

PREDIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Descrizione del metodo per la ricerca di meccanismo globale

Il metodo proposto ed ideato da *Fabio Neri (2005)*(Gherzi, 2005), Ricercatore dell'Università di Catania, consente di determinare, sia tenendo in conto l'effetto $P-\Delta$ che trascurandolo, la resistenza flessionale necessaria alle colonne di ciascun piano per garantire il raggiungimento del meccanismo di collasso globale, una volta assegnato il momento plastico delle sezioni di estremità delle travi e di quelle alla base delle colonne del primo ordine.

Il metodo è applicabile a tutte le tipologie strutturali che abbiano però una risposta al sisma essenzialmente traslazionale per ciò che attiene ai modi di vibrare. Pertanto è applicabile essenzialmente alle strutture regolari e simmetriche.

Per poter essere applicata a strutture irregolari il metodo dovrebbe essere sicuramente implementato e rivalutato nelle sue formulazioni per tenere conto degli inevitabili effetti torsionali.

Nella formulazione originale di Neri il metodo di ricerca del meccanismo globale viene poi completato con una analisi di *PushOver* per verificarne il comportamento non lineare e infine validato mediante analisi *Time History* per varie *PGA*.

Il metodo parte dalla ricerca di un moltiplicatore di collasso globale che consente di uguagliare il lavoro compiuto dalle forze esterne sulla struttura all'energia dissipata dalle cerniere plastiche per uno schema di calcolo che prevede la formazione di tutte le cerniere plastiche in una configurazione di incipiente collasso.

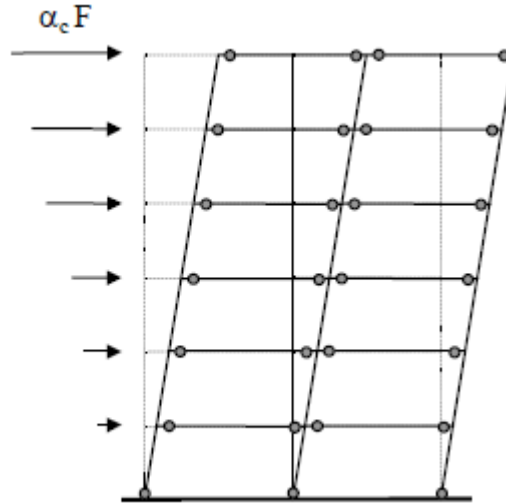


Figura 1. Meccanismo di collasso globale per azione sismica

Pertanto in una distribuzione di forze assegnata (quale ad esempio quella del primo modo di vibrare o semplicemente una distribuzione triangolare (come in questo caso) si potrà scrivere

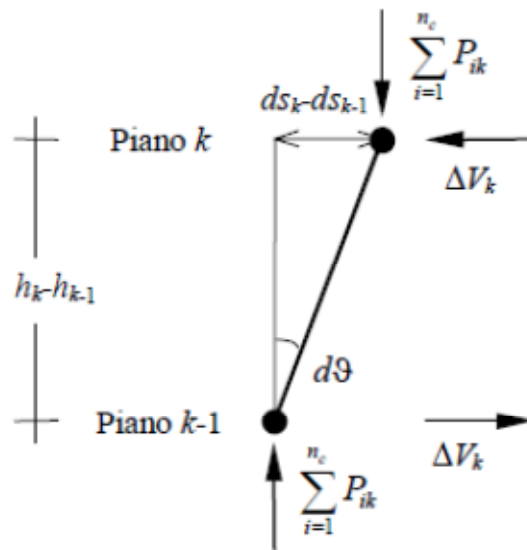


Figura 2: Definizione delle forze in gioco sul pilastro

$$M_p^T dr = \alpha_c F^T ds + \Delta F^T ds \quad (1.1)$$

dove:

- M_p è il vettore di tutti i momenti plastici delle sezioni in cui si formeranno le cerniere plastiche

- dr è il vettore delle rotazioni virtuali delle cerniere plastiche in condizioni di incipiente collasso
- F è il vettore delle forze orizzontali per il primo modo di vibrare
- ds è il vettore degli spostamenti virtuali orizzontali
- ΔF è il vettore delle forze di deviazione che nascono per effetto dei carichi verticali in presenza di spostamenti orizzontali (quando si deve tener conto di effetto $P-\Delta$)

Seguendo la nomenclatura proposta da *Neri* si possono esplicitare le quantità richiamate nella (1.1) con n_c il numero delle colonne, n_b il numero di campate, n_s il numero di piani, i la generica colonna, j la generica campata, k il generico piano, $M_{c,ik}$, il momento plastico nella colonna i,k , ridotto per effetto dell'interazione con lo sforzo normale, $M_{b,jk}$, il momento plastico nella trave jk , $\phi=\theta$ la curvatura della colonna.

Il vettore M_p è composto dai momenti plastici alla base delle colonne del primo ordine ($B=Bottom$) e dai momenti plastici alle estremità delle travi nella sezione di destra ($R=Right$) e sinistra ($L=Left$) ed avrà dimensioni

$$(n_c + 2 n_b n_s) \times 1$$

$$M_p^T dr = \{M_{c,11}^B, \dots, M_{c,i1}^B, \dots, M_{c,n_c 1}^B, \dots, M_{b,11}^L, M_{b,11}^R, \dots, M_{b,jk}^L, \dots, M_{b,n_b n_s}^R\} \quad (1.2)$$

Il vettore dr ha le stesse dimensioni di M_p ed i suoi termini sono uguali alla rotazione $d\phi$ alla base del telaio, quindi indicando con I il vettore unitario si avrà

$$dr^T = \{1, 1, \dots, 1\} d\phi = Id\phi \quad (1.3)$$

Il vettore delle forze F ha dimensioni $n_s \times 1$ ed è costituito dalle forze F_k applicate in corrispondenza dei vari impalcati.

$$F^T = \{F_1, F_2, \dots, F_k, \dots, F_{n_s}\} \quad (1.4)$$

Mentre il vettore degli spostamenti orizzontali virtuali ds ha le stesse dimensioni di F e può essere espresso in funzione della rotazione alla base del telaio $d\phi$ e della quota dell'impalcato h_k

$$ds^T = \{h_1, h_2, \dots, h_k, \dots, h_{n_s}\} d\phi = h^T \phi \quad (1.5)$$

Anche se qui non sarà utilizzato si esplicita il vettore ΔF_k delle forze di deviazione le cui componenti sono rappresentate dalle differenze $\Delta V_{k+1} - \Delta V_k$ tra i valori del taglio prodotto dagli effetti del secondo ordine nei due piani adiacenti. Quindi considerando che il taglio ΔV_k è uguale al prodotto tra P_k , somma degli sforzi normali P_{ik} delle colonne del piano k e la rotazione $d\phi$ ed essendo la differenza $P_{k+1} - P_k$ pari al carico verticale N_k applicato al piano k , il vettore delle forze di deviazione ΔF avrà dimensioni $n_s \times I$ ed è così costituito

$$\Delta F^T = \{N_1, N_2, \dots, N_k, \dots, N_{n_s}\} d\phi = N^T d\phi \quad (1.6)$$

Pertanto sostituendo nella (1.1) le equazioni da (1.2) a (1.6) ed imponendo che la rotazione $d\phi$ sia uguale alla rotazione ultima della sezione meno duttile ϕ_u si ottiene il moltiplicatore di collasso α_c , in funzione della geometria del telaio, dei carichi agenti e della resistenza delle sezioni

$$\begin{aligned} \alpha_c &= \frac{M_p^T I}{F^T h} - \frac{N^T h \phi_u}{F^T h} = \\ &= \frac{\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i} + \sum_{k=1}^{n_s} \sum_{i=1}^{n_b} (M_{b,jk}^L + M_{b,jk}^R)}{\sum_{k=1}^{n_s} F_k h_k} - \frac{\sum_{k=1}^{n_s} N_k h_k \phi_u}{\sum_{k=1}^{n_s} F_k h_k} \end{aligned} \quad (1.7)$$

A questo punto noto il moltiplicatore di collasso si può calcolare la sommatoria dei momenti di progetto delle colonne, piano per piano imponendo l'equilibrio alla rotazione della parte superiore della struttura rispetto alla sezione considerata.

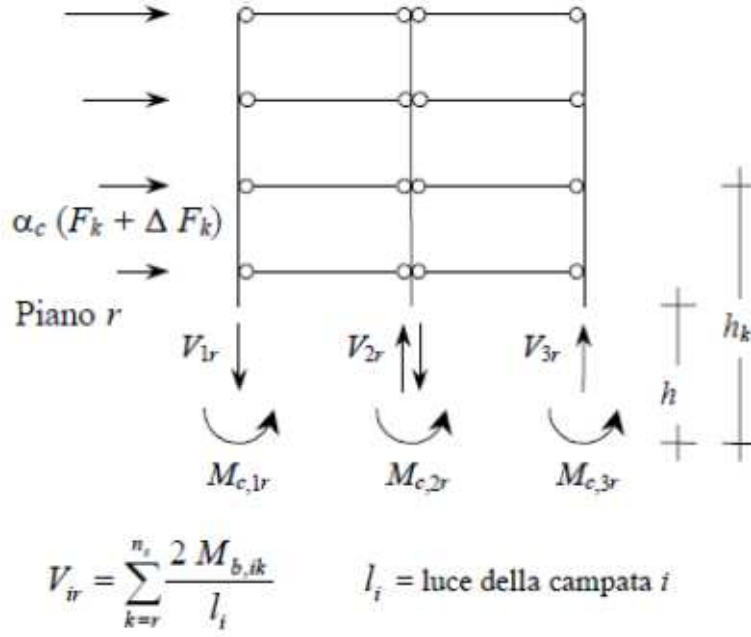


Figura 3: Equilibrio della parte superiore del telaio

Quindi considerando una sezione orizzontale a quota r si avrà

$$\begin{aligned} \sum_{i=r}^{n_c} M_{c,i} &= \alpha_c \sum_{k=r}^{n_s} F_k (h_k - h_r) - \\ &+ \sum_{k=r}^{n_s} \sum_{i=1}^{n_b} (M_{b,jk}^L + M_{b,jk}^R) + \sum_{k=r}^{n_s} N_k (h_k - h_r) \phi_u \end{aligned} \quad (1.8)$$

per la sezione in sommità della colonna e

$$\begin{aligned} \sum_{i=r}^{n_c} M_{c,i} &= \alpha_c \sum_{k=r}^{n_s} F_k (h_k - h_{r-1}) - \\ &+ \sum_{k=r}^{n_s} \sum_{i=1}^{n_b} (M_{b,jk}^L + M_{b,jk}^R) + \sum_{k=r}^{n_s} N_k (h_k - h_{r-1}) \phi_u \end{aligned} \quad (1.9)$$

per la sezione ai piedi della colonna della generica sezione fatta a quota r .

Lo sforzo normale di progetto in ogni colonna può essere determinato sommando gli sforzi di taglio trasmessi dalle travi nella configurazione di collasso e sarà pari a:

$$N_{sD,jr} = \sum_{k=r}^{n_s} (V_{j-1k} + V_{jk}) \quad (1.10)$$

Dove

$$V_{jk} = \frac{q_{jk} l_j}{2} + \frac{M_{b,jk}^L + M_{b,jk}^R}{l_j} \quad (1.11)$$

l_j è la luce della trave j , q_{jk} è il carico verticale in condizione sismica al piano k .

Nella fase di progetto, sono note le altezze di interpiano, nonché il carico verticale totale ai differenti piani. Nel caso in cui la rotazione plastica consentita fu sia definita, anche la forza di deviazione ΔF_k è nota. Se la struttura è regolare la distribuzione delle forze sismiche può essere assunta proporzionale a quella del primo modo, o più semplicemente può essere considerata triangolare.

Le relazioni precedentemente determinate legano tra loro i momenti resistenti di travi e colonne, ma non sono in numero tale da fornire una soluzione unica. Dal punto di vista operativo, è conveniente assegnare preliminarmente la resistenza delle travi e delle sezioni alla base delle colonne del primo ordine e ricavare quindi dalle (1.10) e (1.11) le caratteristiche di sollecitazione di progetto delle restanti sezioni delle colonne.

Dato che al crescere della resistenza delle travi aumenta la resistenza da conferire alle colonne per avere un meccanismo globale, il costo della struttura può essere contenuto dimensionando le travi per resistere solamente al carico verticale nella condizione non sismica. Questo è un limite inferiore, al di sotto del quale non si può scendere, altrimenti si avrebbero plasticizzazioni anche per la sola presenza di carichi verticali. Resistenze maggiori potrebbero però essere necessarie per garantire spostamenti ultimi superiori a quelli richiesti dal sisma.

La resistenza alla base del primo ordine delle colonne deve essere assegnata tenendo conto di vincoli tecnologici ed economici. I primi impongono che le sezioni delle colonne al generico piano non siano minori di quelle al piano superiore; le esigenze economiche richiedono di minimizzare il peso e quindi il costo strutturale. La ricerca della distribuzione delle resistenze in grado di soddisfare queste condizioni conduce ad una distribuzione di sollecitazioni in cui il momento al piede della colonna di base eguaglia il momento massimo che si registra ai vari piani. L'andamento lungo l'altezza della resistenza delle colonne necessaria affinché si abbia un

meccanismo globale rende necessario l'uso di un'unica sezione per i primi r piani, essendo r il piano in cui si registra il momento massimo. Imponendo quindi che:

$$\sum_{i=r}^{n_c} M_{c,ir} = \sum_{i=r}^{n_c} M_{c,il} \quad (1.12)$$

si può ricavare dalle (1.7), (1.8) e (1.9) una espressione di α_c che non dipende dal momento plastico delle colonne, ma dipende dal piano in cui si è imposta l'uguaglianza (indicato con $\alpha_{c,r}$). Facendo riferimento ad un telaio in cui l'altezza di interpiano è costante, ovvero $h_k - h_{k-1} = h$ e quindi $h_k = kh$, se la struttura è regolare e la destinazione d'uso è la stessa per tutti i piani anche il carico verticale è uguale, cioè $N_k = N$, e quindi anche le travi avranno la stessa sezione a tutti i piani ed avremo $M_{b,jk} = Mb_j$.

Assumendo una distribuzione di forze triangolare normalizzate in modo da avere somma pari ad 1, cioè assumendo

$$F = \sum_{k=1}^{n_s} k \quad (1.13)$$

si ha:

$$\alpha_c = \frac{W}{h} \sum_{j=1}^{n_b} (M_{b,j}^L + M_{b,j}^R) - RN\phi_u \quad (1.14)$$

dove

$$W = \frac{(2n_s - r + 1) \sum_{k=1}^{n_s} k}{\sum_{k=1}^{n_s} k^2 + \sum_{k=r}^{n_s} k^2 - r \sum_{k=r}^{n_s} k} \quad (1.15)$$

e

$$R = \frac{\left[\sum_{k=1}^{n_s} k + \sum_{k=r}^{n_s} (k-r) \right] \sum_{k=1}^{n_s} k}{\sum_{k=1}^{n_s} k^2 + \sum_{k=r}^{n_s} k^2 - r \sum_{k=r}^{n_s} k} \quad (1.16)$$

Sostituendo nella (1.8), (1.9) la (1.14) si otterrà il momento flettente globale per i primi r piani

$$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i} = \bar{W} \sum_{j=1}^{n_b} (M_{b,j}^L + M_{b,j}^R) + \bar{R} N h \phi_u \quad (1.17)$$

Con $k=1, \dots, r$ e dove

$$\bar{W} = -n_s \frac{(2n_s - r + 1) \sum_{k=1}^{n_s} k^2}{\sum_{k=1}^{n_s} k^2 + \sum_{k=r+1}^{n_s} k^2 - r \sum_{k=r+1}^{n_s} k} \quad (1.18)$$

e

$$\bar{R} = \frac{\left[\sum_{k=1}^{n_s} k + \sum_{k=r}^{n_s} (k-r) \right] \sum_{k=1}^{n_s} k^2}{\sum_{k=1}^{n_s} k^2 + \sum_{k=r+1}^{n_s} k^2 - r \sum_{k=r+1}^{n_s} k} + \sum_{k=1}^{n_s} k \quad (1.19)$$

Come si può vedere da quanto descritto i coefficienti $W, R, \bar{W}, \bar{R}$ sono, nelle condizioni sopra riportate, indipendenti dalla geometria della struttura se non per ciò che attiene all'altezza di interpiano. Quindi questi coefficienti sono determinabili a priori sulla base del solo numero dei piani. Con il termine “*piano*” si intende impalcato, perciò un edificio di due piani, un piano terra ed un piano primo, avrà un numero di *piani* pari a 2.

Si riportano di seguito i coefficienti ottenuti dalle equazioni suddette per strutture fino a 10 impalcati per valori di r considerati ottimali a seguito di numerose analisi numeriche effettuate.

n_s	r	W	R	$\bar{W}$	$\bar{R}$
10	7	1.7	7.6	2.2	1.7
9	6	1.7	6.8	2.0	1.6
8	6	1.7	6.1	1.8	0.9
7	5	1.7	5.4	1.7	0.8
6	4	1.7	4.6	1.5	0.7
5	4	1.7	4.0	1.4	0.3
4	3	1.7	3.2	1.2	0.2
3	2	1.7	2.4	1.1	0.2
2	2	1.8	1.8	1.0	0.0

Tabella 1: Coefficienti per calcolo momento flettente globale alla base di progetto.

Considerazioni sul metodo di Neri

Il metodo di *Neri* descritto ha basi scientifiche inconfutabili ed appare piuttosto interessante ed utile per ottenere strutture ben progettate e altamente dissipative.

Tuttavia si ritengono necessarie alcune riflessioni in merito al metodo ed alla sua applicazione.

L'incertezza più grande è che il procedimento non consente di trovare il momento di progetto per ogni colonna ma soltanto quello globale di piano, equazioni (1.8) e (1.9); quindi, confidando su numerose analisi numeriche, *Neri* distribuisce i momenti alle colonne uniformemente, a patto che tutte abbiano la stessa sezione.

Questa approssimazione può essere adeguata dal punto di vista numerico, ma certamente non soddisfa le necessità architettoniche che spesso sono vincolanti negli edifici abitativi. Inoltre anche numericamente si pongono diverse incongruenze. Infatti se, come si dice nello studio, la differenza delle sollecitazioni riscontrata dal punto di vista numerico è del 20% su telai con elementi in acciaio è chiaro che per elementi in cemento armato questo non è soddisfacente. Infatti in sezioni di cemento armato, a differenza che nell'acciaio, le sollecitazioni di compressione o trazione influiscono fortemente sulla verifica della sezione.

Pertanto non si ritiene perseguibile l'approssimazione di *Neri* quando il materiale utilizzato per la struttura è il cemento armato e se le luci delle travi non sono tutte uguali determinando momenti alle estremità molto diversi e carichi verticali diversi.

Si intende quindi ricercare una relazione che leghi la sommatoria del momento di progetto con ognuno dei pilastri al fine di operare una distribuzione dei momenti che tenga conto della costanza della curvatura negli elementi inflessi.

Modifiche al metodo di Neri per la distribuzione del momento globale di base alle varie colonne su una struttura in cemento armato

Viene qui proposto un metodo che consenta di poter distribuire il momento globale di progetto ottenuto con il metodo di *Neri* sopra illustrato che possa soddisfare alle esigenze architettoniche e/o a quelle strutturali richieste dalle verifiche del cemento armato.

Il metodo parte dalle considerazioni che riguardano il comportamento delle strutture sottoposte ad azioni orizzontali. Si intende infatti trovare una relazione che leghi la curvatura di snervamento, che sarà considerata costante per ogni elemento, alla sollecitazione flettente che si dovrà attribuire ad ogni pilastro nel rispetto del *capacity design* e/o alle esigenze architettoniche e quindi alla dimensione/distribuzione dei pilastri quando necessarie.

Si fa presente preliminarmente che nel nostro caso di studio le altezze dei pilastri sono tutte uguali e che saranno tutti di forma rettangolare.

A tal proposito definendo $M_{cR,ir}$ il momento resistente del pilastro i alla quota r si avrà

$$M_{cR,ir} = EI_{ir} \phi_y \quad (1.20)$$

Ricordando la ben nota formula per il calcolo del momento inerziale di una sezione rettangolare

$$I_{ir} = \frac{Eb h_{ir}^3}{12} \quad (1.21)$$

dove b è la base del pilastro ed h l'altezza della sezione.

Dalle evidenze sperimentali e da considerazioni in merito alla rigidità elastica della sezione fessurata si può ottenere la seguente equazione approssimata sulla curvatura di snervamento:

$$\phi_y = \frac{C_y \varepsilon_y}{h_{ir}} \quad (1.22)$$

e quindi sostituendo nella (1.20) si avrà

$$M_{cR,ir} = \frac{Eb h_{ir}^2 \cdot C_y \varepsilon_y}{12} \quad (1.23)$$

La (1.23) è valida per la ricerca di una distribuzione del momento flettente quando la geometria dei pilastri è nota o imposta da esigenze architettoniche o strutturali.

In questo caso, verificato che

$$\sum_{i=1}^{n_c} M_{cR,ir} \geq \sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ir} \quad (1.24)$$

si potrà quindi distribuire il momento globale in proporzione alla capacità flettente del singolo pilastro così calcolata.

$$M_{cd,ir} = \frac{M_{cR,ir} \sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ir}}{\sum_{i=1}^{n_c} M_{cR,ir}} \quad (1.25)$$

Nel caso invece si volesse procedere ad una progettazione diretta della sezione dei pilastri si dovranno fare delle considerazioni preliminari:

- *in un comportamento della struttura di tipo shear type, come normalmente ipotizzato per un edificio di nuova costruzione, l'azione sismica trasversale agirà indifferentemente su tutti i pilastri, senza tener conto del carico gravitazionale applicato su ognuno di essi;*
- *la risposta dei pilastri sarà funzione della curvatura di snervamento e quindi del quadrato dell'altezza della sezione resistente come si è mostrato in (1.23).*

Non conoscendo però la sezione si dovrà trovare una relazione che ci consenta di poterla desumere da altri valori.

A tale scopo e tenendo in conto di quanto detto sopra si può sostenere che mentre per ciò che riguarda i carichi gravitazionali siamo vincolati da una distribuzione delle azioni funzione delle aree di influenza intorno al pilastro e quindi alle travi ad esso vincolate, per ciò che riguarda le azioni dovute al sisma sarà la geometria che daremo al pilastro a determinare quanta energia dovrà assorbire il pilastro stesso.

Questo concetto che è chiaro per una struttura regolare in pianta ed in altezza è comunque valido in generale anche per strutture irregolari se pur con alcune modifiche relative alle conseguenti torsioni che si svilupperebbero.

Pertanto nei casi in cui non siamo vincolati da scelte architettoniche o strutturali particolari si potrà distribuire il momento globale ai pilastri in funzione della flessione massima che si sviluppa alle estremità delle travi che vi gravano, essendo così certi che questo ci consentirà di soddisfare sia le richieste statiche che dinamiche della struttura.

Quindi chiamando $M_{bM,ir}$ il momento massimo di una delle due travi che gravano sul pilastro i alla quota r si potrà scrivere

$$M_{cd,ir}^* = \frac{M_{bM,ir} \cdot \sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ir}}{\sum_{i=1}^{n_c} M_{bM,ir}} \quad (1.26)$$

e quindi invertendo i termini della (1.23) si potrà scrivere

$$h = \sqrt{\frac{12 \cdot M_{cR,ir}^*}{Eb \cdot C_y \epsilon_y}} \quad (1.27)$$

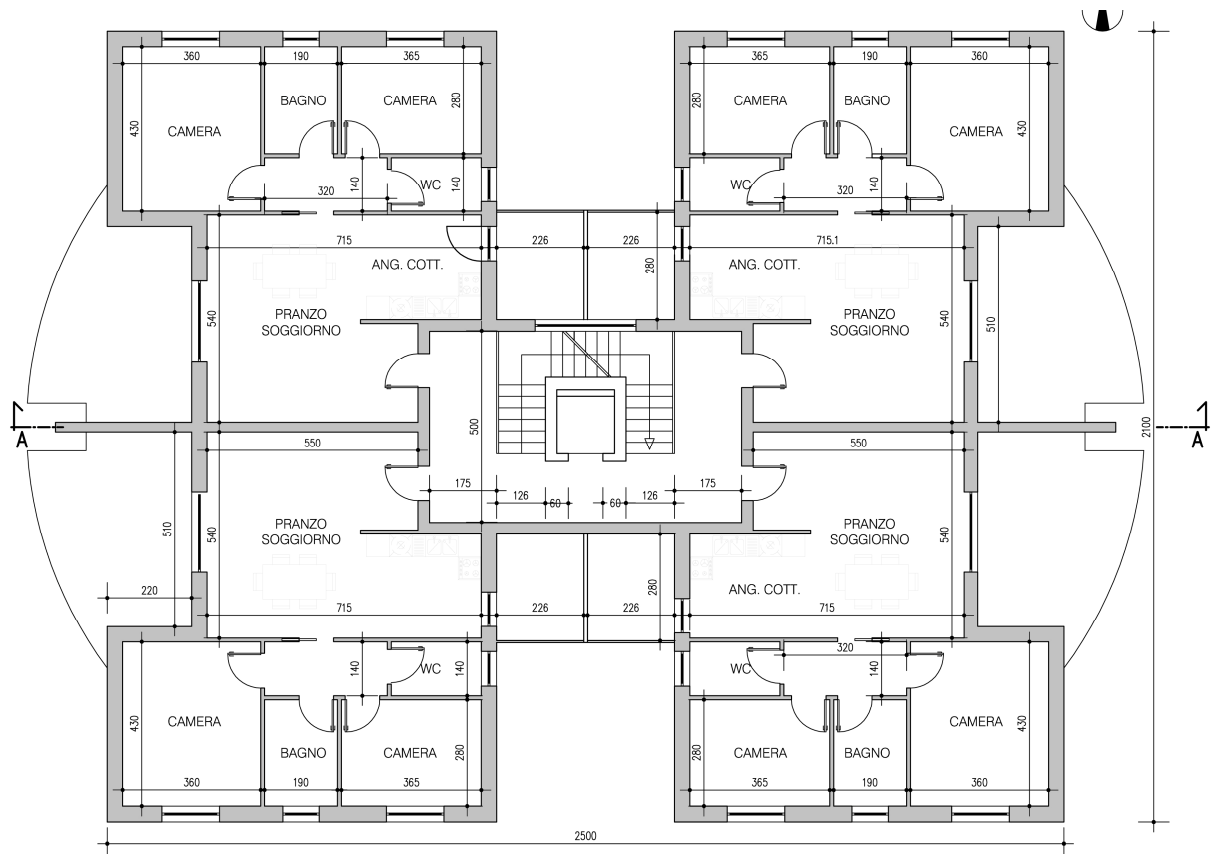
Dalla (1.27), definita la base della sezione del pilastro, si potrà calcolare l'altezza e quindi le dimensioni dell'elemento che forniscano un comportamento adeguato alle nostre necessità flessionali e dissipative.

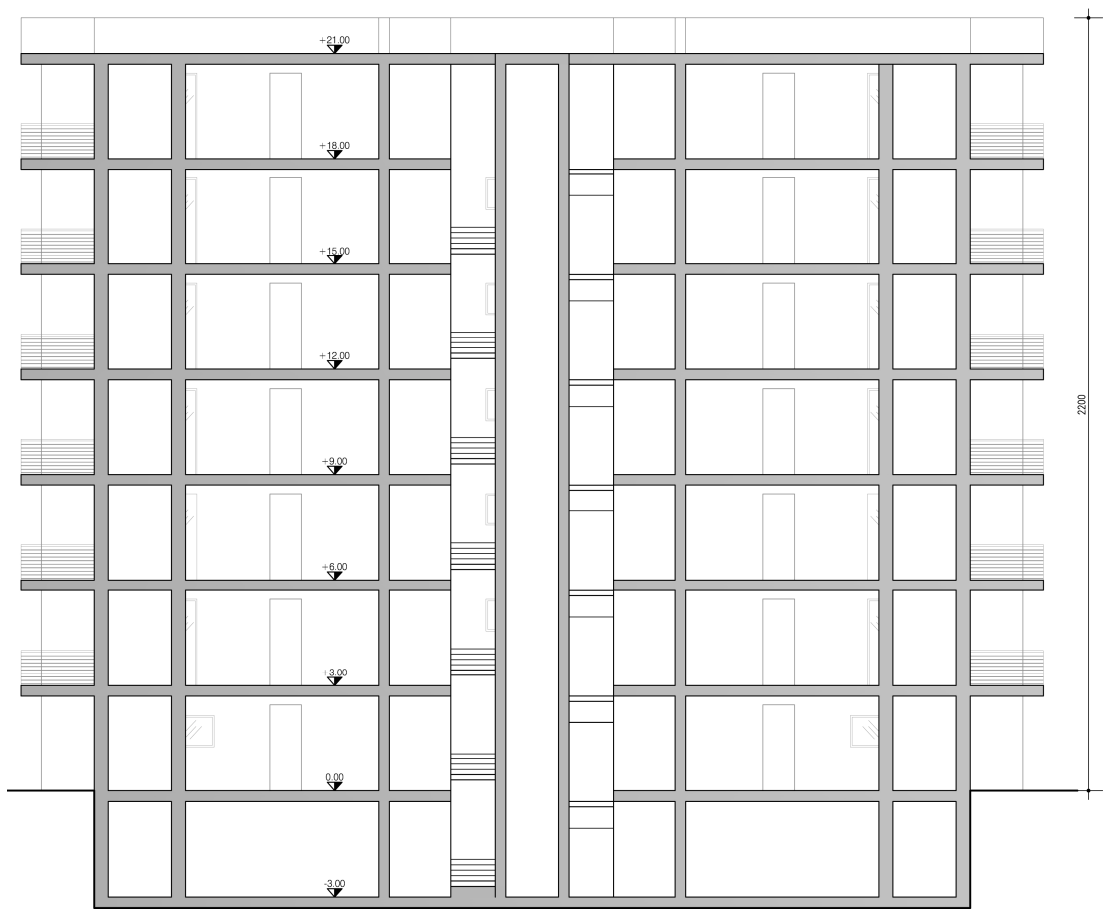
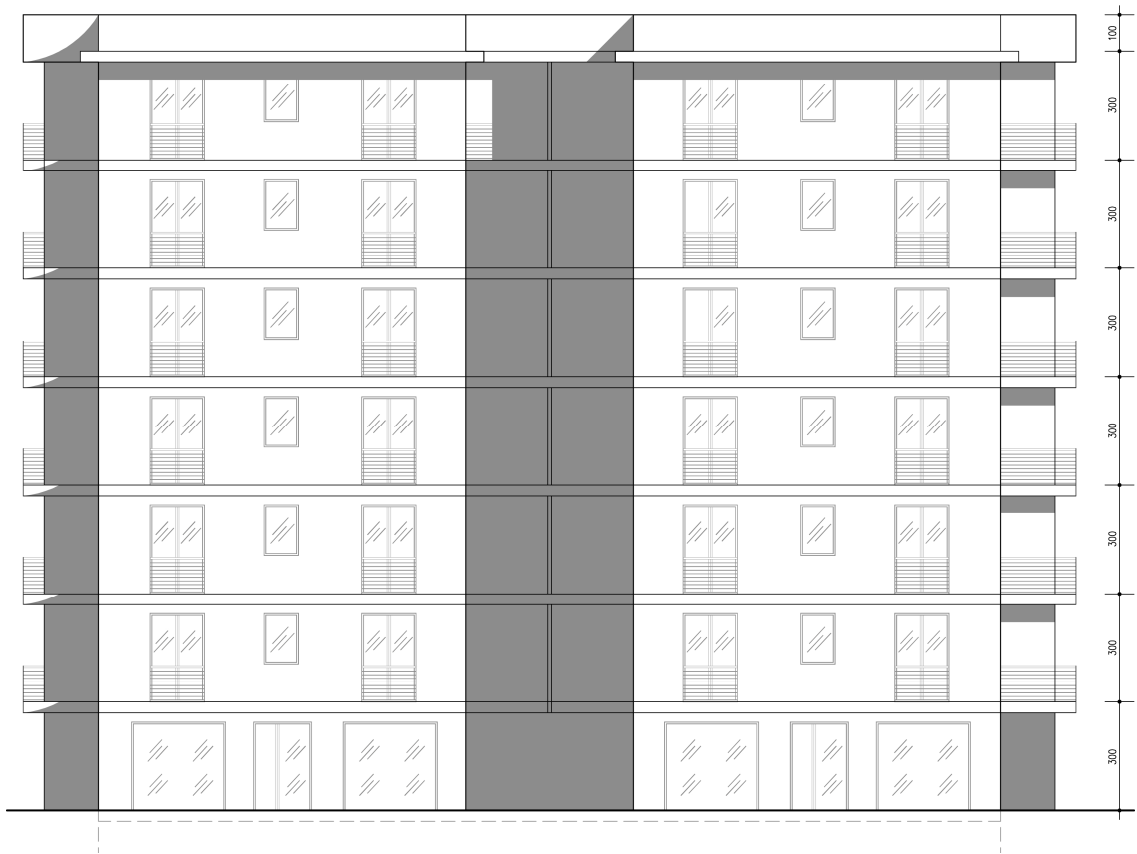
Applicazione del metodo proposto alla struttura di studio

Il metodo proposto è stato applicato al telaio tipo di un fabbricato di forma simmetrica e regolare in pianta ed in altezza per effettuare un predimensionamento degli elementi strutturali.

Si intende così ricavare una struttura che abbia dei requisiti di alta duttilità dovuti ad un equilibrio certo tra le resistenze dei pilastri e delle travi e che consenta di poter attivare più cerniere plastiche possibili al fine di ottenere un comportamento dissipativo ottimale dell'energia sismica, garantendo nel contempo un comportamento più uniforme e quindi meno dannoso per gli elementi non strutturali.

La struttura è quella riportata nelle seguenti figure:





Per seguire i criteri sopra esposti si è provveduto a fissare alcuni parametri necessari al calcolo.

Per ciò che attiene i carichi previsti sul telaio si è ipotizzato in via approssimativa di tener conto delle tamponature gravanti direttamente sul telaio o tramite travi ad esso collegate ed aventi un carico di tipo G2 di 1.5 kN/m².

I coefficienti parziali da attribuire ai carichi sono quelli previsti dalle *NTC 2018*.

Per il calcolo del momento sulle travi saranno effettuate due ipotesi: una che tiene conto degli stati limite ultimi nella combinazione fondamentale (SLU) ed una con i coefficienti relativi ad una combinazione sismica. I coefficienti C_M con cui saranno calcolati i relativi momenti flettenti che garantiscano la formazione delle cerniere soltanto in corrispondenza delle estremità delle travi saranno pari a 10 per gli SLU e 4 per la combinazione sismica.

$$M_{b,j}^* = \frac{q_d l^2}{C_M} \quad (1.28)$$

Dati generali	
n_s	8
n_c	8
n_b	7
h_i	3.00 m

Carichi di piano		
G_1	2.0	kN/m ²
G_2	4.6	kN/m ²
Q_{k1}	2.0	kN/m ²

Coefficienti parziali	
γ_{G1}	1.1
γ_{G2}	1.5
γ_{Q1}	1.5
ψ_{21}	0.3

Come proposto dalle norme italiane si adotterà una riduzione del 50% della rigidezza (coefficiente R_f) riducendo il momento inerziale della sezione fessurata.

Caratteristiche		
E	34.00	MPa
R_l	0.50	
E_s	200.00	GPa
f_{ye}	470	MPa
ε_y	0.00235	

Il calcolo del momento nelle travi, primo passo necessario per il dimensionamento della struttura, necessita di altri parametri che possono essere scelti in ragione di valutazioni di carattere costruttivo ed economico.

Pertanto si dovrà determinare una base minima per la sezione delle travi in funzione della larghezza prevedibile dei pilastri ed in funzione delle prescrizioni normative attuali. Stessa cosa dovrà essere attuata per ciò che riguarda l'altezza delle travi che chiaramente non potrà essere minore dell'altezza del solaio. Queste scelte portano a prevedere una base della sezione della travi di almeno 50 cm ed una altezza del solaio/trave pari ad almeno 25 cm, valore minimo richiesto dalla normativa.

Caratteristiche sezione		
b	0.5	m
h_s	0.25	m
C_y	1.5	

Il valore C_y coefficiente presente nella (1.22) presenta in letteratura valori piuttosto variabili. *Prestley* (2007) riporta un coefficiente C_y pari a 2.1 per le sezioni rettangolari, ma da verifiche effettuate su alcune sezioni reali si è visto che il valore 1.5 proposto da *Cosenza ed altri* (Cosenza, 2008) riflette meglio quanto ottenuto con le verifiche classiche.

Con i valori sopra riportati e considerando gli impalcati tutti uguali in dimensioni, geometria e carichi, per le travi si potranno ricavare i seguenti valori

Sollecitazioni sulle travi

fattore momento per combinazione SLU

10

fattore momento per combinazione sismica

4

pilastro	1		2		3		4		5		6		7		8	
trave	$M^L_{b,1}$	$M^R_{b,1}$	$M^L_{b,2}$	$M^R_{b,2}$	$M^L_{b,3}$	$M^R_{b,3}$	$M^L_{b,4}$	$M^R_{b,4}$	$M^L_{b,5}$	$M^R_{b,5}$	$M^L_{b,6}$	$M^R_{b,6}$	$M^L_{b,7}$	$M^R_{b,7}$	$M^L_{b,8}$	$M^R_{b,8}$
luce	2.2		3.78		3.78		5.04		3.78		3.78		2.2		2.2	
interasse	2.35		2.35		5.05		1.38		2.35		5.05		2.35		2.35	
$M^S_{b,j}$	13.85	13.85	40.88	40.88	87.85	87.85	42.68	42.68	40.88	40.88	87.85	87.85	13.85	13.85	13.85	13.85
$M^E_{b,j}$	20.62	20.62	60.86	60.86	130.78	130.78	63.54	63.54	60.86	60.86	130.78	130.78	20.62	20.62	20.62	20.62
$M^D_{b,R}$	156.05	156.05	156.05	156.05	156.05	156.05	156.05	156.05	156.05	156.05	156.05	156.05	156.05	156.05	156.05	156.05
h	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
ϕ_y	0.0141	0.0141	0.0141	0.0141	0.0141	0.0141	0.0141	0.0141	0.0141	0.0141	0.0141	0.0141	0.0141	0.0141	0.0141	0.0141
V_{jk}	-18.74	18.74	-32.20	32.20	-69.20	69.20	-25.21	25.21	-32.20	32.20	-69.20	69.20	-18.74	18.74	-18.74	18.74

sezioni adottate

0.5x0.25

Tabella.2: Valori dei momenti sulle travi e dei relativi tagli.

Dove con $M^S_{b,j}$ si intende il momento calcolato nella combinazione principale (SLU), $M^E_{b,j}$ rappresenta quello calcolato nella combinazione sismica e $M^D_{b,R}$ il momento resistente della sezione di progetto.

L'altezza considerata per il calcolo del momento resistente è quella che scaturisce dall'applicazione della (1.27) fatto salvo il caso in cui l'altezza ottenuta non sia minore dell'altezza del solaio, nel qual caso verrà utilizzata quest'ultima.

La sezione comune a tutte le travi che verrà adottata è, come riportato nella precedente tabella una 50x25 cm.

Si avranno inoltre i seguenti valori per gli altri parametri fondamentali

$$\Sigma M_{bj} = \boxed{2184.77} \text{ kNm}$$

$$\alpha_{c6} = \frac{W}{h} \sum_{j=1}^{n_b} (M^L_{b,j} + M^R_{b,j}) = \boxed{1270.37}$$

$$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i} = \bar{W} \sum_{j=1}^{n_b} (M^L_{b,j} + M^R_{b,j}) = \boxed{4119.38} \text{ kNm}$$

Applicando le (1.10), (1.11), (1.17), le sollecitazioni che ne scaturiscono per ogni piano sono:

	$\alpha_{c6} F_k$	$\Sigma M^B_{c,k}$	$\Sigma M^T_{c,k}$
Piano k		kNm	kNm
8	282.30	-1337.85	2184.77
7	247.02	-2781.57	-3522.62
6	211.73	-1896.28	-4119.42
5	176.44	-1328.58	-4081.05
4	141.15	-337.42	-3513.35
3	105.86	971.32	-2522.19
2	70.58	2491.80	-1213.44
1	35.29	4118.14	307.03

Tabella.3: Valori delle forze di piano e dei momenti globali di piano sui pilastri.

Con evidenziato il piano 6 ove si riscontrano i valori massimi.

Partendo da questi valori ed utilizzando la (1.26) per la distribuzione dei momenti alla base ed in testa ai singoli pilastri si ottengono i seguenti valori applicando inoltre un coefficiente di amplificazione del momento $\gamma_{Rd} = 1.3$ come previsto dalle *NTC 2018* al *punto 7.4.4.2*, per “... proteggere i pilastri da una plasticizzazione prematura ...”; il coefficiente tiene conto di un leggero incrudimento dell'acciaio.

Momenti sui pilastri

coefficiente di amplificazione del momento γ_{RD}

1.3

	$M^B_{c,1k}$	$M^T_{c,1k}$	$M^B_{c,2k}$	$M^T_{c,2k}$	$M^B_{c,3k}$	$M^T_{c,3k}$	$M^B_{c,4k}$	$M^T_{c,4k}$	$M^B_{c,5k}$	$M^T_{c,5k}$	$M^B_{c,6k}$	$M^T_{c,6k}$	$M^B_{c,7k}$	$M^T_{c,7k}$	$M^B_{c,8k}$	$M^T_{c,8k}$
Piano k	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm
8	-124.23	202.87	-248.46	405.74	-248.46	405.74	-248.46	405.74	-248.46	405.74	-248.46	405.74	-248.46	405.74	-124.23	202.87
7	-258.29	-327.10	-516.58	-654.20	-516.58	-654.20	-516.58	-654.20	-516.58	-654.20	-516.58	-654.20	-516.58	-654.20	-258.29	-327.10
6	-176.08	-382.52	-352.17	-765.04	-352.17	-765.04	-352.17	-765.04	-352.17	-765.04	-352.17	-765.04	-352.17	-765.04	-176.08	-382.52
5	-123.37	-378.95	-246.74	-757.91	-246.74	-757.91	-246.74	-757.91	-246.74	-757.91	-246.74	-757.91	-246.74	-757.91	-123.37	-378.95
4	-31.33	-326.24	-62.66	-652.48	-62.66	-652.48	-62.66	-652.48	-62.66	-652.48	-62.66	-652.48	-62.66	-652.48	-31.33	-326.24
3	90.19	-234.20	180.39	-468.41	180.39	-468.41	180.39	-468.41	180.39	-468.41	180.39	-468.41	180.39	-468.41	90.19	-234.20
2	231.38	-112.68	462.76	-225.35	462.76	-225.35	462.76	-225.35	462.76	-225.35	462.76	-225.35	462.76	-225.35	231.38	-112.68
1	382.40	28.51	764.80	57.02	764.80	57.02	764.80	57.02	764.80	57.02	764.80	57.02	764.80	57.02	382.40	28.51

Tabella **Errore. Nel documento non esiste testo dello stile specificato.**4: Valori dei momenti sui pilastri per ogni piano.

E i seguenti carichi verticali

Sollecitazione assiale sui pilastri

	$N_{c,k1}$	$N_{c,k2}$	$N_{c,k3}$	$N_{c,k4}$	$N_{c,k5}$	$N_{c,k6}$	$N_{c,k7}$	$N_{c,k8}$
Piano k	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
8	-18.74	-50.94	-101.40	-94.41	-57.41	-101.40	-87.94	-18.74
7	-37.48	-101.88	-202.80	-188.82	-114.83	-202.80	-175.88	-37.48
6	-56.22	-152.83	-304.20	-283.23	-172.24	-304.20	-263.82	-56.22
5	-74.97	-203.77	-405.59	-377.64	-229.65	-405.59	-351.76	-74.97
4	-93.71	-254.71	-506.99	-472.05	-287.07	-506.99	-439.69	-93.71
3	-112.45	-305.65	-608.39	-566.46	-344.48	-608.39	-527.63	-112.45
2	-131.19	-356.59	-709.79	-660.87	-401.89	-709.79	-615.57	-131.19
1	-149.93	-407.54	-811.19	-755.28	-459.31	-811.19	-703.51	-149.93

Tabella.5: Valori dei carichi assiali sui pilastri per ogni piano.

Dalle sollecitazioni ricavate sarà possibile ottenere mediante la (1.27) le altezze teoriche delle sezioni dei pilastri e quindi quelle reali più soddisfacenti.

Predimensionamenti pilastri

Larghezza sezione pilastro m

	h_{k1}	h_{k2}	h_{k3}	h_{k4}	h_{k5}	h_{k6}	h_{k7}	h_{k8}
Piano k	m	m	m	m	m	m	m	m
8	0.32	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.32
7	0.40	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.40
6	0.44	0.62	0.62	0.62	0.62	0.62	0.62	0.44
5	0.44	0.62	0.62	0.62	0.62	0.62	0.62	0.44
4	0.40	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.40
3	0.34	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.34
2	0.34	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.34
1	0.44	0.62	0.62	0.62	0.62	0.62	0.62	0.44

sezioni adottate

Tabella.6: Dimensione teorica dei pilastri ai vari piani e sezioni adottate

Abbiamo ottenuto questo risultato semplicemente con un unico passaggio utilizzando un foglio di calcolo *Excel*, mentre con il sistema classico che, in realtà, avevo già utilizzato ho dovuto effettuare un buon numero di tentativi per trovare quello più soddisfacente.

Senza tener conto che in questo modo si dovrebbe garantire l'attivazione della maggior parte delle cerniere plastiche sia sulle travi che sui pilastri, garantendo una elevata duttilità ed una notevole dissipazione dovuta al lavoro di deformazione compiuto dalle sezioni resistenti.