	H
	30	25	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
	30	25	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25	30	25
	P31		P32									
	B	H	B	H								
	30	30	30	25								
	30	30	30	25								
	30	25	30	25								
	30	25	30	25								

Tabella 32 : Dimensione pilastri configurazione planimetrica 3 X 7.

# Appendice B

2x2	Rigidezza della sezione									
	F <sub>V,Ed</sub> kN	K <sub>1</sub> [adi.]	n <sub>s</sub> [adi.]	L [m]	P01 [N*mm <sup>2</sup> ]	P02 [N*mm <sup>2</sup> ]	P03 [N*mm <sup>2</sup> ]	P04 [N*mm <sup>2</sup> ]	P05 [N*mm <sup>2</sup> ]	P06 [N*mm <sup>2</sup> ]
1 Piano	1605.8	0.31	1	3	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12
2 Piani	3258.3	0.31	2	6	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	3.03E+10	9.45E+12
3 Piani	4916.8	0.31	3	9	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	1.03E+14	9.45E+12
4 Piani	6711.5	0.31	4	12	9.45E+12	3.03E+13	9.45E+12	3.03E+13	1.26E+14	3.03E+13
	F <sub>V,Ed</sub> kN	K <sub>1</sub> [adi.]	n <sub>s</sub> [adi.]	L [m]	P07 [N*mm <sup>2</sup> ]	P08 [N*mm <sup>2</sup> ]	P09 [N*mm <sup>2</sup> ]	SOM (EI)		
1 Piano	1605.8	0.31	1	3	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	8.51E+13		
2 Piani	3258.3	0.31	2	6	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	7.57E+13		
3 Piani	4916.8	0.31	3	9	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	1.78E+14		
4 Piani	6711.5	0.31	4	12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	2.64E+14		

**Tabella 1 :** Rigidezze della sezione nella configurazione planimetrica 2 X 2.

2x2	VERIFICA			
1 Piano	1605.80	<	1127.10	Devo considerare gli effetti del secondo ordine
2 Piani	3258.25	<	361.93	Devo considerare gli effetti del secondo ordine
3 Piani	4916.75	<	444.63	Devo considerare gli effetti del secondo ordine
4 Piani	6711.50	<	406.10	Devo considerare gli effetti del secondo ordine

**Tabella 2 :** Verifica configurazione planimetrica 2 X 2.

3x2	Rigidezza della sezione										
	F <sub>V,Ed</sub> kN	K <sub>1</sub> [adi.]	n <sub>s</sub> [adi.]	L [m]	P01 [N*mm <sup>2</sup> ]	P02 [N*mm <sup>2</sup> ]	P03 [N*mm <sup>2</sup> ]	P04 [N*mm <sup>2</sup> ]	P05 [N*mm <sup>2</sup> ]	P06 [N*mm <sup>2</sup> ]	
1 Piano	2452.4	0.31	1	3	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.453E+12	9.45E+12	9.45E+12	
2 Piani	4882.2	0.31	2	6	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.453E+12	9.45E+12	3.03E+13	
3 Piani	7342.1	0.31	3	9	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.453E+12	2.03E+13	8.27E+13	
4 Piani	9989.4	0.31	4	12	9.45E+12	1.63E+13	1.63E+13	9.453E+12	3.03E+13	1.26E+14	
	F <sub>V,Ed</sub> kN	K <sub>1</sub> [adi.]	n <sub>s</sub> [adi.]	L [m]	P07 [N*mm <sup>2</sup> ]	P08 [N*mm <sup>2</sup> ]	P09 [N*mm <sup>2</sup> ]	P10 [N*mm <sup>2</sup> ]	P11 [N*mm <sup>2</sup> ]	P12 [N*mm <sup>2</sup> ]	SOM (EI)
1 Piano	2452.4	0.31	1	3	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.453E+12	9.45E+12	9.45E+12	1.13E+14
2 Piani	4882.2	0.31	2	6	3.03E+13	9.45E+12	9.45E+12	9.453E+12	9.45E+12	9.45E+12	1.55E+14
3 Piani	7342.1	0.31	3	9	8.27E+13	1.63E+13	9.45E+12	9.453E+12	9.45E+12	9.45E+12	2.78E+14
4 Piani	9989.4	0.31	4	12	1.26E+14	3.03E+13	9.45E+12	1.634E+13	1.63E+13	9.45E+12	4.16E+14

**Tabella 3 :** Rigidezze dei pilastri nella configurazione planimetrica 3 X 2.

3x2	VERIFICA			
	1 Piano	2452.35	<	1502.80
2 Piani	4882.20	<	741.78	Devo considerare gli effetti del secondo ordine
3 Piani	7342.05	<	692.89	Devo considerare gli effetti del secondo ordine
4 Piani	9989.40	<	639.32	Devo considerare gli effetti del secondo ordine

Tabella 4 : Verifica configurazione planimetrica 3 X 2.

3x3	Rigidezza della sezione									
	$F_{V,Ed}$	$K_1$	$n_s$	L	P01	P02	P03	P04	P05	P06
	kN	[adi.]	[adi.]	[m]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]
1 Piano	3482.5	0.31	1	3	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12
2 Piani	7040.6	0.31	2	6	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	3.03E+13
3 Piani	10541	0.31	3	9	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	5.16E+13
4 Piani	14310	0.31	4	12	9.45E+12	1.63E+13	1.63E+13	9.45E+12	1.63E+13	8.27E+13
	$F_{V,Ed}$	$K_1$	$n_s$	L	P07	P08	P09	P10	P11	P12
	kN	[adi.]	[adi.]	[m]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]
1 Piano	3482.5	0.31	1	3	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12
2 Piani	7040.6	0.31	2	6	3.03E+13	9.45E+12	9.45E+12	3.03E+13	3.03E+13	9.45E+12
3 Piani	10541	0.31	3	9	5.16E+13	9.45E+12	9.45E+12	5.16E+13	5.16E+13	9.45E+12
4 Piani	14310	0.31	4	12	8.27E+13	1.63E+13	1.63E+13	8.27E+13	8.27E+13	1.63E+13
	$F_{V,Ed}$	$K_1$	$n_s$	L	P13	P14	P15	P16	SOM (EI)	
	kN	[adi.]	[adi.]	[m]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	
1 Piano	3482.5	0.31	1	3	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	1.51E+14	
2 Piani	7040.6	0.31	2	6	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	2.34E+14	
3 Piani	10541	0.31	3	9	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	3.20E+14	
4 Piani	14310	0.31	4	12	9.45E+12	1.63E+13	1.63E+13	9.45E+12	4.99E+14	

Tabella 5 : Rigidezza dei pilastri nella configurazione planimetrica 3 X 3.

3x3	VERIFICA			
	1 Piano	3482.51	<	2003.74
2 Piani	7040.64	<	1121.78	Devo considerare gli effetti del secondo ordine
3 Piani	10541.44	<	798.57	Devo considerare gli effetti del secondo ordine
4 Piani	14310.25	<	767.74	Devo considerare gli effetti del secondo ordine

Tabella 6 : Verifica configurazione planimetrica 3 X 3.

					Rigidezza della sezione					
2x4	$F_{V,Ed}$	$K_1$	$n_s$	L	P01	P02	P03	P04	P05	P06
	kN	[adi.]	[adi.]	[m]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]
1 Piano	3248.675	0.31	1	3	9.453E+12	9.453E+12	9.45E+12	9.453E+12	9.5E+12	9.45E+12
2 Piani	6294.748	0.31	2	6	9.453E+12	9.453E+12	9.45E+12	9.453E+12	9.5E+12	9.45E+12
3 Piani	9692.275	0.31	3	9	9.453E+12	9.453E+12	9.45E+12	9.453E+12	9.5E+12	9.45E+12
4 Piani	11268.26	0.31	4	12	9.453E+12	1.634E+13	1.63E+13	2.594E+13	9.5E+12	2.59E+13
					P07	P08	P09	P10	P11	P12
2x4	$F_{V,Ed}$	$K_1$	$n_s$	L	P07	P08	P09	P10	P11	P12
	kN	[adi.]	[adi.]	[m]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]
1 Piano	3248.675	0.31	1	3	9.453E+12	9.453E+12	9.45E+12	9.453E+12	9.5E+12	9.45E+12
2 Piani	6294.748	0.31	2	6	3.026E+13	3.026E+13	9.45E+12	9.453E+12	9.5E+12	9.45E+12
3 Piani	9692.275	0.31	3	9	5.163E+13	5.163E+13	5.16E+13	9.453E+12	9.5E+12	9.45E+12
4 Piani	11268.26	0.31	4	12	1.26E+14	8.27E+13	1.26E+14	2.594E+13	9.5E+12	2.59E+13
					P13	P14	P15	SOM (EI)		
2x4	$F_{V,Ed}$	$K_1$	$n_s$	L	P13	P14	P15	SOM (EI)		
	kN	[adi.]	[adi.]	[m]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]		
1 Piano	3248.675	0.31	1	3	9.453E+12	9.453E+12	9.45E+12	5.672E+13		
2 Piani	6294.748	0.31	2	6	9.453E+12	9.453E+12	9.45E+12	5.672E+13		
3 Piani	9692.275	0.31	3	9	9.453E+12	9.453E+12	9.45E+12	5.672E+13		
4 Piani	11268.26	0.31	4	12	1.634E+13	2.594E+13	9.45E+12	1.035E+14		

Tabella 7 : Rigidezza dei pilastri nella configurazione planimetrica 2 X 4.

2x4	VERIFICA			
	1 Piano	3248.68	<	1878.51
2 Piani	6294.75	<	877.45	Devo considerare gli effetti del secondo ordine
3 Piani	9692.28	<	669.71	Devo considerare gli effetti del secondo ordine
4 Piani	11268.26	<	847.72	Devo considerare gli effetti del secondo ordine

Tabella 8 : Verifica configurazione planimetrica 3 X 3.

					Rigidezza della sezione					
3x4	$F_{V,Ed}$	$K_1$	$n_s$	L	P01	P02	P03	P04	P05	P06
	[kN]	[adi.]	[adi.]	[m]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]
1 Piano	4574.406	0.31	1	3	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12
2 Piani	8713.053	0.31	2	6	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12
3 Piani	13586.22	0.31	3	9	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12
4 Piani	18435.93	0.31	4	12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12
	$F_{V,Ed}$	$K_1$	$n_s$	L	P07	P08	P09	P10	P11	P12
	[kN]	[adi.]	[adi.]	[m]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]
1 Piano	4574.406	0.31	1	3	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12
2 Piani	8713.053	0.31	2	6	3.03E+13	1.63E+13	3.03E+13	9.45E+12	9.45E+12	3.03E+13
3 Piani	13586.22	0.31	3	9	5.16E+13	1.63E+13	5.16E+13	9.45E+12	9.45E+12	4.52E+13
4 Piani	18435.93	0.31	4	12	8.27E+13	8.27E+13	8.27E+13	9.45E+12	9.45E+12	8.27E+13
	$F_{V,Ed}$	$K_1$	$n_s$	L	P13	P14	P15	P16	P17	P18
	[kN]	[adi.]	[adi.]	[m]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]
1 Piano	4574.406	0.31	1	3	9.45E+12	1.10E+13	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12
2 Piani	8713.053	0.31	2	6	1.63E+13	3.03E+13	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12
3 Piani	13586.22	0.31	3	9	3.87E+13	5.16E+13	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12
4 Piani	18435.93	0.31	4	12	8.27E+13	8.27E+13	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12
	$F_{V,Ed}$	$K_1$	$n_s$	L	P19	P20	SOM (EI)			
	[kN]	[adi.]	[adi.]	[m]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]			
1 Piano	4574.406	0.31	1	3	9.45E+12	9.45E+12	1.91E+14			
2 Piani	8713.053	0.31	2	6	9.45E+12	9.45E+12	2.86E+14			
3 Piani	13586.22	0.31	3	9	9.45E+12	9.45E+12	3.87E+14			
4 Piani	18435.93	0.31	4	12	9.45E+12	9.45E+12	6.29E+14			

Tabella 9 : Rigidezza dei pilastri nella configurazione planimetrica 3 X 4.

3x4	VERIFICA			
	1 Piano	4574.41	<	2525.55
2 Piani	8713.05	<	1368.52	Devo considerare gli effetti del secondo ordine
3 Piani	13586.22	<	967.07	Devo considerare gli effetti del secondo ordine
4 Piani	18435.93	<	966.47	Devo considerare gli effetti del secondo ordine

Tabella 10 : Verifica configurazione planimetrica 3 X 4.

					Rigidezza della sezione						
3x5	$F_{V,Ed}$	$K_1$	$n_s$	L	P01	P02	P03	P04	P05	P06	
	[kN]	[adi.]	[adi.]	[m]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	
1 Piano	5505.663	0.31	1	3	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	
2 Piani	12965.15	0.31	2	6	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	
3 Piani	16812.19	0.31	3	9	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	
4 Piani	22466.55	0.31	4	12	9.45E+12	1.63E+13	1.63E+13	1.63E+13	1.63E+13	9.45E+12	
					P01	P08	P09	P10	P11	P12	
3x5	$F_{V,Ed}$	$K_1$	$n_s$	L	P01	P08	P09	P10	P11	P12	
	[kN]	[adi.]	[adi.]	[m]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	
1 Piano	5505.663	0.31	1	3	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	
2 Piani	12965.15	0.31	2	6	9.45E+12	3.03E+13	3.03E+13	3.03E+13	3.03E+13	9.45E+12	
3 Piani	16812.19	0.31	3	9	9.45E+12	5.16E+13	5.16E+13	5.16E+13	5.16E+13	9.45E+12	
4 Piani	22466.55	0.31	4	12	1.63E+13	8.27E+13	8.27E+13	8.27E+13	8.27E+13	1.63E+13	
					P13	P14	P15	P16	P17	P18	
3x5	$F_{V,Ed}$	$K_1$	$n_s$	L	P13	P14	P15	P16	P17	P18	
	[kN]	[adi.]	[adi.]	[m]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	
1 Piano	5505.663	0.31	1	3	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	
2 Piani	12965.15	0.31	2	6	9.45E+12	3.03E+13	9.45E+12	9.45E+12	3.03E+13	9.45E+12	
3 Piani	16812.19	0.31	3	9	9.45E+12	5.16E+13	9.45E+12	9.45E+12	5.16E+13	9.45E+12	
4 Piani	22466.55	0.31	4	12	1.63E+13	8.27E+13	1.63E+13	1.63E+13	8.27E+13	1.63E+13	
					P19	P20	P21	P21	P23	P24	SOM (EI)
3x5	$F_{V,Ed}$	$K_1$	$n_s$	L	P19	P20	P21	P21	P23	P24	SOM (EI)
	[kN]	[adi.]	[adi.]	[m]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]
1 Piano	5505.663	0.31	1	3	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	2.27E+14
2 Piani	12965.15	0.31	2	6	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	3.52E+14
3 Piani	16812.19	0.31	3	9	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	4.80E+14
4 Piani	22466.55	0.31	4	12	9.45E+12	1.63E+13	1.63E+13	1.63E+13	1.63E+13	9.45E+12	7.63E+14

Tabella 11 : Rigidezza dei pilastri nella configurazione planimetrica 3 X 5.

3x5	VERIFICA			
	$F_{V,Ed}$	$K_1$	L	
1 Piano	5505.663	<	3005.61	Devo considerare gli effetti del secondo ordine
2 Piani	12965.15	<	1682.67	Devo considerare gli effetti del secondo ordine
3 Piani	16812.19	<	1197.86	Devo considerare gli effetti del secondo ordine
4 Piani	22466.55	<	1172.77	Devo considerare gli effetti del secondo ordine

Tabella 12 : Verifica configurazione planimetrica 3 X 5.



					Rigidezza della sezione					
3x6	$F_{V,Ed}$	$K_1$	$n_s$	L	P01	P02	P03	P04	P05	P06
	kN	[adi.]	[adi.]	[m]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]
1 Piano	7123.013	0.31	1	3	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12
2 Piani	14091.33	0.31	2	6	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12
3 Piani	21062.44	0.31	3	9	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12
4 Piani	29257.37	0.31	4	12	9.45E+12	1.63E+13	1.63E+13	1.63E+13	1.63E+13	1.63E+13
	$F_{V,Ed}$	$K_1$	$n_s$	L	P07	P08	P09	P10	P11	P12
	kN	[adi.]	[adi.]	[m]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]
1 Piano	7123.013	0.31	1	3	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12
2 Piani	14091.33	0.31	2	6	9.45E+12	9.45E+12	3.03E+13	3.03E+13	3.03E+13	3.03E+13
3 Piani	21062.44	0.31	3	9	9.45E+12	9.45E+12	5.16E+13	5.16E+13	5.16E+13	5.16E+13
4 Piani	29257.37	0.31	4	12	9.45E+12	1.63E+13	8.27E+13	8.27E+13	8.27E+13	8.27E+13
	$F_{V,Ed}$	$K_1$	$n_s$	L	P13	P14	P15	P16	P17	P18
	kN	[adi.]	[adi.]	[m]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]
1 Piano	7123.013	0.31	1	3	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12
2 Piani	14091.33	0.31	2	6	3.03E+13	9.45E+12	9.45E+12	3.03E+13	3.03E+13	3.03E+13
3 Piani	21062.44	0.31	3	9	5.16E+13	9.45E+12	9.45E+12	5.16E+13	5.16E+13	5.16E+13
4 Piani	29257.37	0.31	4	12	8.27E+13	1.63E+13	1.63E+13	8.27E+13	1.63E+13	8.27E+13
	$F_{V,Ed}$	$K_1$	$n_s$	L	P19	P20	P21	P21	P23	P24
	kN	[adi.]	[adi.]	[m]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]
1 Piano	7123.013	0.31	1	3	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12
2 Piani	14091.33	0.31	2	6	3.03E+13	3.03E+13	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12
3 Piani	21062.44	0.31	3	9	5.16E+13	5.16E+13	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12
4 Piani	29257.37	0.31	4	12	8.27E+13	8.27E+13	1.63E+13	9.45E+12	1.63E+13	1.63E+13
	$F_{V,Ed}$	$K_1$	$n_s$	L	P25	P26	P27	P28	SOM (EI)	
	kN	[adi.]	[adi.]	[m]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	
1 Piano	7123.013	0.31	1	3	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	2.65E+14	
2 Piani	14091.33	0.31	2	6	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	4.73E+14	
3 Piani	21062.44	0.31	3	9	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	6.86E+14	
4 Piani	29257.37	0.31	4	12	1.63E+13	1.63E+13	1.63E+13	9.45E+12	1.03E+15	

Tabella 13 : Rigidezza dei pilastri nella configurazione planimetrica 3 X 6.

3x6	VERIFICA			
	$F_{V,Ed}$	<	$n_s$	
1 Piano	7123.013	<	3506.54	Devo considerare gli effetti del secondo ordine
2 Piani	14091.33	<	2261.77	Devo considerare gli effetti del secondo ordine
3 Piani	21062.44	<	1713.29	Devo considerare gli effetti del secondo ordine
4 Piani	29257.37	<	1579.37	Devo considerare gli effetti del secondo ordine

Tabella 14 : Verifica configurazione planimetrica 3 X 6.

					Rigidezza della sezione					
3x7	F <sub>V,Ed</sub>	K <sub>1</sub>	n <sub>s</sub>	L	P01	P02	P03	P04	P05	P06
	[kN]	[adi.]	[adi.]	[m]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]
1 Piano	8154.1	0.31	1	3	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12
2 Piani	16136	0.31	2	6	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12
3 Piani	24130	0.31	3	9	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12
4 Piani	32658	0.31	4	12	9.45E+12	1.63E+13	1.63E+13	1.63E+13	1.63E+13	1.63E+13
	F <sub>V,Ed</sub>	K <sub>1</sub>	n <sub>s</sub>	L	P01	P08	P09	P10	P11	P12
	[kN]	[adi.]	[adi.]	[m]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]
1 Piano	8154.1	0.31	1	3	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12
2 Piani	16136	0.31	2	6	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	3.03E+13	3.03E+13	3.03E+13
3 Piani	24130	0.31	3	9	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	5.16E+13	5.16E+13	5.16E+13
4 Piani	32658	0.31	4	12	1.63E+13	9.45E+12	1.63E+13	8.27E+13	8.27E+13	8.27E+13
	F <sub>V,Ed</sub>	K <sub>1</sub>	n <sub>s</sub>	L	P13	P14	P15	P16	P17	P18
	[kN]	[adi.]	[adi.]	[m]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]
1 Piano	8154.1	0.31	1	3	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12
2 Piani	16136	0.31	2	6	3.03E+13	3.03E+13	3.03E+13	9.45E+12	9.45E+12	3.03E+13
3 Piani	24130	0.31	3	9	5.16E+13	5.16E+13	5.16E+13	9.45E+12	9.45E+12	5.16E+13
4 Piani	32658	0.31	4	12	8.27E+13	8.27E+13	8.27E+13	1.63E+13	1.63E+13	8.27E+13
	F <sub>V,Ed</sub>	K <sub>1</sub>	n <sub>s</sub>	L	P19	P20	P21	P21	P23	P24
	[kN]	[adi.]	[adi.]	[m]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]
1 Piano	8154.1	0.31	1	3	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12
2 Piani	16136	0.31	2	6	3.03E+13	3.03E+13	3.03E+13	3.03E+13	3.03E+13	9.45E+12
3 Piani	24130	0.31	3	9	5.16E+13	5.16E+13	5.16E+13	5.16E+13	5.16E+13	9.45E+12
4 Piani	32658	0.31	4	12	8.27E+13	8.27E+13	8.27E+13	8.27E+13	8.27E+13	1.63E+13
	F <sub>V,Ed</sub>	K <sub>1</sub>	n <sub>s</sub>	L	P25	P26	P27	P28	P29	P30
	[kN]	[adi.]	[adi.]	[m]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]
1 Piano	8154.1	0.31	1	3	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12
2 Piani	16136	0.31	2	6	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12
3 Piani	24130	0.31	3	9	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12	9.45E+12
4 Piani	32658	0.31	4	12	9.45E+12	1.63E+13	1.63E+13	1.63E+13	1.63E+13	1.63E+13
	F <sub>V,Ed</sub>	K <sub>1</sub>	n <sub>s</sub>	L	P31	P32	SOM (EI)			
	[kN]	[adi.]	[adi.]	[m]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]	[N*mm <sup>2</sup> ]			
1 Piano	8154.1	0.31	1	3	9.45E+12	9.45E+12	3.03E+14			
2 Piani	16136	0.31	2	6	9.45E+12	9.45E+12	5.52E+14			
3 Piani	24130	0.31	3	9	9.45E+12	9.45E+12	8.09E+14			
4 Piani	32658	0.31	4	12	1.63E+13	9.45E+12	1.29E+15			

Tabella 15 : Rigidezza dei pilastri nella configurazione planimetrica 3 X 7.

3x7	VERIFICA			
	F <sub>V,Ed</sub>	K <sub>1</sub>	n <sub>s</sub>	
1 Piano	8154.069	<	4007.48	Devo considerare gli effetti del secondo ordine
2 Piani	16136.14	<	2641.76	Devo considerare gli effetti del secondo ordine
3 Piani	24129.96	<	2018.20	Devo considerare gli effetti del secondo ordine
4 Piani	32657.9	<	1985.97	Devo considerare gli effetti del secondo ordine

Tabella 16 : Verifica configurazione planimetrica 3 X 7.

# Appendice C

2x2	Parametri di Calcolo				
	$F_{V,Ed}$	$\gamma_F$	n	$N_{Sd,m}$	$0.7 \cdot N_{Sd,m}$
	[kN]	[adi.]	[adi.]	[kN]	[kN]
1 Piano	924.50	1.33	9.00	136.62	95.63
2 Piani	1849.00	1.33	9.00	273.24	191.27
3 Piani	2773.50	1.33	9.00	409.86	286.90
4 Piani	3698.00	1.33	9.00	546.48	382.54

**Tabella 1 :** Parametri di Calcolo configurazione planimetrica 2x2.

2x2	Carico Agente sulla Sezione					
	P01	P02	P03	P04	P05	P06
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1 Piano	70.57	199.04	70.57	199.04	529.01	198.22
2 Piani	148.19	396.72	148.19	396.72	1081.86	395.10
3 Piani	234.26	597.26	234.26	597.26	1595.57	594.82
4 Piani	332.98	813.24	332.98	813.24	2133.12	809.99
	P07	P08	P09			
	[kN]	[kN]	[kN]			
	70.57	198.22	70.57			
	148.19	395.10	148.19			
	234.26	594.82	234.26			
	332.98	809.99	332.98			

**Tabella 2 :** Carico Agente sulle Sezione configurazione planimetrica 2x2.

2x2	Snellezza della Sezione					
	P01	P02	P03	P04	P05	P06
	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$
1 Piano	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26
2 Piani	33.26	33.26	33.26	33.26	23.75	33.26
3 Piani	33.26	33.26	33.26	33.26	18.48	33.26
4 Piani	33.26	23.75	33.26	23.75	16.63	23.75
	P07	P08	P09			
	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$			
	33.26	33.26	33.26			
	33.26	33.26	33.26			
	33.26	33.26	33.26			
	33.26	23.75	33.26			

**Tabella 3 :** Snellezza delle Sezioni configurazioni planimetriche 2x2.

		Verifica					
2x2	P01	P02	P03	P04	P05	P06	
	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	
1 Piano	-	SI	-	SI	NO	SI	
2 Piani	-	NO	-	NO	SI	NO	
3 Piani	-	NO	-	NO	SI	NO	
4 Piani	-	SI	-	SI	SI	SI	
		P07	P08	P09			
		$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$			
		-	SI	-			
		-	SI	-			
		-	NO	-			
		-	SI	-			

**Tabella 4** : Verifica configurazione planimetrica 2x2.

		Parametri di Calcolo				
3x2	$F_{V,Ed}$	$\gamma_F$	n	$N_{Sd,m}$	$0.7*N_{Sd,m}$	
	[kN]	[adi.]	[adi.]	[kN]	[kN]	
1 Piano	1386.75	1.33	12.00	153.70	107.59	
2 Piani	2773.50	1.33	12.00	307.40	215.18	
3 Piani	4160.25	1.33	12.00	461.09	322.77	
4 Piani	5547.00	1.33	12.00	614.79	430.35	

**Tabella 5** : Parametri di Calcolo configurazione planimetrica 3x2.

		Carico Agente sulla Sezione					
3x2	P01	P02	P03	P04	P05	P06	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
1 Piano	70.57	182.37	182.37	70.57	200.01	519.32	
2 Piani	148.19	364.44	364.44	148.19	398.67	1015.23	
3 Piani	234.26	550.05	550.05	234.26	600.18	1499.30	
4 Piani	332.98	750.77	750.77	332.98	817.14	2006.16	
		P07	P08	P09	P10	P11	P12
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1 Piano	519.32	199.04	70.57	183.83	183.83	70.57	
2 Piani	1015.23	396.72	148.19	367.36	367.36	148.19	
3 Piani	1499.30	597.26	234.26	554.44	554.44	234.26	
4 Piani	2006.16	813.24	332.98	756.62	756.62	332.98	

**Tabella 6** : Carico agente sulle Sezioni configurazione planimetrica 3x2.

	Snellezza della Sezione					
3x2	P01	P02	P03	P04	P05	P06
	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$
1 Piano	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26
2 Piani	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	23.75
3 Piani	33.26	33.26	33.26	33.26	27.71	18.48
4 Piani	33.26	27.71	33.26	27.71	23.75	16.63
	P07	P08	P09	P10	P11	P12
	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$
1 Piano	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26
2 Piani	23.75	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26
3 Piani	18.48	27.71	33.26	33.26	33.26	33.26
4 Piani	16.63	23.75	33.26	27.71	27.71	33.26

**Tabella 7** : Snellezza delle Sezioni configurazione planimetrica 3x2.

	Verifica					
3x2	P01	P02	P03	P04	P05	P06
	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$
1 Piano	-	SI	SI	-	SI	NO
2 Piani	-	NO	NO	-	NO	SI
3 Piani	-	NO	NO	-	NO	SI
4 Piani	-	NO	NO	-	SI	SI
	P07	P08	P09	P10	P11	P12
	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$
1 Piano	NO	SI	-	SI	SI	-
2 Piani	SI	NO	-	NO	NO	-
3 Piani	SI	NO	-	NO	NO	-
4 Piani	SI	SI	-	NO	NO	-

**Tabella 8** : Verifica configurazione planimetrica 3x2.

	Parametri di Calcolo				
3x3	$F_{V,Ed}$	$\gamma_F$	n	$N_{Sd,m}$	$0.7*N_{Sd,m}$
	[kN]	[adi.]	[adi.]	[kN]	[kN]
1 Piano	2080.13	1.33	16.00	172.91	121.04
2 Piani	4160.25	1.33	16.00	345.82	242.07
3 Piani	6240.38	1.33	16.00	518.73	363.11
4 Piani	8320.50	1.33	16.00	691.64	484.15

**Tabella 9** : Parametri di Calcolo configurazione planimetrica 3x3.

		Carico Agente sulla Sezione							
3x3	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07	P08	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
1 Piano	70.57	182.86	182.86	70.57	182.86	472.02	472.02	182.86	
2 Piani	70.57	365.41	365.41	148.19	365.41	923.52	923.52	365.41	
3 Piani	234.26	551.52	551.52	234.26	551.52	1365.10	1365.10	551.52	
4 Piani	332.98	752.72	752.72	332.98	752.72	1828.52	1828.52	752.72	
		P09	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1 Piano	182.86	472.02	472.02	182.86	79.83	93.48	182.86	70.57	
2 Piani	365.41	923.52	923.52	365.41	157.45	186.66	365.41	148.19	
3 Piani	551.52	1365.10	1365.10	551.52	234.26	283.39	551.52	234.26	
4 Piani	752.72	1828.52	1828.52	752.72	332.98	395.22	752.72	332.98	

**Tabella 10** : Carico Agente sulla Sezione configurazione planimetrica 3x3.

		Snellezza della Sezione							
3x3	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07	P08	
	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	
1 Piano	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	
2 Piani	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	23.75	23.75	33.26	
3 Piani	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	20.78	20.78	33.26	
4 Piani	33.26	27.71	27.71	33.26	27.71	18.48	18.48	27.71	
		P09	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16
		$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$
1 Piano	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	
2 Piani	33.26	33.26	23.75	23.75	33.26	33.26	33.26	33.26	
3 Piani	33.26	33.26	20.78	20.78	33.26	33.26	33.26	33.26	
4 Piani	27.71	18.48	18.48	18.48	33.26	27.71	27.71	33.26	

**Tabella 11** : Snellezza delle Sezioni configurazione planimetrica 3x3.

		Verifica							
3x3	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07	P08	
	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	
1 Piano	-	SI	SI	-	SI	NO	NO	SI	
2 Piani	-	NO	NO	-	NO	SI	SI	NO	
3 Piani	-	NO	NO	-	NO	SI	SI	NO	
4 Piani	-	NO	NO	-	SI	SI	SI	NO	
		P09	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16
		$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$
1 Piano	SI	NO	NO	SI	-	-	-	-	
2 Piani	NO	NO	SI	SI	-	-	-	-	
3 Piani	NO	NO	SI	SI	-	-	-	-	
4 Piani	NO	SI	SI	SI	-	-	-	-	

Tabella 12 : Verifica configurazione planimetrica 3x3.

		Parametri di Calcolo				
2x4	$F_{V,Ed}$	$\gamma_F$	n	$N_{Sd,m}$	$0.7*N_{Sd,m}$	
	[kN]	[adi.]	[adi.]	[kN]	[kN]	
1 Piano	1849.00	1.33	15.00	163.94	114.76	
2 Piani	3698.00	1.33	15.00	327.89	229.52	
3 Piani	5547.00	1.33	15.00	491.83	344.28	
4 Piani	7396.00	1.33	15.00	655.78	459.05	

Tabella 13 : Parametri di Calcolo configurazione planimetrica 2x4.

		Carico Agente sulla Sezione						
2x4	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07	P08
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1 Piano	70.57	182.86	166.68	182.86	70.57	199.04	513.71	469.56
2 Piani	148.19	365.41	334.10	365.41	148.19	396.72	1004.02	918.86
3 Piani	234.26	551.52	505.78	551.52	234.26	597.26	1482.48	1358.42
4 Piani	332.98	752.72	692.20	752.72	332.98	813.24	1983.74	1819.73
		P09	P10	P11	P12	P13	P14	P15
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1 Piano	513.71	199.04	77.15	182.86	166.68	182.86	70.57	
2 Piani	1004.02	396.72	161.35	365.41	334.10	365.41	148.19	
3 Piani	1482.48	597.26	254.00	551.52	505.78	551.52	234.26	
4 Piani	1983.74	813.24	359.31	752.72	692.20	752.72	332.98	

Tabella 14 : Carico agente sulla Sezione configurazione planimetrica 2x4.

		Snellezza della Sezione						
2x4	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07	P08
	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$
1 Piano	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26
2 Piani	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	23.75	23.75
3 Piani	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	20.78	20.78
4 Piani	33.26	23.75	27.71	23.75	33.26	23.75	16.63	18.48
		P09	P10	P11	P12	P13	P14	P15
		$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$
1 Piano	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26
2 Piani	23.75	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26
3 Piani	20.78	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26
4 Piani	16.63	23.75	33.26	23.75	27.71	23.75	33.26	33.26

**Tabella 15** : Snellezza delle Sezioni configurazione planimetrica 2x4.

		Verifica						
2x4	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07	P08
	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$
1 Piano	-	SI	SI	SI	-	SI	NO	NO
2 Piani	-	NO	NO	NO	-	NO	SI	SI
3 Piani	-	NO	NO	NO	-	NO	SI	SI
4 Piani	-	SI	NO	SI	-	SI	SI	SI
		P09	P10	P11	P12	P13	P14	P15
		$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$
1 Piano	NO	SI	-	SI	SI	SI	-	-
2 Piani	SI	NO	-	NO	NO	NO	-	-
3 Piani	SI	NO	-	NO	NO	NO	-	-
4 Piani	SI	SI	-	NO	NO	SI	-	-

**Tabella 16** : Verifica configurazione planimetrica 2x4.

		Parametri di Calcolo				
3x4	$F_{V,Ed}$	$\gamma_F$	n	$N_{Sd,m}$	$0.7 * N_{Sd,m}$	
	[kN]	[adi.]	[adi.]	[kN]	[kN]	
1 Piano	2773.50	1.33	20.00	184.44	129.11	
2 Piani	5547.00	1.33	20.00	368.88	258.21	
3 Piani	8320.50	1.33	20.00	553.31	387.32	
4 Piani	11094.00	1.33	20.00	737.75	516.43	

**Tabella 17** : Parametri di Calcolo configurazione planimetrica 3x4.



		Carico Agente sulla Sezione						
3x4	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
1 Piano	70.57	182.86	159.68	182.86	70.57	182.86	472.02	
2 Piani	148.19	365.41	327.10	365.41	148.19	365.41	923.52	
3 Piani	234.26	551.52	505.78	551.52	234.26	551.52	1365.10	
4 Piani	332.98	752.72	695.70	752.72	332.98	752.72	1828.52	
		P08	P09	P10	P11	P12	P13	P14
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1 Piano	430.33	472.02	182.86	182.86	472.02	430.33	226.24	
2 Piani	843.03	923.52	365.41	365.41	923.52	843.03	431.96	
3 Piani	1247.73	1365.10	551.52	551.52	1365.10	1247.73	627.76	
4 Piani	1673.30	1828.52	752.72	752.72	1828.52	1673.30	845.39	
		P15	P16	P17	P18	P19	P20	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
1 Piano	182.86	70.57	182.86	166.68	182.86	70.57		
2 Piani	365.41	149.59	365.41	334.10	365.41	148.19		
3 Piani	551.52	241.26	551.52	505.78	551.52	234.26		
4 Piani	752.72	349.78	752.72	692.20	752.72	332.98		

Tabella 18 : Calcolo Agente sulle Sezioni configurazione planimetrica 3x4.

		Snellezza della Sezione						
3x4	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07	
	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	
1 Piano	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	
2 Piani	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	23.75	
3 Piani	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	23.75	
4 Piani	33.26	27.71	33.26	27.71	33.26	33.26	18.48	
		P08	P09	P10	P11	P12	P13	P14
		$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$
1 Piano	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26
2 Piani	27.71	23.75	33.26	33.26	23.75	27.71	23.75	23.75
3 Piani	23.75	23.75	33.26	33.26	23.75	23.75	23.75	23.75
4 Piani	18.48	18.48	33.26	33.26	18.48	18.48	18.48	18.48
		P15	P16	P17	P18	P19	P20	
		$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	
1 Piano	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	
2 Piani	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	
3 Piani	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	
4 Piani	33.26	27.71	33.26	27.71	33.26	33.26	33.26	

Tabella 19 : Snellezze delle Sezioni configurazione planimetrica 3x4.

		Verifica						
3x4	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07	
	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	
1 Piano	-	SI	SI	SI	-	SI	NO	
2 Piani	-	NO	NO	NO	-	NO	SI	
3 Piani	-	NO	NO	NO	-	NO	SI	
4 Piani	-	NO	NO	NO	-	NO	SI	
	P08	P09	P10	P11	P12	P13	P14	
	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	
1 Piano	NO	NO	SI	SI	NO	NO	NO	
2 Piani	NO	SI	NO	NO	SI	NO	SI	
3 Piani	SI	SI	NO	NO	SI	SI	SI	
4 Piani	SI	SI	NO	NO	SI	SI	SI	
	P15	P16	P17	P18	P19	P20		
	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$		
1 Piano	SI	-	SI	SI	SI	-		
2 Piani	NO	-	NO	NO	NO	-		
3 Piani	NO	-	NO	NO	NO	-		
4 Piani	NO	-	NO	NO	NO	-		

**Tabella 20** : Verifica configurazione planimetrica 3x4.

		Parametri di Calcolo				
3x5	$F_{V,Ed}$	$\gamma_F$	n	$N_{Sd,m}$	$0.7 * N_{Sd,m}$	
	[kN]	[adi.]	[adi.]	[kN]	[kN]	
1 Piano	3466.88	1.33	24.00	192.12	134.49	
2 Piani	6933.75	1.33	24.00	384.25	268.97	
3 Piani	10400.63	1.33	24.00	576.37	403.46	
4 Piani	13867.50	1.33	24.00	768.49	537.94	

**Tabella 21** : Parametri di Calcolo configurazione planimetrica 3x5.

3x5	Carico Agente sulla Sezione						P07	P08
	P01	P02	P03	P04	P05	P06		
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]		
1 Piano	58.57	182.86	166.68	166.68	182.86	70.57	182.86	472.02
2 Piani	136.19	365.41	334.10	334.10	365.41	148.19	365.41	923.52
3 Piani	234.26	551.52	505.78	505.78	551.52	234.26	551.52	1365.10
4 Piani	332.98	752.72	692.20	692.20	752.72	332.98	752.72	1828.52
	P09	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
	1 Piano	430.33	430.33	472.02	182.86	182.86	226.24	430.33
2 Piani	843.03	843.03	923.52	365.41	365.41	431.96	843.03	843.03
3 Piani	1247.73	1247.73	1365.10	551.52	551.52	627.76	1247.73	1247.73
4 Piani	1673.30	1673.30	1828.52	752.72	752.72	845.39	1673.30	1673.30
	P17	P18	P19	P20	P21	P22	P23	P24
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
	1 Piano	474.70	182.86	70.57	182.86	166.68	159.68	182.86
2 Piani	928.88	365.41	148.19	365.41	334.10	327.10	365.41	145.39
3 Piani	1373.14	551.52	234.26	551.52	505.78	505.78	551.52	234.26
4 Piani	1839.24	752.72	332.98	752.72	692.20	695.70	752.72	334.38

**Tabella 22** : Carico Agente sulle Sezioni configurazione planimetrica 3x5.

3x5	Snellezza della Sezione						P07	P08
	P01	P02	P03	P04	P05	P06		
	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$		
1 Piano	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26
2 Piani	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	23.75
3 Piani	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	20.78
4 Piani	33.26	27.71	27.71	27.71	27.71	33.26	27.71	18.48
	P09	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16
	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$
	1 Piano	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26
2 Piani	23.75	23.75	23.75	33.26	33.26	23.75	33.26	33.26
3 Piani	20.78	20.78	20.78	33.26	33.26	20.78	33.26	33.26
4 Piani	18.48	18.48	18.48	27.71	27.71	18.48	27.71	27.71
	P17	P18	P19	P20	P21	P22	P23	P24
	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$
	1 Piano	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26
2 Piani	23.75	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26
3 Piani	20.78	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26
4 Piani	18.48	27.71	33.26	27.71	27.71	27.71	27.71	33.26

**Tabella 23** : Snellezza delle Sezioni configurazione planimetrica 3x5.

	Verifica							
3x5	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07	P08
	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$
1 Piano	-	SI	SI	SI	SI	-	SI	NO
2 Piani	-	NO	NO	NO	NO	-	NO	SI
3 Piani	-	NO	NO	NO	NO	-	NO	SI
4 Piani	-	NO	NO	NO	NO	-	NO	SI
	P09	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16
	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$
1 Piano	NO	NO	NO	NO	SI	NO	NO	NO
2 Piani	SI	SI	SI	NO	NO	SI	NO	NO
3 Piani	SI	SI	SI	NO	NO	SI	NO	NO
4 Piani	SI	SI	SI	NO	NO	SI	NO	NO
	P17	P18	P19	P20	P21	P22	P23	P24
	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$
1 Piano	NO	SI	-	SI	SI	SI	SI	-
2 Piani	SI	NO	-	NO	NO	NO	NO	-
3 Piani	SI	NO	-	NO	NO	NO	NO	-
4 Piani	SI	NO	-	NO	NO	NO	NO	-

Tabella 24 : Verifica configurazione planimetrica 3x5.

	Parametri di Calcolo				
3x6	$F_{V,Ed}$	$\gamma_F$	n	$N_{Sd,m}$	$0.7 * N_{Sd,m}$
	[kN]	[adi.]	[adi.]	[kN]	[kN]
1 Piano	4160.25	1.33	28.00	197.61	138.33
2 Piani	8320.50	1.33	28.00	395.22	276.66
3 Piani	12480.75	1.33	28.00	592.84	414.98
4 Piani	16641.00	1.33	28.00	790.45	553.31

Tabella 25 : Parametri di Calcolo configurazione planimetrica 3x6.

		Carico Agente sulla Sezione						
3x6	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
1 Piano	70.57	182.86	166.68	166.68	166.68	182.86	67.77	
2 Piani	148.19	365.41	334.10	334.10	334.10	365.41	145.39	
3 Piani	234.26	551.52	505.78	505.78	505.78	551.52	234.26	
4 Piani	332.98	752.72	692.20	692.20	692.20	752.72	334.38	
		P08	P09	P10	P11	P12	P13	P14
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1 Piano	182.86	472.02	430.33	430.33	430.33	472.02	93.48	
2 Piani	365.41	923.52	843.03	843.03	843.03	923.52	186.66	
3 Piani	551.52	1365.10	1247.73	1247.73	1247.73	1365.10	283.39	
4 Piani	752.72	1828.52	1673.30	1673.30	1673.30	1828.52	395.22	
		P15	P16	P17	P18	P19	P20	P21
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1 Piano	182.86	472.02	430.33	430.33	430.33	472.02	182.86	
2 Piani	365.41	923.52	843.03	843.03	843.03	923.52	365.41	
3 Piani	551.52	1365.10	1247.73	1247.73	1247.73	1365.10	551.52	
4 Piani	752.72	1828.52	1673.30	1673.30	1673.30	1828.52	752.72	
		P22	P23	P24	P25	P26	P27	P28
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1 Piano	70.57	182.86	166.68	166.68	166.68	182.86	70.57	
2 Piani	148.19	365.41	334.10	334.10	334.10	365.41	148.19	
3 Piani	234.26	551.52	505.78	505.78	505.78	551.52	234.26	
4 Piani	332.98	752.72	692.20	692.20	692.20	752.72	332.98	

Tabella 26 : Carico Agente sulle Sezioni configurazione planimetrica 3x6.

	Snellezza della Sezione						
3x6	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07
	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$
1 Piano	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26
2 Piani	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26
3 Piani	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26
4 Piani	33.26	27.71	27.71	27.71	27.71	27.71	33.26
	P08	P09	P10	P11	P12	P13	P14
	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$
1 Piano	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26
2 Piani	33.26	23.75	23.75	23.75	23.75	23.75	33.26
3 Piani	33.26	20.78	20.78	20.78	20.78	20.78	33.26
4 Piani	27.71	18.48	18.48	18.48	18.48	18.48	27.71
	P15	P16	P17	P18	P19	P20	P21
	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$
1 Piano	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26
2 Piani	33.26	23.75	23.75	23.75	23.75	23.75	33.26
3 Piani	33.26	20.78	20.78	20.78	20.78	20.78	33.26
4 Piani	27.71	18.48	18.48	18.48	18.48	18.48	27.71
	P22	P23	P24	P25	P26	P27	P28
	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$
1 Piano	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26
2 Piani	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26
3 Piani	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26
4 Piani	33.26	27.71	27.71	27.71	27.71	27.71	33.26

**Tabella 27** : Snellezza delle Sezioni configurazione planimetrica 3x6.

	Verifica						
3x6	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07
	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$
1 Piano	-	SI	SI	SI	SI	SI	-
2 Piani	-	NO	NO	NO	NO	NO	-
3 Piani	-	NO	NO	NO	NO	NO	-
4 Piani	-	NO	NO	NO	NO	NO	-
	P08	P09	P10	P11	P12	P13	P14
	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$
1 Piano	SI	NO	NO	NO	NO	NO	-
2 Piani	NO	SI	SI	SI	SI	SI	-
3 Piani	NO	SI	SI	SI	SI	SI	-
4 Piani	NO	SI	SI	SI	SI	SI	-
	P15	P16	P17	P18	P19	P20	P21
	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$
1 Piano	SI	NO	NO	NO	NO	NO	SI
2 Piani	NO	SI	SI	SI	SI	SI	NO
3 Piani	NO	SI	SI	SI	SI	SI	NO
4 Piani	NO	SI	SI	SI	SI	SI	NO
	P22	P23	P24	P25	P26	P27	P28
	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$
1 Piano	-	SI	SI	SI	SI	SI	-
2 Piani	-	NO	NO	NO	NO	NO	-
3 Piani	-	NO	NO	NO	NO	NO	-
4 Piani	-	NO	NO	NO	NO	NO	-

Tabella 28 : Verifica configurazione planimetrica 3x6.

	Parametri di Calcolo				
3x7	$F_{V,Ed}$	$\gamma_F$	n	$N_{Sd,m}$	$0.7 * N_{Sd,m}$
	[kN]	[adi.]	[adi.]	[kN]	[kN]
1 Piano	4853.63	1.33	32.00	201.73	141.21
2 Piani	9707.25	1.33	32.00	403.46	282.42
3 Piani	14560.88	1.33	32.00	605.19	423.63
4 Piani	19414.50	1.33	32.00	806.92	564.84

Tabella 29 : Parametri di Calcolo configurazione planimetrica 3x7.

	Carico Agente sulla Sezione							
3x7	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07	P08
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1 Piano	70.57	182.86	166.68	166.68	166.68	166.68	182.86	70.57
2 Piani	148.19	365.41	334.10	334.10	334.10	334.10	365.41	148.19
3 Piani	234.26	551.52	505.78	505.78	505.78	505.78	551.52	234.26
4 Piani	332.98	752.72	692.20	692.20	692.20	692.20	752.72	332.98
	P09	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1 Piano	182.86	472.02	430.33	430.33	430.33	206.89	472.02	182.86
2 Piani	365.41	923.52	843.03	843.03	843.03	396.15	923.52	365.41
3 Piani	551.52	1365.10	1247.73	1247.73	1247.73	577.41	1365.10	551.52
4 Piani	752.72	1828.52	1673.30	1673.30	1673.30	779.55	1828.52	752.72
	P17	P18	P19	P20	P21	P22	P23	P24
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1 Piano	182.86	472.02	430.33	430.33	402.54	429.11	472.02	180.17
2 Piani	365.41	923.52	843.03	843.03	806.71	840.59	923.52	360.05
3 Piani	551.52	1365.10	1247.73	1247.73	1222.13	1244.07	1365.10	543.47
4 Piani	752.72	1828.52	1673.30	1673.30	1648.80	1668.43	1828.52	742.00
	P25	P26	P27	P28	P29	P30	P31	P32
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1 Piano	70.57	182.86	166.68	166.68	166.68	166.68	182.86	70.57
2 Piani	148.19	365.41	334.10	334.10	334.10	334.10	365.41	148.19
3 Piani	234.26	551.52	505.78	505.78	505.78	505.78	551.52	234.26
4 Piani	332.98	752.72	692.20	692.20	692.20	692.20	752.72	332.98

**Tabella 30** : Carico Agente sulle Sezioni configurazione planimetrica 3x7.



	Snellezza della Sezione							
3x7	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07	P08
	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$
1 Piano	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26
2 Piani	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26
3 Piani	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26
4 Piani	33.26	27.71	27.71	27.71	27.71	27.71	27.71	33.26
	P09	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16
	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$
1 Piano	33.26	20.78	20.78	20.78	20.78	20.78	20.78	33.26
2 Piani	33.26	23.75	23.75	23.75	23.75	23.75	23.75	33.26
3 Piani	33.26	20.78	20.78	20.78	20.78	20.78	20.78	33.26
4 Piani	27.71	18.48	18.48	18.48	18.48	18.48	18.48	27.71
	P17	P18	P19	P20	P21	P22	P23	P24
	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$
1 Piano	33.26	20.78	20.78	20.78	20.78	20.78	20.78	33.26
2 Piani	33.26	23.75	23.75	23.75	23.75	23.75	23.75	33.26
3 Piani	33.26	20.78	20.78	20.78	20.78	20.78	20.78	33.26
4 Piani	27.71	18.48	18.48	18.48	18.48	18.48	18.48	27.71
	P25	P26	P27	P28	P29	P30	P31	P32
	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$
1 Piano	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26
2 Piani	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26
3 Piani	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26
4 Piani	33.26	27.71	27.71	27.71	27.71	27.71	27.71	33.26

**Tabella 31** : Snellezza delle Sezioni configurazione planimetrica 3x7.

3x7	Verifica							
	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07	P08
	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$
1 Piano	-	SI	SI	SI	SI	SI	SI	-
2 Piani	-	NO	NO	NO	NO	NO	NO	-
3 Piani	-	NO	NO	NO	NO	NO	NO	-
4 Piani	-	NO	NO	NO	NO	NO	NO	-
	P09	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16
	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$
1 Piano	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
2 Piani	NO	SI	SI	SI	SI	SI	SI	NO
3 Piani	NO	SI	SI	SI	SI	SI	SI	NO
4 Piani	NO	SI	SI	SI	SI	SI	SI	NO
	P17	P18	P19	P20	P21	P22	P23	P24
	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$
1 Piano	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
2 Piani	NO	SI	SI	SI	SI	SI	SI	NO
3 Piani	NO	SI	SI	SI	SI	SI	SI	NO
4 Piani	NO	SI	SI	SI	SI	SI	SI	NO
	P25	P26	P27	P28	P29	P30	P31	P32
	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$	$\lambda < \lambda_{lim}$
1 Piano	-	SI	SI	SI	SI	SI	SI	-
2 Piani	-	NO	NO	NO	NO	NO	NO	-
3 Piani	-	NO	NO	NO	NO	NO	NO	-
4 Piani	-	NO	NO	NO	NO	NO	NO	-

Tabella 32 : Verifica configurazione planimetrica 3x7.

# Ringraziamenti

*Per la stesura di questo lavoro di Tesi ringrazio particolarmente il Relatore, Maurizio Taliano, che si è mostrato particolarmente disponibile durante la stesura di tale lavoro. Ringrazio tutti i collaboratori dell' azienda CDM DOLMEN, i quali mi hanno aiutato nell' usare al meglio il loro programma di calcolo strutturale.*

*Ringrazio i miei familiari, che mi hanno dato la possibilità di studiare e che mi hanno incoraggiato in qualsiasi mia decisione e hanno creduto in me, anche quando nessuno ci credeva; in modo particolare ringrazio mia madre, che reputo la persona, che più di tutte, mi ha sostenuto nel perseguire e raggiungere i miei scopi.*

*Ringrazio tutti i miei colleghi con la quale ho condiviso questo percorso di studi, in particolar modo ringrazio Luciano e Giuseppe con quale ho trascorso dei bellissimi periodi sia di studio che di svago e nella quale ho ritrovato dei veri Amici, spero un giorno di potermi sdebitare con voi. Ringrazio Arturo, Luca e Andrea, vi siete rivelati sempre disponibili nei miei confronti sia come amici che come colleghi, vi ringrazio.*

*Ringrazio tutti i miei Amici di Torino con la quale ho condiviso questi 3 anni, in particolar modo, doveroso ringraziare i miei coinquilini Giuseppe, Anna e Gianmaria; siete stati la mia " famiglia " a Torino, grazie a voi mi sentivo a " casa ".*

*Ringrazio i miei Amici di Catania, Michele, Alberto e Giuseppe, ci sono i fratelli di sangue e i fratelli per scelta, voi rientrate nella seconda categoria. Ringrazio Flaminia, Milena e Sara, per me non siete solo delle amiche, ma le sorelle che non ho mai avuto.*

*Ultimo ma non l' ultimo, ringrazio Alessandro, qualsiasi cosa possa scrivere non potrà mai essere esaustivo, le parole non basterebbero, grazie per tutto, davvero, so che ci sarai sempre e io ci sarò sempre per te.*

Paolo Scuderi  
Ringraziamenti

*Ringrazio tutte le persone che mi vogliono bene, quelle con la quale ho condiviso il bello e il cattivo tempo, quelle che mi hanno sostenuto e dato manforte nei miei momenti di crisi, quelle che mi hanno fatto sorridere, quelle che hanno creduto in me, quelle che ci sono e ci saranno sempre, quelle che riescono a farmi sentire “ vivo ”; io non dimentico, ti ringrazio.*

**GRAZIE A TUTTI.**

**Paolo Scuderi**



# Bibliografia

- [ 1 ]     *“Bo Westerberg”, Second order effects in slender concrete structures: Background to the rule in EC2, Stockholm, Aprile 2004.*
- [ 2 ]     *“Comitato Europeo di Normazione”, Eurocodice No. 2 - Design of Concrete Structures, Via Cavour, 100- 12011 Borgo San Dalmazzo ( CN ), Schedario Tecnico Editore S.p.A, Novembre 1991.*
- [ 3 ]     *“Comitato Europeo di Normazione”, Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture cementizie, Via Cavour, 100- 12011 Borgo San Dalmazzo ( CN ), Schedario Tecnico Editore S.p.A, Novembre 1991.*
- [ 4 ]     *“Gazzetta Ufficiale”, Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. 14 Gennaio 2008, Via Salaria 691 - 00138 Roma, Istituto poligrafico e zecca dello stato S.p.A., 4 Febbraio 2008.*
- [ 5 ]     *“Comitè Euro-International du Bèton ( CEB )”, CEB/FIP Manual of Buckling And Instability, The Construction Press Ltd, Lancaster, England, 1978*