



Ordine degli Ingegneri della Provincia di  
ANDRIA BARLETTA TRANI

# LA PROGETTAZIONE STRUTTURALE SECONDO D.M. 14.01.08 E CIRCOLARE APPLICATIVA

## Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica

Andria, 18 giugno 2010

**Prof. Ing. G. MAGLIULO**

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI FEDERICO II



## INTRODUZIONE

Nel capitolo che segue si analizza in dettaglio la progettazione di un edificio intelaiato in cemento armato in zona sismica, considerando le prescrizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC), di cui al Decreto del Ministero per le Infrastrutture del 14 gennaio 2008. Esse, assieme alla relativa Circolare applicativa (Circ. NTC), sono state assunte quale principale riferimento nello svolgimento del progetto per tutto quanto attiene ai criteri generali di sicurezza ed alle assunzioni fondamentali dell'analisi strutturale, alla definizione delle azioni previste nella vita nominale delle costruzioni, alle caratteristiche dei materiali nonché alle verifiche di sicurezza dell'insieme strutturale ovvero dei singoli elementi di cui esso si compone.

Per ciò che riguarda le specifiche indicazioni applicative per l'ottenimento delle prescritte prestazioni, per quanto non espressamente specificato nei due documenti sopra citati (NTC e Circ. NTC) si è fatto riferimento, circostanziandolo di volta in volta, agli Eurocodici ed alle relative Appendici Nazionali.

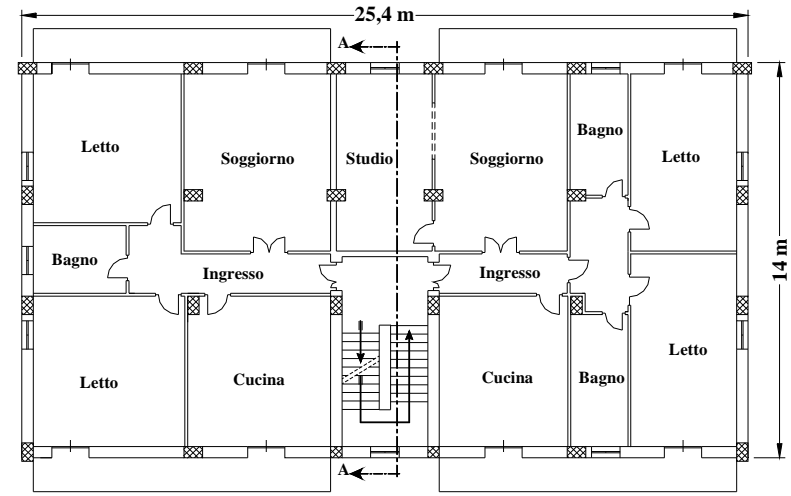
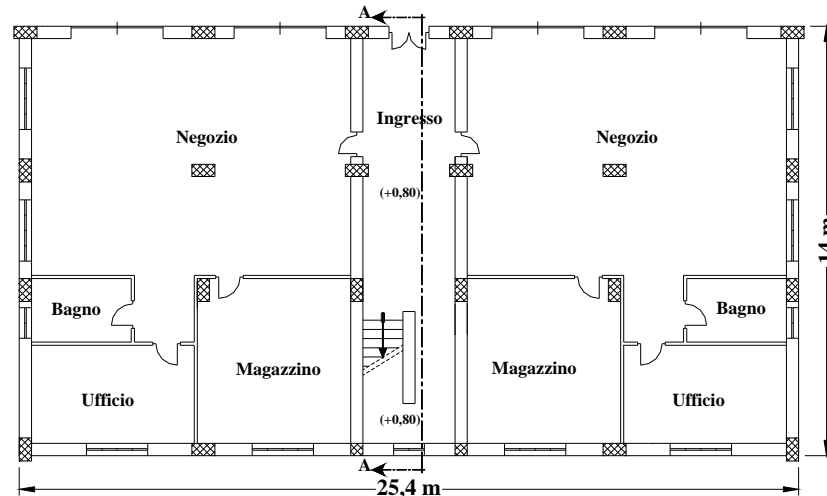
# Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica

## SCHEMA ARCHITETTONICO E STRUTTURALE

Si riporta di seguito lo schema della pianta del piano terra (Fig. 2.1 (sx)), della pianta del piano tipo (Fig. 2.1 (dx)) e di una sezione dell'edificio da progettare (Fig. 2.2 (sx)), nonché una visione prospettica dell'intelaiatura (Fig. 2.2 (dx)).

Nella progettazione bisogna seguire quanto più possibile i seguenti principi di *semplicità strutturale, uniformità e simmetria*.

Conseguentemente, relativamente alla disposizione dei pilastri, l'esperienza suggerisce di orientarli, per quanto possibile, per il 50% in una direzione e per l'altro 50% nella direzione ortogonale ed in maniera tale da centrifugare il più possibile le rigidezze laterali.



# Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica

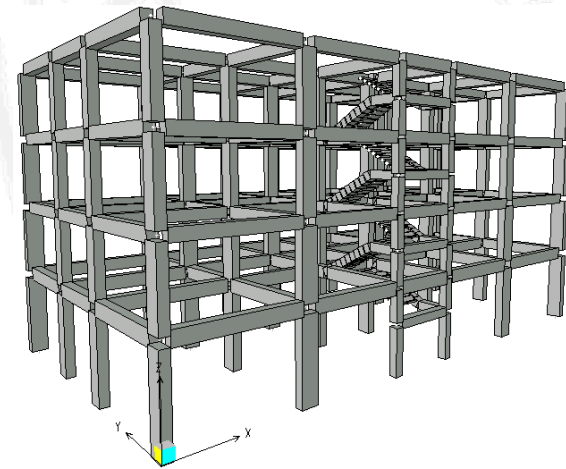
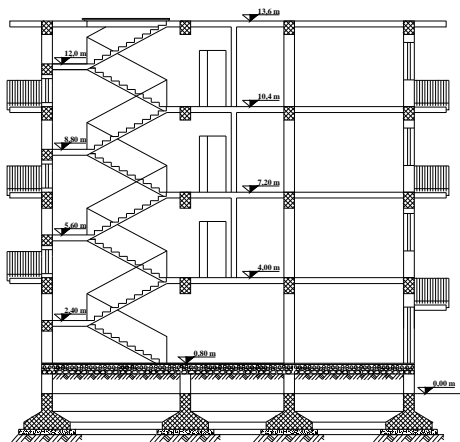
## SCHEMA ARCHITETTONICO E STRUTTURALE

L'edificio è a pianta rettangolare e si sviluppa per quattro piani. Il lato lungo ha direzione coincidente con quella dell'asse  $X$  del riferimento globale e il lato corto è diretto come l'asse  $Y$  di tale riferimento.

All'ingresso si ha una scala, realizzata con trave a ginocchio, ad eccezione del primo rampante costituito da un solettone appoggiato in testa sulla trave intermedia di pianerottolo e alla base su una parete in c.a. e sconnesso per spostamenti orizzontali dal resto della struttura. Dalla scala si accede agli appartamenti, in numero di due per ogni piano. I due appartamenti sono costituiti entrambi da un ingresso, una cucina, un soggiorno, due stanze da letto e rispettivamente da uno e da due bagni e uno studio. L'accesso in copertura avviene mediante una porta scorrevole in acciaio.

L'edificio è strutturalmente simmetrico in direzione  $Y$ , mentre si presenta asimmetrico in direzione  $X$ .

Su ciascun piano sono stati disposti 24 pilastri che vanno a definire quattro telai paralleli alla direzione  $X$  e sei telai paralleli alla direzione  $Y$ .



## SCHEMA ARCHITETTONICO E STRUTTURALE

Per quanto concerne i materiali impiegati, si è scelto di usare un calcestruzzo di classe C25/30 [tabella 4.1.I - NTC] e un acciaio in barre B450C [11.3.2 - NTC].

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione,  $f_{cd}$ , è pari a [4.1.2.1.1.1 - NTC]:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,1 \text{ N / mm}^2$$

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

$\gamma_c$  è il fattore parziale di sicurezza per il calcestruzzo pari a 1,5;

$\alpha_{cc}$  è il coefficiente che tiene conto degli effetti di lunga durata sulla resistenza a compressione pari a 0,85.

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

$$E_{cm} = 22000 \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} = 22000 \left( \frac{33}{10} \right)^{0,3} = 31475 \text{ N / mm}^2$$

dove:  $f_{cm}$  è il valore medio della resistenza caratteristica cilindrica a compressione [11.2.10.1 - NTC] pari a  $f_{ck}+8$ .



## SCHEMA ARCHITETTONICO E STRUTTURALE

L'acciaio per cemento armato B450C è caratterizzato da un valore nominale della tensione caratteristica di snervamento da utilizzare nei calcoli  $f_{y,nom}=450 \text{ N/mm}^2$  [11.3.2 - NTC] ed inoltre deve rispettare i requisiti indicati nella tabella 11.3.Ib.

La resistenza di calcolo  $f_{yd}$  è data da [4.1.2.1.1.6 - NTC]:

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

dove:  $\gamma_s$  è il fattore parziale di sicurezza per l'acciaio pari a 1,15.

Il valore di progetto del modulo elastico  $E_s$  si assume pari a  $210000 \text{ N/mm}^2$  [11.3.4 - NTC].

Per i materiali, relativamente alle costruzioni in zona sismica, vanno altresì rispettate le prescrizioni contenute al paragrafo [7.4.2 - NTC].

## AZIONE SISMICA

Le NTC adottano un approccio prestazionale agli stati limite per la progettazione delle strutture nuove e per la verifica di quelle esistenti. L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base", che costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche e nell'allegato A alle NTC essa è indicata con un livello di dettaglio accurato, sia in termini geografici che in termini temporali.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per un coefficiente d'uso  $C_U$  funzione della classe d'uso [2.4.3 - NTC]. Per costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti (classe d'uso II) [2.4.2 - NTC] il coefficiente d'uso  $C_U$  assume valore unitario. La vita nominale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I delle NTC e deve essere precisata nei documenti di progetto. Per strutture ordinarie è possibile assumere:

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

Di conseguenza:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.0 = 50 \text{ anni}$$

## AZIONE SISMICA

Noto il periodo di riferimento, le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono, come detto, a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione definita in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, nel periodo di riferimento VR.

Nei confronti delle azioni sismiche, gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti. Le NTC prevedono quattro stati limite: due di esercizio, Stato Limite di Operatività (SLO) e Stato Limite di Danno (SLD); e due ultimi: Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC) [3.2.1 - NTC].

Per le classi d'uso I e II, il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito [7.1 - NTC]:

- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo SLD;
- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLV.



## AZIONE SISMICA

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati [Tabella 3.2.I - NTC], sono:

$$SLD \rightarrow P_{V_R} = 63\%$$

$$SLV \rightarrow P_{V_R} = 10\%$$

Nota PVR, il periodo di ritorno dell'azione sismica TR, espresso in anni è pari a [Allegato A - NTC]:

$$SLD \rightarrow T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{V_R})} = -\frac{50}{\ln(1-0,63)} = 50 \text{ anni}$$

$$SLV \rightarrow T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{V_R})} = -\frac{50}{\ln(1-0,10)} = 475 \text{ anni}$$

Nota il periodo di ritorno dell'azione sismica, le forme spettrali sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

ag accelerazione orizzontale massima al sito;

Fo valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T\*C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

## AZIONE SISMICA

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente  $V_{s,30}$  di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità.

La velocità equivalente delle onde di taglio è definita dall'espressione [Eq. 3.2.1 – NTC]:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

dove:  $h_i$  è lo spessore (in metri) dell' $i$ -esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità;  
 $V_{s,i}$  è la velocità delle onde di taglio nell' $i$ -esimo strato;

Con riferimento al profilo stratigrafico di Fig. 2.3 si ricava:

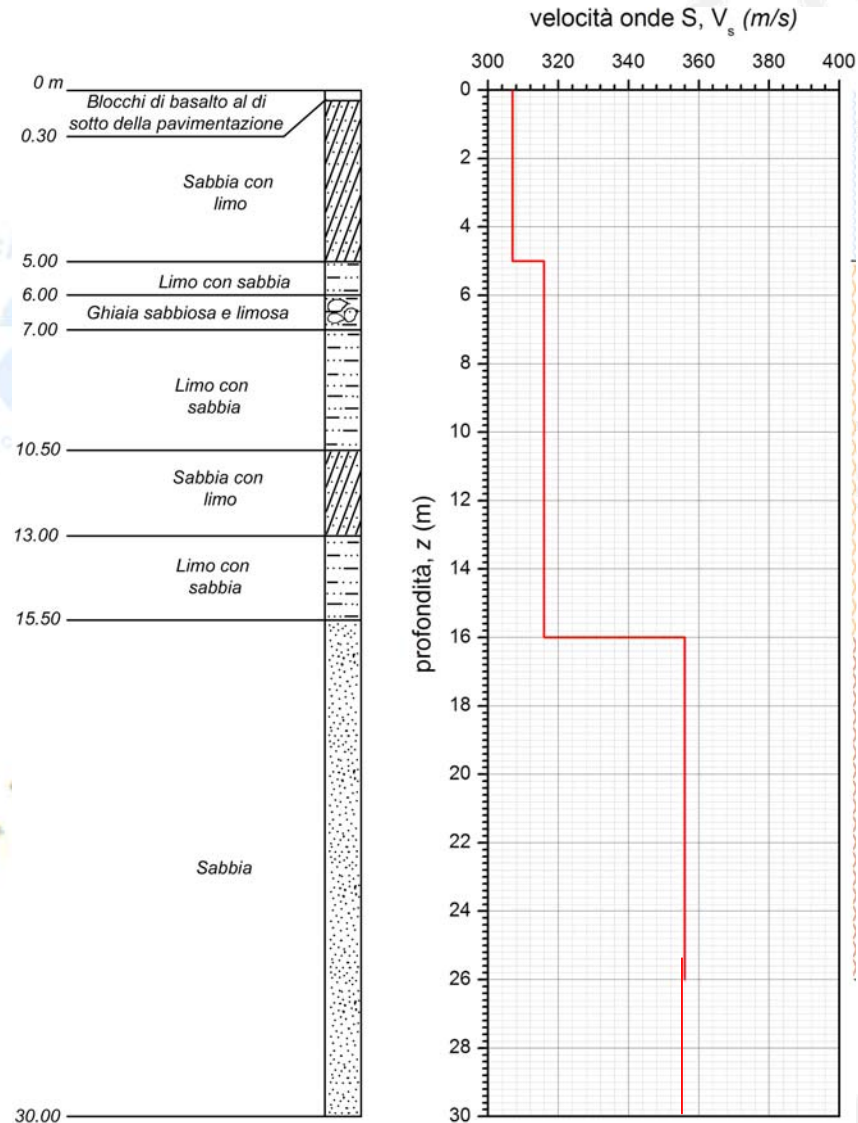
$$V_{s,30} = \frac{30}{\frac{5}{307} + \frac{11}{316} + \frac{14}{356}} = 331 \text{ m/s}$$

e cioè un terreno di tipo C in quanto  $180 < V_{s,30} < 360$  [Tabella 3.2.II – NTC].

Supponendo che l'edificio sorga su una superficie pianeggiante la categoria topografica di riferimento è la T1 [Tabella 3.2.IV – NTC].

# Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica

## AZIONE SISMICA



## VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica di riferimento è definita a partire dai parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T^*_c$  individuati nell'allegato B alle NTC in funzione dei punti del reticolo di riferimento in cui è stata suddivisa l'Italia e del periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ . I punti del reticolo sono in totale 10751 definiti in termini di latitudine e longitudine. Supposto che l'edificio da progettare sorga nel comune di Grottaminarda (AV) e che precisamente le coordinate geografiche del sito siano:

Associazione Italiana Calcestruzzo  
Armato e Precompresso

$$\text{Longitudine} = 15^{\circ},082 \quad ; \quad \text{Latitudine} = 41^{\circ},074$$

dalla tabella 1 dell'allegato B alle NTC si ricavano i valori indicati nel Prospetto 2.1:

<b>ID 32103</b>	<i>SLD: <math>T_R=50</math> anni</i>	<i>SLV: <math>T_R=475</math> anni</i>
$a_g$ (g/10)	0,835	2,708
$F_o$	2,33	2,27
$T^*_c$ (s)	0,30	0,38

## VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Quale che sia il periodo di ritorno e quindi lo stato limite considerato, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle Eq. 3.2.4 [3.2.3.2.1 – NTC] in cui: S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione  $S=SS \cdot ST$ , essendo SS il coefficiente di amplificazione stratigrafica [Tabella 3.2.V – NTC] e ST il coefficiente di amplificazione topografica [Tabella 3.2.VI – NTC] pari ad 1,0 per categoria topografica T1;

TC è il periodo corrispondente alla fine del tratto ad accelerazione costante dello spettro, dato da  $TC=CC \cdot T \cdot C$ , in cui CC è funzione della categoria di sottosuolo [Tabella 3.2.V – NTC];

TB è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, pari a  $TB=TC/3$ ;

TD il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione  $TD=4,0 \cdot (ag/g)+1,6$ .

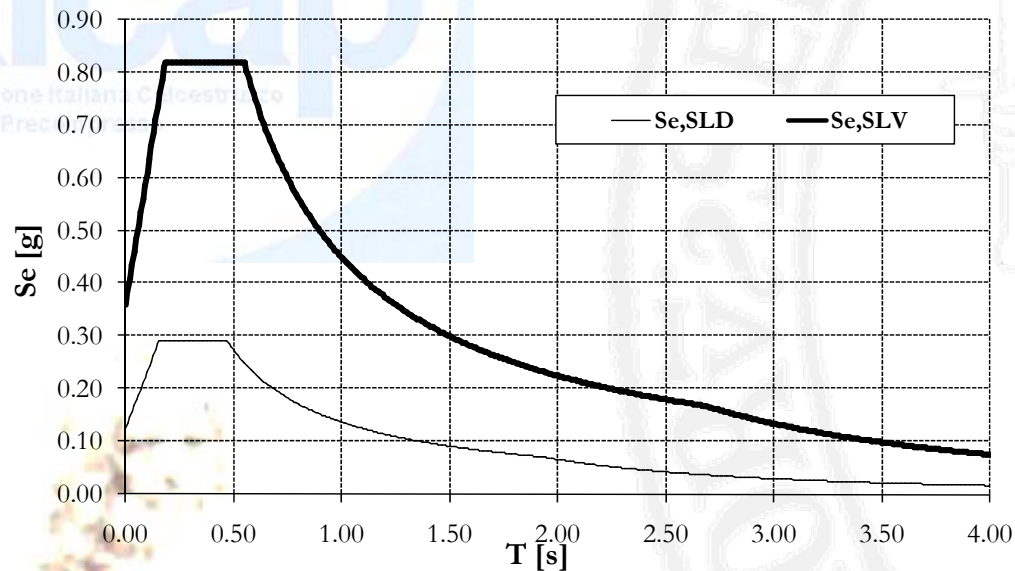
Nel Prospetto 2.2 sono valutati i parametri S, TC, TB, TD, necessari per la costruzione dello spettro di risposta elastico.

	<i>SLD: <math>T_R=50</math> anni</i>	<i>SLV: <math>T_R=475</math> anni</i>
$S_s$	1,58 > 1,50 → 1,50	1,33
S	1,50	1,33
$C_c$	1,56	1,44
$T_c$ (s)	0,47	0,55
$T_b$ (s)	0,16	0,18
$T_d$ (s)	1,93	2,68



## VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Gli spettri di risposta elastici delle componenti orizzontali del sisma valutati con riferimento ad uno smorzamento convenzionale del 5% sono quindi definiti a partire dai valori del Prospetto 2.2 unitamente a quelli del Prospetto 2.1 e alle Eq. (3.2.4) [3.2.3.2.1 - NTC] (Figura 2.4).



## VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Le strutture sismo-resistenti in cemento armato previste dalla norma sono [7.4.3.1 – NTC]:

*strutture a telaio,*

*strutture a pareti,*

*strutture miste telaio-pareti,*

*strutture deformabili torsionalmente,*

*strutture a pendolo inverso.*

In funzione della tipologia strutturale, della classe di duttilità, della regolarità in elevazione e del numero di piani è possibile determinare il *fattore di struttura*  $q$  [7.4.3.2 – NTC]:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

ove:  $q_0$  è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;  $K_R$  è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione [7.2.2 – NTC] con valori pari a 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

## TIPOLOGIE STRUTTURALI

Le strutture sismo-resistenti in cemento armato previste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (**Punto 7.4.3.1 – Tipologie strutturali**) possono essere classificate nelle seguenti tipologie:

- *strutture a telaio*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base  $\geq 65\%$  della resistenza a taglio totale;
- *strutture a pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base  $\geq 65\%$  della resistenza a taglio totale;
- *strutture miste telaio-pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di *strutture miste equivalenti a telai*, altrimenti si parla di *strutture miste equivalenti a pareti*;

## TIPOLOGIE STRUTTURALI

- strutture deformabili torsionalmente, composte da telai e/o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione  $r/l_s > 0,8$ , nella quale:

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

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

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

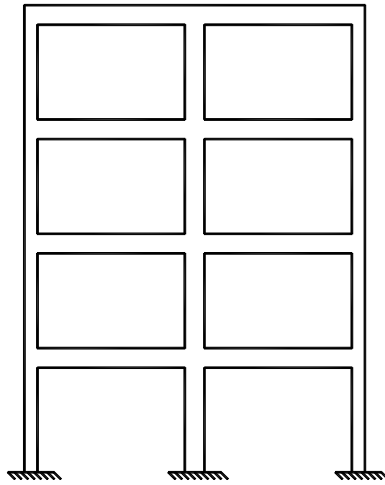
## TIPOLOGIE STRUTTURALI

Una parete (Punto 7.4.3.1 – Tipologie strutturali) è un elemento strutturale verticale avente una sezione trasversale caratterizzata da un rapporto tra dimensione massima e minima in pianta superiore a 4. Si definisce parete di forma composta l'insieme di pareti semplici collegate in modo da formare sezioni a L, T, U, I ecc. Una parete accoppiata consiste di due o più pareti singole collegate tra loro da travi duttili (“travi di accoppiamento”) distribuite in modo regolare lungo l'altezza.

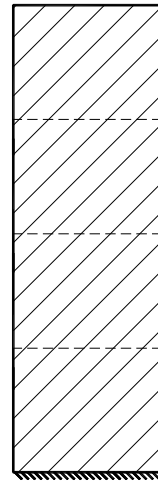
Ai fini della determinazione del fattore di struttura  $q$  una parete si definisce accoppiata quando è verificata la condizione che il momento totale alla base prodotto dalle azioni orizzontali è equilibrato, per almeno il 20%, dalla coppia prodotta dagli sforzi verticali indotti nelle pareti dalla azione sismica.



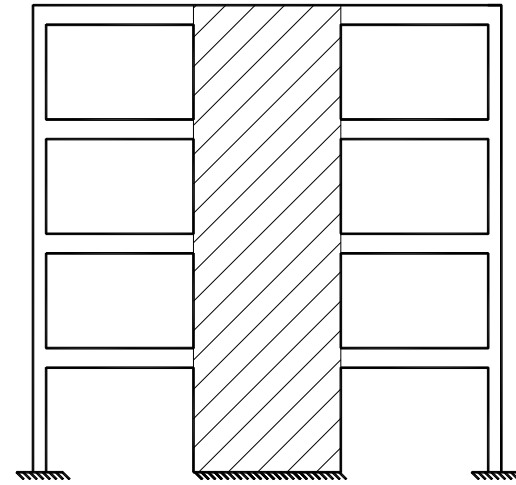
## TIPOLOGIE STRUTTURALI



**Telaio**



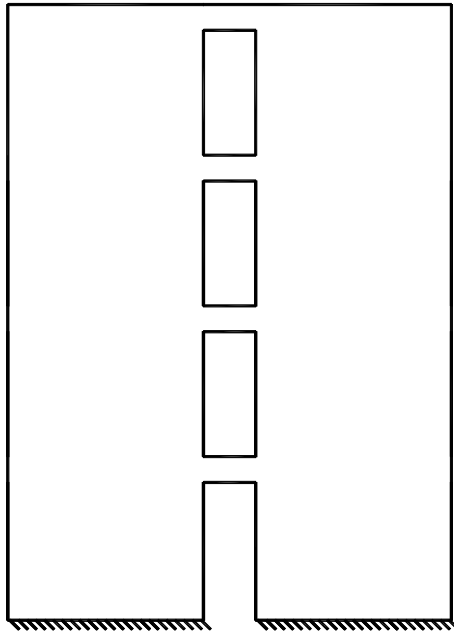
**Parete**



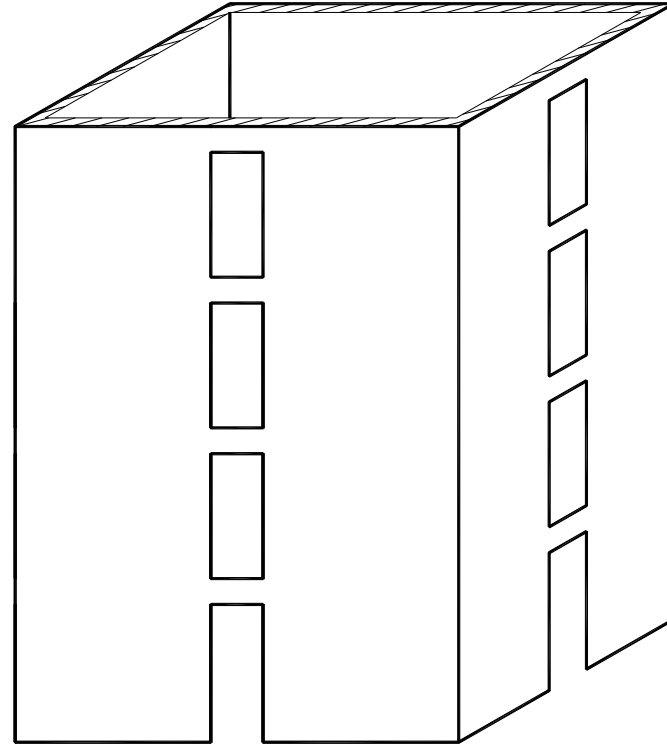
**Parete-Telaio**



## TIPOLOGIE STRUTTURALI



**Pareti accoppiate**



**Nucleo**

## TIPOLOGIE STRUTTURALI

Occorre dunque verificare se la struttura in esame è deformabile torsionalmente.

Occorre verificare che ad ogni piano ed in ciascuna delle due direzioni di analisi X e Y il raggio torsionale delle rigidezze “r” rispetti la condizioni indicata:

$$r > 0.8 \cdot l_s$$

dove:

r (“raggio torsionale”) è la radice quadrata del rapporto tra la rigidezza torsionale e quella laterale nella direzione in esame;

$$r_X = \sqrt{\frac{\left( \sum_i k_{X_i} \cdot Y_{i,R}^2 + \sum_i k_{Y_i} \cdot X_{i,R}^2 \right)}{\sum_i k_{Y_i}}}$$

$$r_Y = \sqrt{\frac{\left( \sum_i k_{X_i} \cdot Y_{i,R}^2 + \sum_i k_{Y_i} \cdot X_{i,R}^2 \right)}{\sum_i k_{X_i}}}$$

$$l_s = \sqrt{\frac{I_p}{M}} = \sqrt{\frac{I_X + I_Y}{M}} \quad \text{è il raggio di inerzia della massa di impalcato nel piano (la radice}$$

quadrata del rapporto tra il momento di inerzia polare della masse di impalcato nel piano rispetto al baricentro dell'impalcato e la massa totale dell'impalcato).

## CALCOLO DELLE RIGIDENZE LATERALI

*Nelle strutture intelaiate, in maniera semplificata, la posizione del centro delle rigidità e il raggio torsionale di tutti i piani si possono calcolare considerando il momento di inerzia delle sezioni degli elementi verticali. In tal modo, però, si ipotizza che tutti gli elementi siano incastrati agli estremi.*

## CALCOLO DELLE RIGIDENZE LATERALI

In maniera più accurata, la posizione del centro delle rigidezze (C.R.) si determina nel seguente modo:

- 1) applicazione di un sistema di forze arbitrario con distribuzione triangolare (con taglio globale ad esempio pari a 1000 kN) nel centro di massa di ogni impalcato;
- 2) determinazione degli spostamenti di interpiano di ogni telaio;
- 3) determinazione del taglio di piano di ogni telaio;
- 4) calcolo della rigidezza laterale, a ciascun piano, di ciascun telaio, come rapporto tra il taglio di piano e il corrispondente spostamento d'interpiano;
- 5) applicazione del teorema di Varignon alle rigidezze laterali di ogni piano con conseguente calcolo della posizione del centro di rigidezza come rapporto tra il momento statico delle rigidezze e la somma delle stesse estesa a tutti i telai del piano in esame;
- 6) tutto questo discorso va effettuato per entrambe le direzioni X e Y.

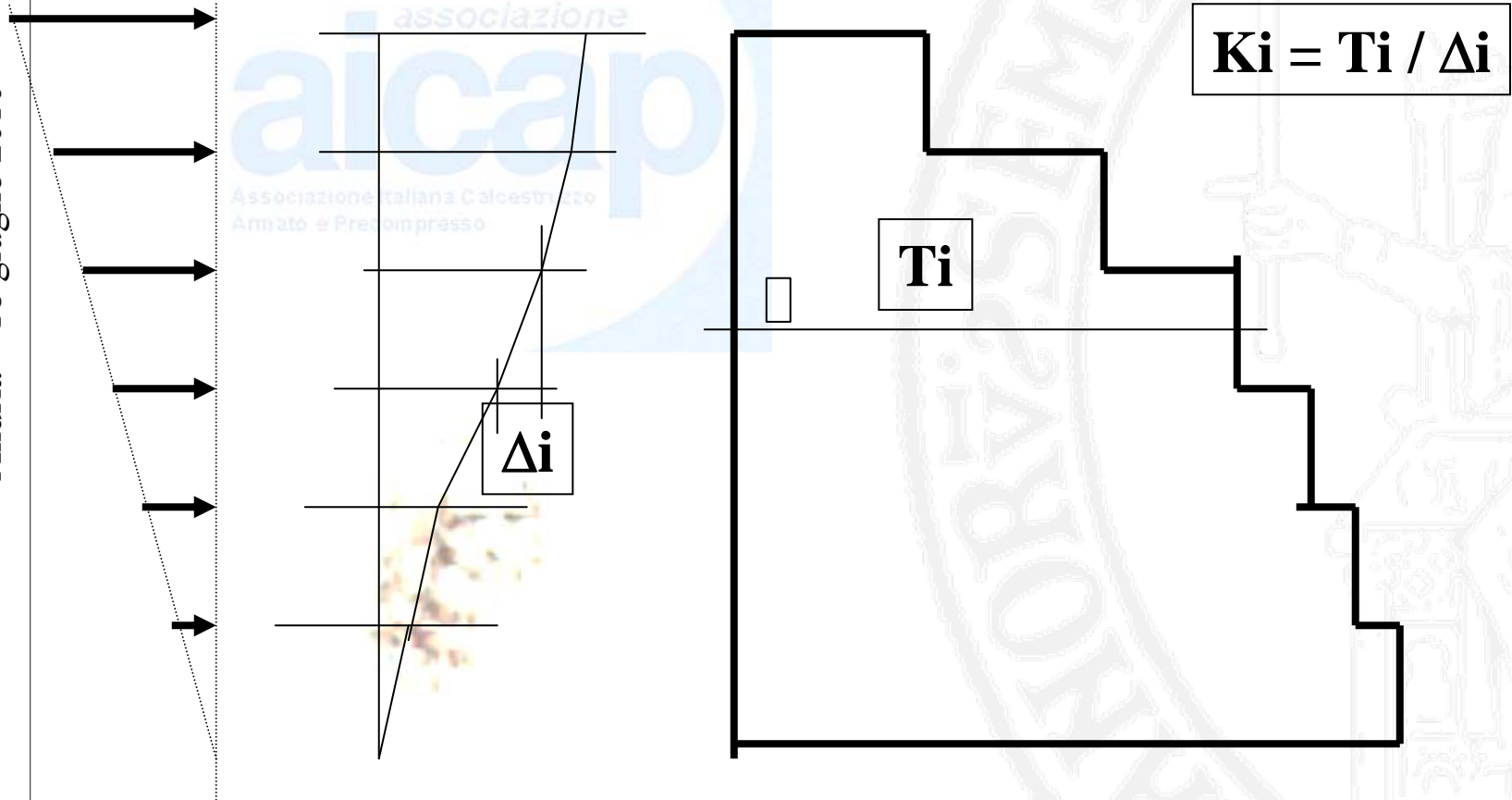


Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica

## CALCOLO DELLE RIGIDEZZE LATERALI

Calcolo della rigidezza laterale, a ciascun piano, di ciascun telaio, come rapporto tra il taglio di piano e il corrispondente spostamento d'interpiano:

Prof. Ing. G.MAGLIULO  
Andria – 18 giugno 2010



## TIPOLOGIE STRUTTURALI

$$q = q_0 K_R$$

$K_R = 1.0$  edifici regolari in altezza

$K_R = 0.8$  edifici non regolari in altezza

TIPOLOGIA	$q_0$ CD "B"	$q_0$ CD "A"
Telaio, pareti accoppiate, miste	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \alpha_u / \alpha_1$
Pareti non accoppiate	3,0	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture torsiodeformabili	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

$\alpha_u$  = moltiplicatore della forza sismica orizzontale che da luogo ad un meccanismo (struttura labile)

$\alpha_1$  = moltiplicatore della forza sismica orizzontale che da luogo alla prima plasticizzazione

$\alpha_u / \alpha_1$  può essere calcolato ma in ogni caso deve essere  $< 1.5$

## TIPOLOGIE STRUTTURALI

Valori ammessi in assenza di apposite valutazioni:

Strutture a telaio o miste equivalenti a telaio

Edifici a telaio di un piano  $\alpha_u/\alpha_1 = 1.1$

Edifici a telaio con più piani ed una campata  $\alpha_u/\alpha_1 = 1.2$

Edifici a telaio con più piani e più campate  $\alpha_u/\alpha_1 = 1.3$

Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti

Edifici con solo due pareti non accoppiate  $\alpha_u/\alpha_1 = 1.0$

Edifici a pareti non accoppiate  $\alpha_u/\alpha_1 = 1.1$

Edifici a pareti accoppiate o miste equiv. pareti  $\alpha_u/\alpha_1 = 1.2$

Per gli edifici irregolari in pianta si adotta il valor medio:

$$(\alpha_u/\alpha_1 + 1) / 2$$

## TIPOLOGIE STRUTTURALI

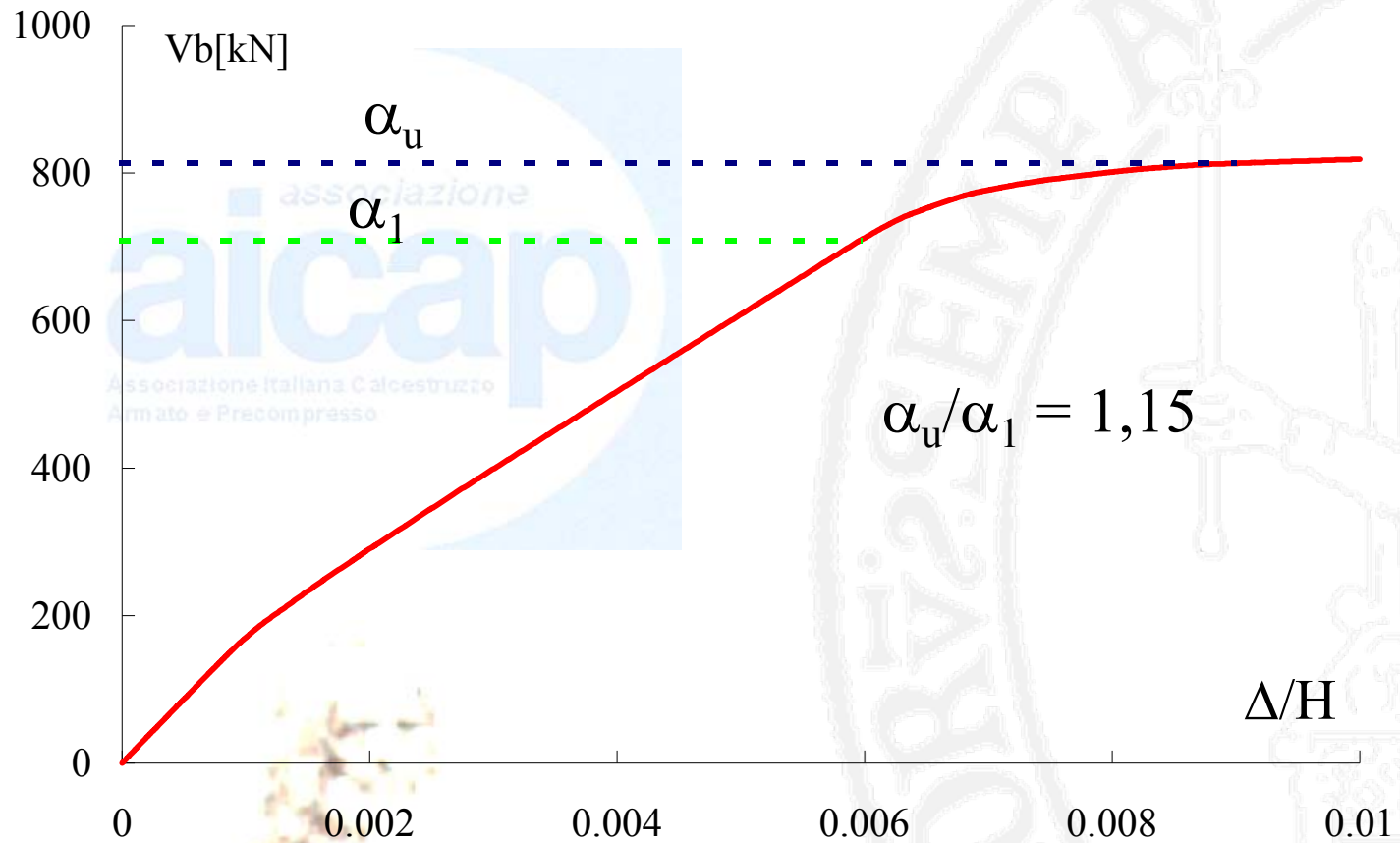
In effetti per prevenire il collasso delle strutture a seguito della rottura delle pareti, il valore  $q_0$  deve essere ridotto mediante il fattore  $k_w$ :

$$k_w = 0,5 \leq (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1$$

dove  $\alpha_0$  è il valore assunto in prevalenza dal rapporto tra altezze e larghezze delle pareti.



## TIPOLOGIE STRUTTURALI





## VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Per un edificio con *struttura a telaio con più piani e più campate* progettato in *classe di duttilità alta* (CD''A'') risulta [Tabella 7.4.I – NTC]:

$$q_0 = 4,5 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 4,5 \cdot 1,3 = 5,85$$

In definitiva, considerando che l'edificio è regolare in elevazione, come dimostrato al paragrafo 2.8.2, il valore del *fattore di struttura* da utilizzare risulta essere:

$$q = q_0 \cdot K_R = 4,5 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \cdot K_R = 4,5 \cdot 1,3 \cdot 1,0 = 5,85$$

Lo spettro di progetto si ricava dallo spettro elastico riducendo le ordinate, sostituendo nelle formule Eq. (3.2.4)  $\eta$  con  $1/q$  [3.2.3.5 – NTC]

## COMBINAZIONI DI CARICO

La combinazione di carico fondamentale impiegata per gli stati limite ultimi (SLV) risulta essere [2.5.3 – NTC]:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

$G_1$  è il peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

$G_2$  è il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

$P$  è il valore della forza di precompressione;

$Q_{k1}$  è il valore caratteristico dell'azione variabile dominante;

$Q_{k,i}$  è il valore caratteristico dell'azione variabile non dominante  $i$ ;

$\gamma_{G,j}$  è il coefficiente parziale per l'azione permanente  $j$  [Tabella 2.6.I – NTC];

$\gamma_P$  è il coefficiente parziale per le azioni di precompressione;

$\gamma_{Q,i}$  è il coefficiente parziale per l'azione variabile  $i$  [Tabella 2.6.I – NTC];

$\Psi_{0i}$  è il coefficiente di combinazione per l'azione variabile [Tabella 2.5.I – NTC].

La combinazione impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica  $E$  è [3.2.4 – NTC]:

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_j \Psi_{2,j} \cdot Q_{kj}$$

## COMBINAZIONI DI CARICO

Pertanto, in zona sismica, in presenza di un solo sovraccarico variabile verticale ed in assenza di precompressione, si considerano due combinazioni:

*Solo carichi verticali:*

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2}$$

essendo:  $Q_{k1}$  il valore caratteristico delle azioni accidentali pari a 2,00 kN/mq per ambienti ad uso residenziale [Tabella 3.1.II – NTC],  $Q_{k2}$  il valore caratteristico dell'azione della temperatura [3.5 - NTC] ed avendo assunto  $\gamma_{G1} = \gamma_{G2} = 1,30$ ,  $\gamma_{Q1} = \gamma_{Q2} = 1,50$  [Tabella 2.6.I – NTC] e  $\Psi_{02} = 0,6$  [Tabella 2.5.I – NTC];

*Carichi verticali ed azioni sismiche:*

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_2 \cdot Q_k$$

essendo:  $\Psi_2 = 0,30$  per la categoria di *ambienti ad uso residenziale*,  $\Psi_2 = 0,60$  per *balconi e scale comuni*, essendo questi ultimi ambienti suscettibili di affollamento [Tabella 2.5.I – NTC].

## CALCOLO DEI CARICHI UNITARI

Sulla base di una valutazione di massima delle sollecitazioni sono state assegnate delle dimensioni agli elementi strutturali. In particolare per tutte le travi ed i pilastri del *primo livello* si è assunta una sezione  $30 \times 55 \text{ cm}$ , per il secondo  $30 \times 50 \text{ cm}$ , per il terzo  $30 \times 45 \text{ cm}$  e per il quarto  $30 \times 40 \text{ cm}$ .

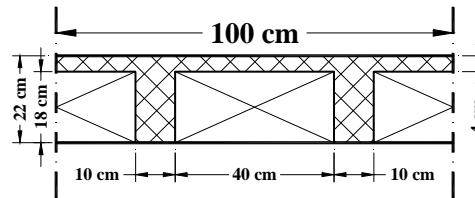
La rastremazione delle travi e dei pilastri viene effettuata per tenere conto delle minori sollecitazioni sismiche nei livelli superiori al primo. Infine, per ridurre l'eccesso di sollecitazioni sul corpo scala attraverso l'effetto controventante delle travi a ginocchio, si è scelto di assegnare alle due pilastrate centrali appartenenti al telaio di facciata dimensioni più contenute, nella misura di  $30 \times 30 \text{ cm}$ .

Sia per le travi che per i pilastri, risultano rispettate le limitazioni geometriche indicate nel paragrafo [7.4.6.1 – NTC].

Per brevità nel seguito si riporterà solo il calcolo dei carichi del primo livello.

## CALCOLO DEI CARICHI UNITARI

Per il solaio è stata fissata un'altezza pari a 22 cm (Figura 2.6). Il solaio risulta caratterizzato da travetti in c.a. di larghezza pari a 10 cm, interasse 50 cm e da laterizi di larghezza pari a 40 cm e di altezza pari a 18 cm e da una soletta di 4 cm [C4.1.9.1.2 – Circ. NTC]. La determinazione dei carichi che gravano sulla struttura è effettuata facendo riferimento ad *un mq di solaio* (Prospetto 2.3 e 2.4).



Alcuni dei valori dei pesi dell'unità di volume per i principali materiali strutturali sono stati valutati secondo quanto suggerito dalla norma [Tabella 3.1.I – NTC].

soletta	$0,04 \cdot 25$	$1,00 \text{ kN/m}^2$
travetti	$2 \cdot (0,10 \cdot 0,18 \cdot 25)$	$0,90 \text{ kN/m}^2$
<b>Totale peso proprio strutturale</b>		<b><math>1,90 \text{ kN/m}^2</math></b>
laterizi	$2 \cdot (0,40 \cdot 0,18 \cdot 8)$	$1,15 \text{ kN/m}^2$
intonaco	$0,02 \cdot 18$	$0,36 \text{ kN/m}^2$
massetto	$0,04 \cdot 15$	$0,60 \text{ kN/m}^2$
pavimento in ceramica (2 cm)		$0,40 \text{ kN/m}^2$
incidenza tramezzi		$1,20 \text{ kN/m}^2$
<b>Totale peso proprio non strutturale</b>		<b><math>3,71 \text{ kN/m}^2</math></b>

Il peso proprio degli elementi divisorii interni (tramezzi) è stato eguagliato ad un carico permanente uniformemente distribuito [3.1.3.1 – NTC].

Nel caso del solaio di copertura, l'aliquota di peso costituita dall'incidenza tramezzi è sostituita da quello dello strato di impermeabilizzazione. Pertanto si può ritenere di assumere lo stesso carico unitario per tutti i solai, compreso quello di copertura



## CALCOLO DEI CARICHI UNITARI

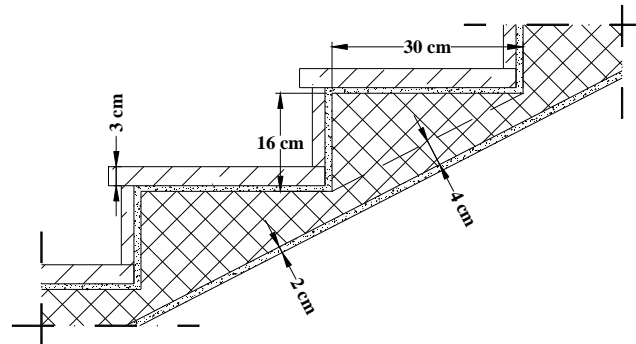
Naturalmente, per il solaio in corrispondenza del balcone, non si considera l'aliquota di incidenza tramezzi. Con riferimento ad *un mq di balcone* (Prospetto 2.5 e 2.6):

soletta	$0,04 \cdot 25$	$1,00 \text{ kN/m}^2$
travetti	$2 \cdot (0,10 \cdot 0,18 \cdot 25)$	$0,90 \text{ kN/m}^2$
<b>Totale peso proprio strutturale</b>		<b><math>1,90 \text{ kN/m}^2</math></b>

laterizi	$2 \cdot (0,40 \cdot 0,18 \cdot 8)$	$1,15 \text{ kN/m}^2$
intonaco	$0,02 \cdot 18$	$0,36 \text{ kN/m}^2$
massetto	$0,04 \cdot 15$	$0,60 \text{ kN/m}^2$
pavimento in ceramica (2 cm)		$0,40 \text{ kN/m}^2$
<b>Totale peso proprio non strutturale</b>		<b><math>2,51 \text{ kN/m}^2</math></b>

## CALCOLO DEI CARICHI UNITARI

Lo schema statico adottato per la scala (ad eccezione del primo rampante) è quello di *gradini a sbalzo sorretti da trave a ginocchio*. Si definisce per la *trave a ginocchio* una dimensione di 30 x 30 cm. Per quanto riguarda il calcolo dei *carichi unitari*, si è considerato sia il peso dei gradini di *alzata 16 cm* e *pedata 30 cm* che quello di una *soletta* di 4 cm di spessore, dell'*intonaco* di 2 cm e del marmo che ricopre la scala di spessore 3 cm (Fig. 2.7). La determinazione dei carichi che gravano sulla struttura è stata effettuata con riferimento al *mq* (Prospetto 2.7 e 2.8).



gradini	$[0,5 \cdot (0,16 \cdot 0,30)] \cdot 25 / 0,30$	2,00 kN/m <sup>2</sup>
soletta	$0,04 \cdot 25$	1,00 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale peso proprio strutturale</b>		<b>3,00 kN/m<sup>2</sup></b>
intonaco	$0,02 \cdot 18$	0,36 kN/m <sup>2</sup>
marmo (3 cm)		0,80 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale peso proprio non strutturale</b>		<b>1,16 kN/m<sup>2</sup></b>

Approssimativamente si assume il peso dei pianerottoli eguale a quello delle rampe.

## CALCOLO DEI CARICHI UNITARI

Si intende realizzare una tamponatura in doppia foderata. Pertanto si ha:

Fodera interna (10 cm)	0,8 kN/m <sup>2</sup>
Fodera esterna (15 cm)	1,2 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco (2 cm)	0,36 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale peso proprio non strutturale</b>	<b>2,36 kN/m<sup>2</sup></b>

## CALCOLO DEI CARICHI UNITARI

Nella valutazione del carico unitario si è considerata anche la fascia piena del solaio, nella misura di  $10\text{ cm}$ , da conteggiarsi da un solo lato per le *travi esterne* e da entrambi i lati per le *travi interne*. Si deve, quindi, decurtare dal valore del carico unitario così calcolato l'aliquota di peso proprio del solaio dovuto ai travetti, alla soletta e ai laterizi ( $1,00+0,90+1,15=3,05\text{ kN/m}^2$ ), per evitare di computare due volte uno stesso carico.

Travi esterne  $30 \times 55\text{ cm}$ :

$$G_{travi} = [(0,30 \cdot 0,55) + (0,10 \cdot 0,22)] \cdot 25 - 0,4 \cdot 3,05 = 3,46\text{ kN} / m$$

Travi interne  $30 \times 55\text{ cm}$ :

$$G_{travi} = [(0,30 \cdot 0,55) + (0,20 \cdot 0,22)] \cdot 25 - 0,5 \cdot 3,05 = 3,70\text{ kN} / m$$

Travi a ginocchio  $30 \times 30\text{ cm}$ :

$$G_{travi} = (0,30 \cdot 0,30) \cdot 25 = 2,25\text{ kN} / m$$

Ricordando che la dimensione della sezione trasversale dei pilastri al *primo livello* è  $30 \times 55\text{ cm}$ , si ha:

$$G_{pilastri} = (0,30 \cdot 0,55) \cdot 25 = 4,13\text{ kN} / m$$

## CALCOLO DEI PESI SISMICI

La norma prevede la possibilità di eseguire *analisi lineari o non lineari* [7.3.1 – NTC]. Nel caso in esame si farà, però, solo riferimento alle analisi lineari, per cui il modello sarà elastico. Il modello è caratterizzato da tre gradi di libertà per ciascun livello, essendo valida, nel caso in esame, l'ipotesi di impalcati infinitamente rigidi [7.2.6 – NTC] (soffitto in latero-cemento con soletta in c.a. di 40 mm). A ciascuno di questi gradi di libertà va associata una massa o, equivalentemente, un peso sismico [3.2.4 – NTC].

In particolare, la normativa prescrive di determinare i *pesi sismici* sommando ai carichi permanenti  $G1$  e  $G2$  le azioni variabili  $Q_k$  ridotte mediante il coefficiente di combinazione dell'azione variabile  $\Psi_{2,i}$ , che tiene conto della probabilità che tutti i carichi siano presenti sulla struttura in occasione del sisma [Tabella 2.5.I – NTC].

Per brevità nel seguito si riporterà solo il calcolo dei carichi del primo livello.





## CALCOLO DEI PESI SISMICI

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

$$G_{1,\text{solaio}} \rightarrow \text{carichi strutturali} \rightarrow 1,90 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$G_{2,\text{solaio}} \rightarrow \text{carichi non strutturali} \rightarrow 3,71 \text{ kN} / \text{m}^2$$

a cui si deve aggiungere il carico accidentale  $Q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$  per *ambienti ad uso residenziale* [Tabella 3.1.II – NTC] ridotto attraverso il *coefficiente di combinazione dell'azione variabile*

$\Psi_2 = 0,30$  per la categoria di *ambienti ad uso residenziale* [Tabella 2.5.I – NTC]. Pertanto:

$$w_{\text{solaio}} = G_{1,\text{solaio}} + G_{2,\text{solaio}} + \Psi_2 \cdot Q_{\text{solaio}} = 1,90 + 3,71 + 0,3 \cdot 2,00 = 6,21 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\text{sup}_{\text{solaio}} = B \cdot H - \text{sup}_{\text{scala}} = 14 \cdot 25,4 - 3,0 \cdot 6,7 = 336 \text{ m}^2$$

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

$$G_{1,\text{balcone}} \rightarrow \text{carichi strutturali} \rightarrow 1,90 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$G_{2,\text{balcone}} \rightarrow \text{carichi non strutturali} \rightarrow 2,51 \text{ kN} / \text{m}^2$$

a cui si deve aggiungere il carico accidentale  $Q_k = 4,00 \text{ kN/m}^2$  per *balconi* [Tabella 3.1.II – NTC] ridotto attraverso il *coefficiente di combinazione dell'azione variabile*  $\Psi_2 = 0,60$  per la categoria di *ambienti suscettibili di affollamento* [Tabella 2.5.I – NTC]. Pertanto:

$$w_{\text{balcone}} = G_{1,\text{balcone}} + G_{2,\text{balcone}} + \Psi_2 \cdot Q_{\text{balcone}} = 1,90 + 2,51 + 0,6 \cdot 4,00 = 6,81 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\text{sup}_{\text{balconi}} = n_{\text{balconi}} \cdot l_{\text{arg}} \cdot l_{\text{ung}} = 4 \cdot 1,2 \cdot 10,4 = 50,0 \text{ m}^2$$

## CALCOLO DEI PESI SISMICI

Il peso proprio della scala, noto dall'analisi dei carichi è:

$$G_{1,scala} \rightarrow \text{carichi strutturali} \rightarrow 3,00 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$G_{2,scala} \rightarrow \text{carichi non strutturali} \rightarrow 1,16 \text{ kN} / \text{m}^2$$

a cui si deve aggiungere il carico accidentale  $Q_k = 4,00 \text{ kN/m}^2$  per *scale comuni* [Tabella 3.1.II – NTC] ridotto attraverso il *coefficiente di combinazione dell'azione variabile*  $\Psi_2 = 0,60$  per la categoria di *ambienti suscettibili di affollamento* [Tabella 2.5.I – NTC]. Pertanto:

$$w_{scala} = G_{1,scala} + G_{2,scala} + \Psi_2 \cdot Q_{scala} = 3,00 + 1,16 + 0,6 \cdot 4,00 = 6,56 \text{ kN} / \text{m}$$

$$\text{sup}_{scala} = 6,70 \cdot 3,00 - 3,00 \cdot 0,40 = 18,9 \text{ m}^2$$

Nella valutazione della superficie della scala si è decurtata l'area del pozzetto.

Dall'analisi dei carichi si è trovato che  $G_{tamp} = 2,36 \text{ kN/m}^2$ . Considerando un 25% in meno di peso per la presenza dei vuoti (*porte e finestre*), tenendo presente che l'interpiano è pari a 4,00 m per il primo livello e 3,20 m per i successivi e decurtando l'altezza delle travi, si ha:

$$I_{tamp} = 75\% \text{ di} \left[ 2,36 \cdot \left( \frac{4,00 + 3,20}{2} - 0,55 \right) \right] = 75\% \text{ di} 7,20 = 5,40 \text{ kN} / \text{m}$$

$$l_{tamponature} = 2 \cdot 25,40 + 2 \cdot 14,00 = 78,80 \text{ m}$$

## CALCOLO DEI PESI SISMICI

Travi esterne 30 × 55 cm:

$$G_{travi} = 3,46 \text{ kN} / \text{m} \rightarrow l_{travi} = (2 \cdot 25,4 + 2 \cdot 14,0) - (14 \cdot 0,55 + 6 \cdot 0,30) = 69,3 \text{ m}$$

Travi interne 30 × 55 cm:

$$G_{travi} = 3,70 \text{ kN} / \text{m} \rightarrow l_{travi} = (2 \cdot 25,4 + 4 \cdot 14,0) - (8 \cdot 0,55 + 20 \cdot 0,30) = 96,4 \text{ m}$$

Nella valutazione dello sviluppo totale della lunghezza delle travi, si è tenuto conto delle *lunghezze nette* decurtando lo spazio occupato dai pilastri.

Travi a ginocchio 30 x 30 cm:

$$G_{travi} = 2,25 \text{ kN} / \text{m} \rightarrow l_{travi} = 13,4 \text{ m}$$

A rigore andrebbe conteggiato come peso sismico anche il contributo della tamponatura poggiate sulla trave a ginocchio.

Dall'analisi dei carichi:

$$G_{pilastri} = 4,13 \text{ kN} / \text{m} \rightarrow l_{pilastri} = \begin{cases} \text{primo piano} : 4 \text{ m} \\ \text{secondo, terzo, quarto piano} : 3,2 \text{ m} \end{cases}$$

## CALCOLO DEI PESI SISMICI

Sommando i vari contributi calcolati nel paragrafo precedente, si ottiene l'aliquota di peso sismico afferente a ciascun piano. Per brevità si riporta solo il calcolo del peso sismico al primo piano (Prospetto 2.7).

Solaio	$W_{\text{solaio}} = \text{sup}_{\text{solaio}} \cdot w_{\text{solaio}} = 336 \cdot 6,21$	2087 kN
Balcone	$W_{\text{balcone}} = \text{sup}_{\text{balconi}} \cdot w_{\text{balcone}} = 50,0 \cdot 6,81$	341 kN
Scala	$W_{\text{scala}} = \text{sup}_{\text{scala}} \cdot w_{\text{scala}} = 18,9 \cdot 6,56$	124 kN
Tampon.	$W_{\text{tamponature}} = I_{\text{tamp}} \cdot \sum l_i = 5,40 \cdot 78,80$	426 kN
Travi	$W_{\text{travi}} = I_{\text{travi}} \cdot \sum l_i = 3,46 \cdot 69,30 + 3,70 \cdot 96,40 + 2,25 \cdot 13,40$	627 kN
Pilastr	$W_{\text{pilastr}} = n_{\text{pil}} \cdot I_{\text{pilastr}} \cdot h_{\text{pil}} = 24 \cdot [4,13 \cdot (4/2 + 3,2/2)]$	357 kN
<b>TOT</b>		<b>3962 kN</b>

## CALCOLO DELLE MASSE SISMICHE

Per ciascun livello, le *masse* si calcolano dai *pesi sismici* dividendoli per l'accelerazione di gravità  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ ; le masse associate agli spostamenti lungo  $X$  e  $Y$  sono ovviamente uguali. La massa associata al grado di libertà rotazionale è data dal prodotto delle masse per il quadrato del raggio di inerzia  $\rho^2$ . Tali quantità sono assegnate direttamente al baricentro del relativo livello, coerentemente con l'ipotesi di impalcato infinitamente rigido.

Il *raggio di inerzia*  $r$  è calcolato assumendo tutte le masse spalmate uniformemente sulla superficie dell'edificio, la quale è assunta rettangolare e di  $16,40 \times 25,40 \text{ m}$ ; conseguentemente, accettando tale approssimazione, risulta:

$$\rho = \sqrt{\frac{a^2 + b^2}{12}} \Rightarrow \rho^2 = \frac{a^2 + b^2}{12} = \frac{16,4^2 + 25,4^2}{12} = 76,2 \text{ m}^2$$

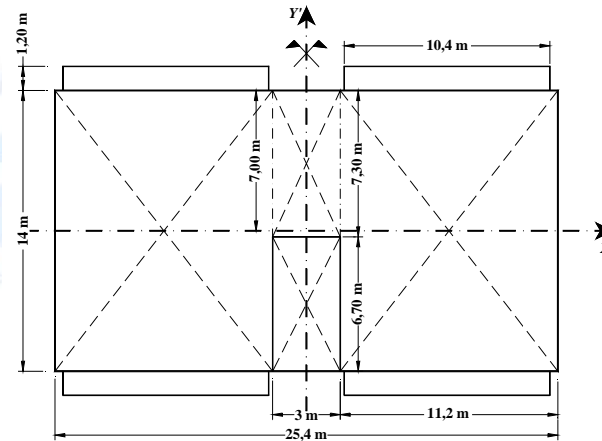
con  $a$  e  $b$  dimensioni della proiezione verticale dell'edificio.

	$W \text{ (kN)}$	$M = W / g \text{ (t)}$	$I_p = M \rho^2 \text{ (t}\cdot\text{m}^2)$
1° livello	3958	404	30738
2° livello	3783	386	29372
3° livello	3701	377	28741
4° livello	3299	336	25614



## CALCOLO DELLE MASSE SISMICHE

La pianta dell'edificio si presenta dal punto di vista delle masse, con buona approssimazione, simmetrica rispetto all'asse  $Y'$ . La determinazione del baricentro, nel quale concentrare le masse sismiche, si riduce pertanto all'individuazione della sua posizione sull'asse  $Y'$  (Fig. 2.8).



La determinazione della posizione del baricentro è fatta con l'applicazione del *teorema di Varignon* che presuppone il calcolo dei momenti statici rispetto all'asse  $X'$ .

Si osserva che, per ragioni di simmetria, sono nulli i momenti statici  $S_x'$  di balconi, tamponature, pilastri e travi.

Per il primo livello si ha:

Elemento	w	$S_x'$
Solaio	6,21 kN/m <sup>2</sup>	$6,21 \cdot 7,30 \cdot 3 \cdot (7,00 - 7,30/2) = +456$ kNm
Scala	6,56 kN/m <sup>2</sup>	$6,56 \cdot 3 \cdot 6,70 \cdot (7,00 - 6,70/2) = -481$ kNm
Trave a ginocchio	2,25 kN/m	$2,25 \cdot 2 \cdot 6,70 \cdot (7,00 - 6,70/2) = -110$ kNm
		$\Sigma_i S_x' = -136$ kNm

## CALCOLO DELLE MASSE SISMICHE

La distanza del baricentro dall'asse  $X'$  è data da .

$$\Sigma_i S_x / W_1 = -136/3958 = -0,03 \text{ m}$$

Per gli altri livelli si ha:

2° livello

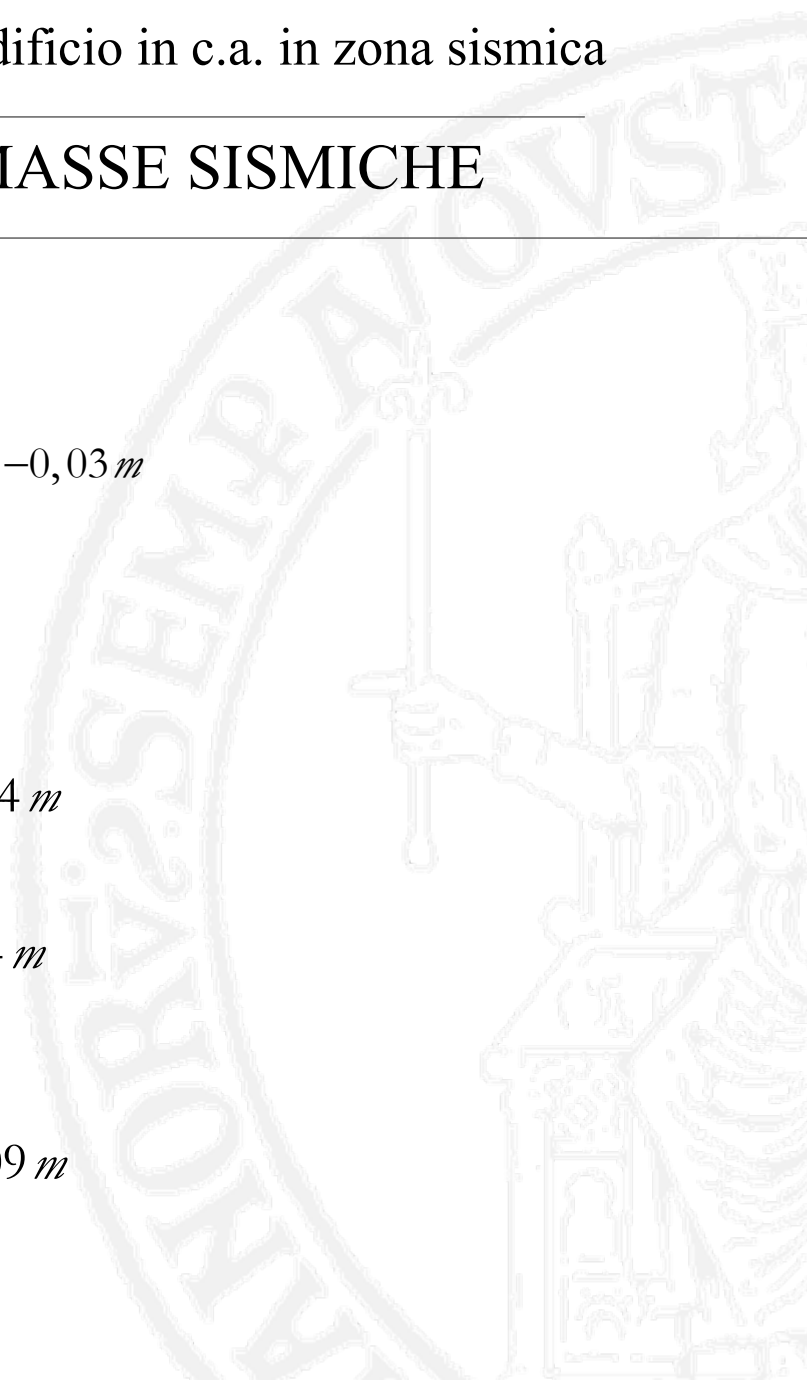
$$\Sigma_i S_x / W_2 = -136/3783 = -0,04 \text{ m}$$

3° livello

$$\Sigma_i S_x / W_3 = -136/3701 = -0,04 \text{ m}$$

4° livello

$$\Sigma_i S_x / W_4 = -296/3299 = -0,09 \text{ m}$$

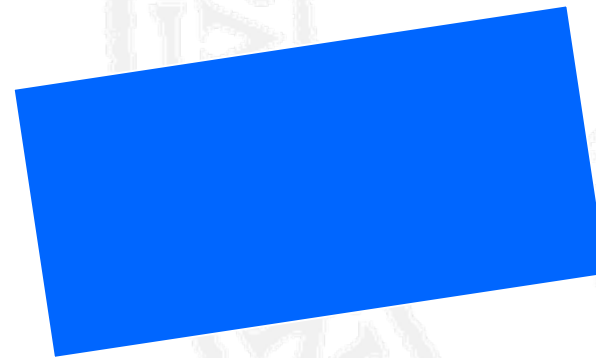


## VERIFICA DI REGOLARITA'

### VERIFICA DI REGOLARITA' IN PIANTA

Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è *regolare in pianta* (**punto 7.2.2 – Regolarità**) se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

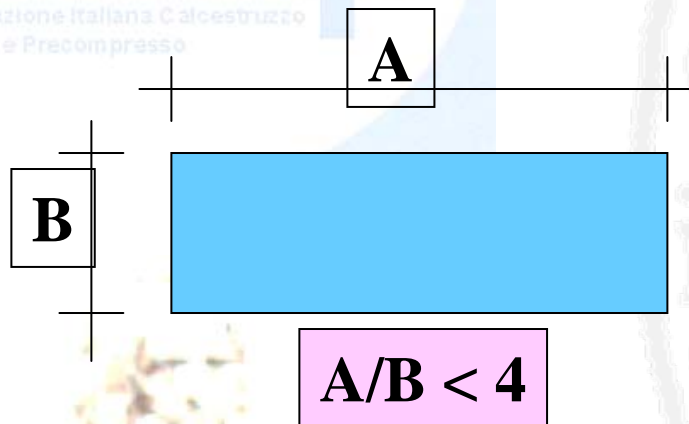
- a) *la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica* rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze;



## VERIFICA DI REGOLARITA'

### VERIFICA DI REGOLARITA' IN PIANTA

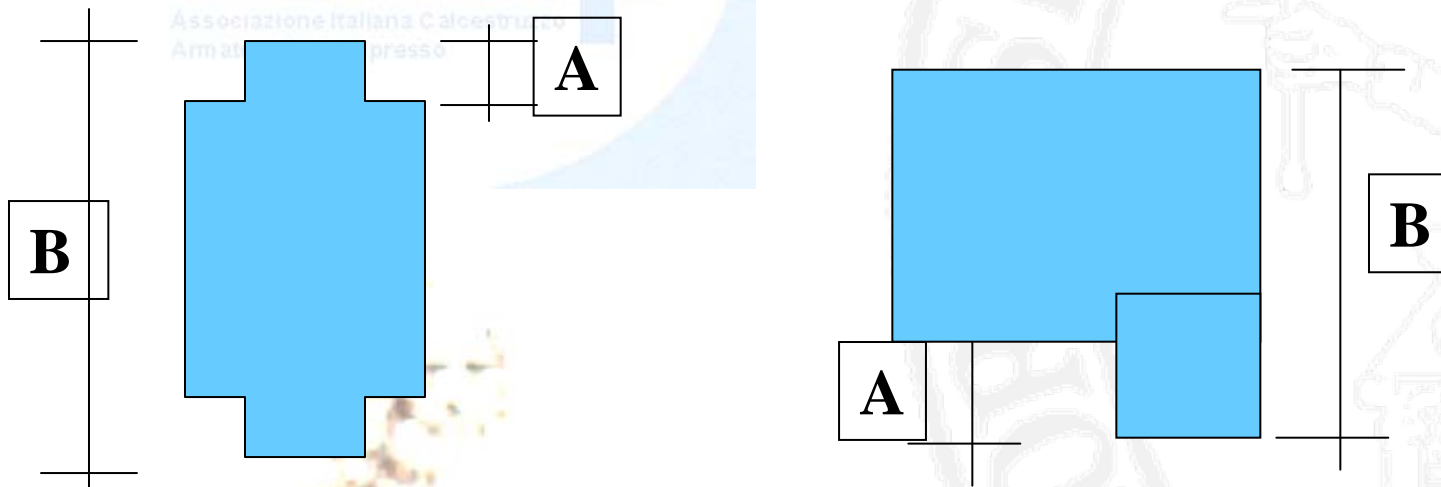
b) *il rapporto tra i lati* di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4;



## VERIFICA DI REGOLARITA'

### VERIFICA DI REGOLARITA' IN PIANTA

c) *nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;*



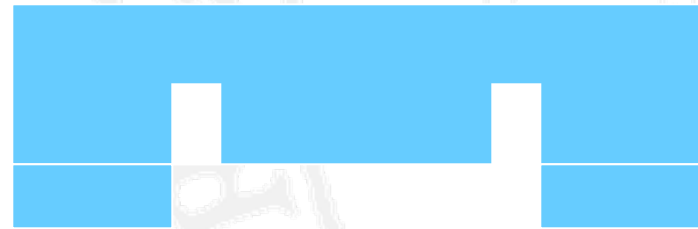
$$A/B < 0.25$$



## VERIFICA DI REGOLARITA'

### VERIFICA DI REGOLARITA' IN PIANTA

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



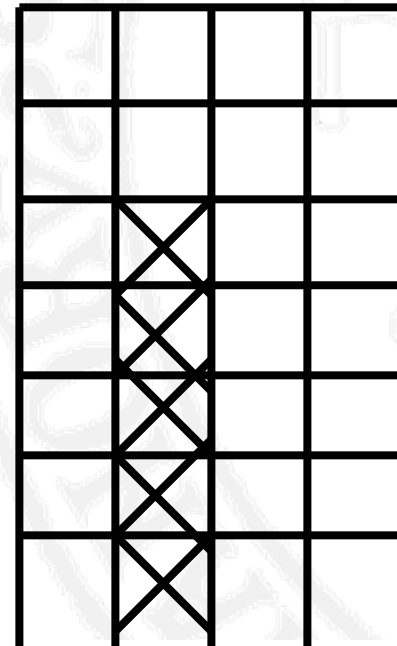
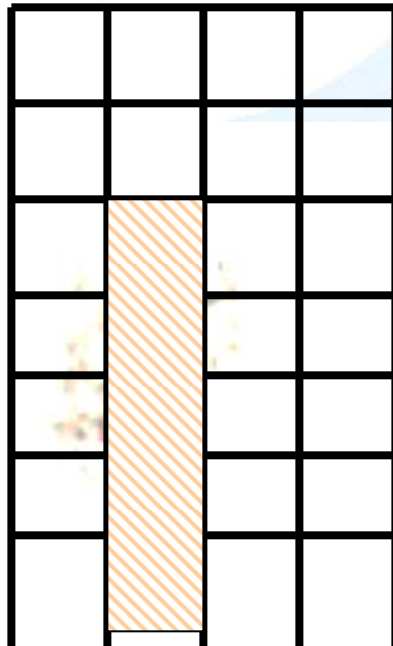
associazione  
**aiocap**  
Associazione Italiana Calcestruzzo  
Armato e Precompresso

## VERIFICA DI REGOLARITA'

### VERIFICA DI REGOLARITA' IN ELEVAZIONE

Una costruzione è *regolare in altezza* (punto 7.2.2 – Regolarità) se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

e) *tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;*



## VERIFICA DI REGOLARITA'

### VERIFICA DI REGOLARITA' IN ELEVAZIONE

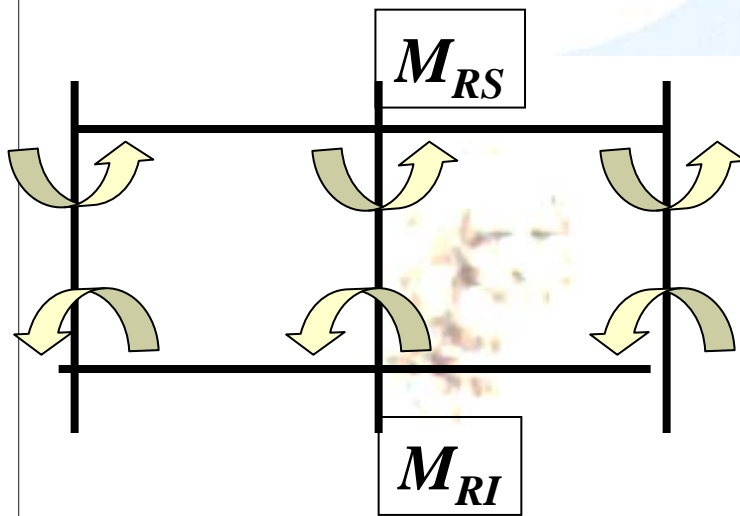
f) *la massa e rigidezza rimangono pressoché costanti o comunque variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;*

## VERIFICA DI REGOLARITA'

### VERIFICA DI REGOLARITA' IN ELEVAZIONE

g) nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;

Armato e Precompresso



$h$

$$V_R = \Sigma (M_{RS} + M_{RI}) / h$$

## VERIFICA DI REGOLARITA'

### METODI PER IL CALCOLO DELLE RESISTENZE DI PIANO

Le resistenze di piano possono essere calcolate con 2 metodi

Metodo 1

$$V_{Ri} = \frac{\sum_j (M_{y,ij}^T + M_{y,ij}^B)}{h_i}$$

Non tiene conto della resistenza delle travi

Metodo 2

Si moltiplicano i momenti resistenti delle colonne per:

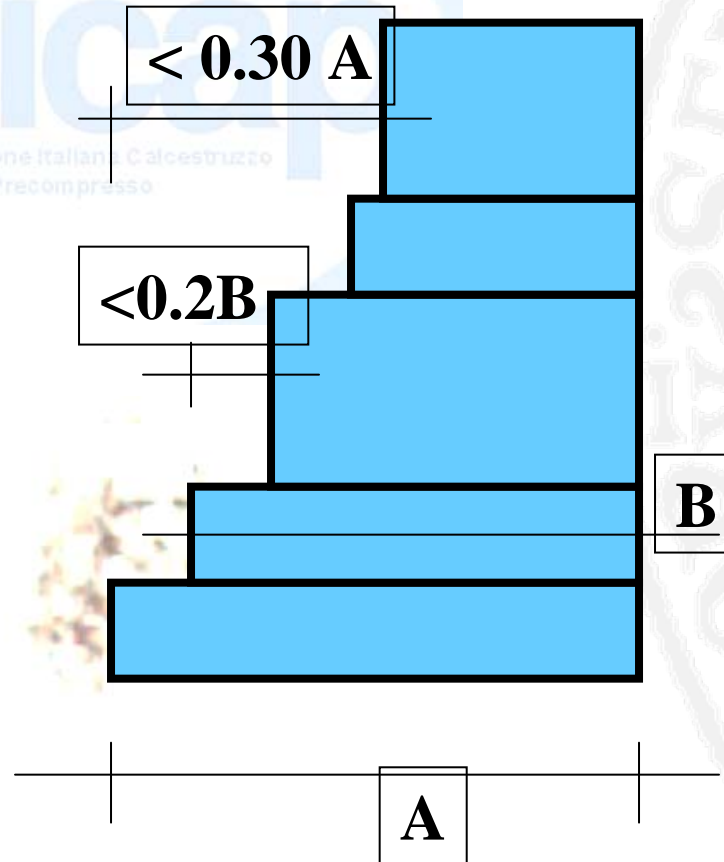
$$\alpha_i = \frac{\sum_j M_{y,ij}^{\text{trave}}}{\sum_k M_{y,ik}^{\text{pilastri}}} \text{ se } < 1$$

Tiene conto della resistenza delle travi



## VERIFICA DI REGOLARITA'

h) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.



## VERIFICA DI REGOLARITA'

La struttura si presenta sicuramente *regolare in pianta* in quanto sono rispettate le quattro condizioni previste dalla norma [7.2.2 – NTC]. In particolare, si fa notare, che la condizione *d)* inerente la possibilità di poter considerare gli orizzontamenti infinitamente rigidi nel proprio piano, è rispettata in quanto per il solaio latero-cementizio è prevista una soletta di 40 mm [7.2.6 – NTC].

Conseguentemente, qualora non si proceda ad un'analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$ , per esso possono essere adottati i valori indicati dalla norma [7.4.3.2 – NTC] per le diverse tipologie costruttive [7.3.1 – NTC].

Le condizioni da rispettare per avere un edificio *regolare in altezza* sono richiamate dalla norma al paragrafo [7.2.2 – NTC] con le condizioni *e), f), g)* ed *h)*.

Le condizioni previste ai punti *e), f)* ed *h)* sono sicuramente soddisfatte.

In relazione alla condizione *g)*, il calcolo dal calcolo dei pesi sismici è possibile ricavare che l'edificio è regolare in altezza in termini di *massa*. La variazione di massa tra un piano e l'altro risulta inferiore al limite del 25% previsto dalla norma (Prospetto 2.13).

	W (kN)	M= W / g (t)	Riduzione (%)
1° livello	3958	404	
2° livello	3783	386	-4.4%
3° livello	3701	377	-2.1%
4° livello	3299	336	-10.9%

## VERIFICA DI REGOLARITA'

La verifica di regolarità in altezza in termini di *rigidezza*, invece, viene nel seguito eseguita andando a modellare la struttura ed applicando in ciascuna delle due direzioni, separatamente, le azioni sismiche, calcolate secondo quanto previsto dall'analisi lineare statica [7.3.3.2 – NTC] ed agenti nel baricentro di ciascun impalcato. La rigidezza viene calcolata come il rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano (detto “taglio di piano”) e lo spostamento relativo di piano  $dr$ , conseguente a tali azioni. La valutazione delle rigidezze può essere ovviamente effettuata per un valore arbitrario dell'azione sismica orizzontale complessiva, mentre è importante la forma della distribuzione delle forze sismiche lungo l'altezza. La forza da applicare al piano  $i$ -esimo è data espressione [Eq. 3.2.1 – NTC]:

$$F_i = F_b \frac{(z_i \cdot W_i)}{\sum (z_j W_j)}$$

dove:  $F_b$  è il taglio totale alla base, il cui valore numerico è influente sul risultato finale e si assume pari a 1000 kN;

$W_i$  e  $W_j$  sono i pesi delle masse ai piani  $i$  e  $j$  rispettivamente;  
 $z_i$  e  $z_j$  sono le altezze dei piani  $i$  e  $j$  rispetto alle fondazioni.

Pertanto si ottiene:

$$F_1 = F_b \frac{(z_1 \cdot W_1)}{\sum (z_j W_j)} = 1000 \cdot \frac{4 \cdot 3958}{4 \cdot 3958 + 7,2 \cdot 3783 + 10,4 \cdot 3701 + 13,6 \cdot 3299} = 125 \text{ kN}$$

$$F_2 = F_b \frac{(z_2 \cdot W_2)}{\sum (z_j W_j)} = 1000 \cdot \frac{7,2 \cdot 3783}{4 \cdot 3958 + 7,2 \cdot 3783 + 10,4 \cdot 3701 + 13,6 \cdot 3299} = 215 \text{ kN}$$

## VERIFICA DI REGOLARITA'

$$F_1 = F_b \frac{(z_1 \cdot W_1)}{\Sigma(z_j \cdot W_j)} = 1000 \cdot \frac{4 \cdot 3958}{4 \cdot 3958 + 7,2 \cdot 3783 + 10,4 \cdot 3701 + 13,6 \cdot 3299} = 125 \text{ kN}$$

$$F_2 = F_b \frac{(z_2 \cdot W_2)}{\Sigma(z_j \cdot W_j)} = 1000 \cdot \frac{7,2 \cdot 3783}{4 \cdot 3958 + 7,2 \cdot 3783 + 10,4 \cdot 3701 + 13,6 \cdot 3299} = 215 \text{ kN}$$

$$F_3 = F_b \frac{(z_3 \cdot W_3)}{\Sigma(z_j \cdot W_j)} = 1000 \cdot \frac{10,4 \cdot 3701}{4 \cdot 3958 + 7,2 \cdot 3783 + 10,4 \cdot 3701 + 13,6 \cdot 3299} = 304 \text{ kN}$$

$$F_4 = F_b \frac{(z_4 \cdot W_4)}{\Sigma(z_j \cdot W_j)} = 1000 \cdot \frac{13,6 \cdot 3299}{4 \cdot 3958 + 7,2 \cdot 3783 + 10,4 \cdot 3701 + 13,6 \cdot 3299} = 355 \text{ kN}$$

Applicando tali azioni orizzontali nelle direzione X ed Y separatamente, si ottengono i risultati riportati nel Prospetto 2.14. La variazione di rigidezza tra un piano ed un altro, in quanto inferiore al limite del 30% previsto dalla norma, dimostra che l'edificio risulta essere regolare in elevazione.

Livello	Taglio di piano (kN)	DIR X				DIR Y		
		$d_r$ (mm)	$K_{lat}$ (kN/m)	Rid. (%)	$d_r$ (mm)	$K_{lat}$ (kN/m)	Rid. (%)	
1°	$F_1 + F_2 + F_3 + F_4$	1000	4,96	201654	4,87	205255		
2°	$F_2 + F_3 + F_4$	875	5,02	174358	-13,5%	4,39	199170	-3,0%
3°	$F_3 + F_4$	659	4,76	138544	-20,5%	3,97	166036	-16,6%
4°	$F_4$	355	3,49	101705	-26,6%	2,83	125300	-24,5%

## VERIFICA DI REGOLARITA'

Si osservi che nel caso in esame non è possibile considerare le travi infinitamente rigide flessionalmente rispetto ai pilastri e dunque risulta non accettabile la valutazione semplificata della rigidezza di piano considerando i telai di tipo *shear-type*; tale condizione è frequente nei telai che devono seguire la gerarchia delle resistenze trave-colonna. Ovviamente sono comunque utilizzabili modalità di calcolo convenzionale semplificate per valutare la regolarità delle rigidezze in altezza, ad esempio correggendo le rigidezze valutate con telaio *shear-type* mediante coefficienti numerici che tengano conto dell'effettiva rigidezza delle travi rispetto ai pilastri. La regolarità in elevazione, implica la possibilità di potere eseguire una analisi lineare statica [7.3.3.2 – NTC] ed influisce sul calcolo del fattore di struttura  $q$ , in quanto il coefficiente  $K_R$ , assume un valore pari ad 1,0 [7.3.1 – NTC].





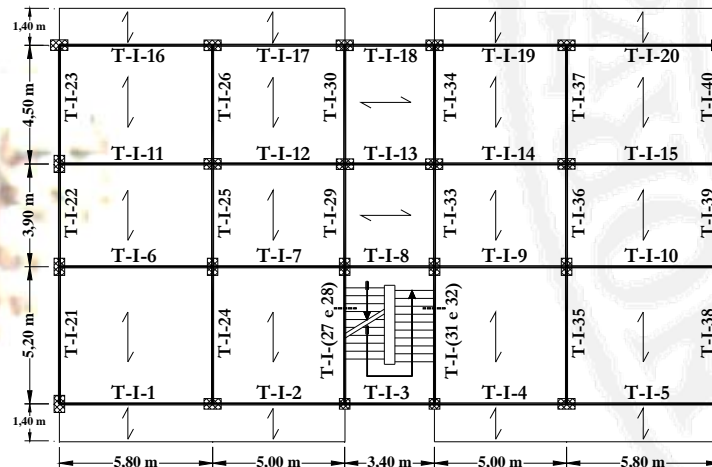
## MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Ogni elemento trave o pilastro è indicato con un codice formato da 3 *elementi* di cui il primo è identificativo della tipologia (T=trave, P=pilastro), il secondo del livello di appartenenza (I, II, III, IV) mentre l'ultimo identifica l'elemento stesso (Figura 2.9)

La norma prevede la possibilità di eseguire *analisi lineari o non lineari* [7.3.1 – NTC]. Nel caso in esame si è fatto, però, solo riferimento ad una analisi elastica ed in particolare all'analisi lineare dinamica, per cui il modello è elastico.

La rigidezza flessionale e a taglio delle sole travi è stata ridotta alla metà per tener conto della fessurazione come consentito dalla norma [7.2.6 – NTC]; la rigidezza dei pilastri, invece, non è stata ridotta. Una disamina più ampia del problema può trovarsi in Petrini et al. 2004.

Il modello di calcolo è definito dalla linea d'assi degli elementi ed eventualmente può essere considerata la rigidezza del nodo mediante l'inserimento di conchi rigidi agli estremi degli elementi; nel caso in esame questa può essere trascurata.



## MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

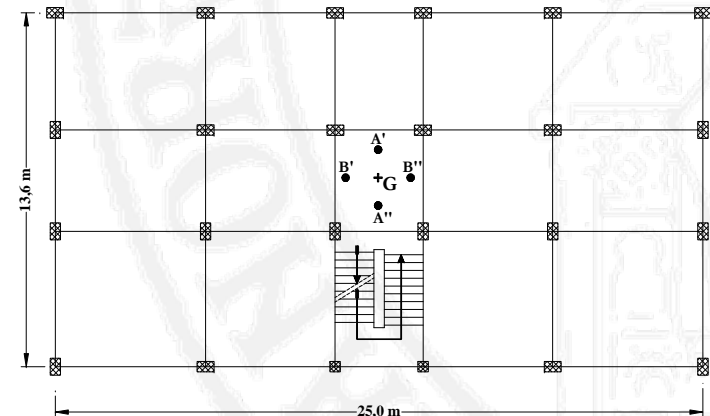
Il modello utilizzato nell'analisi strutturale è di tipo spaziale, essendo oggi in commercio programmi in grado di implementare agevolmente una struttura tridimensionale. Tale modello, da un punto di vista dinamico, ammettendo valida l'ipotesi di impalcato infinitamente rigido nel proprio piano [7.2.6 – NTC], è caratterizzato da tre gradi di libertà per ciascun livello: due traslazioni, nelle due direzioni ortogonali, del baricentro dell'impalcato e la rotazione intorno all'asse verticale passante per esso.

Per tenere conto di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita un'eccentricità accidentale, rispetto alla posizione derivante dal calcolo. Per gli edifici, ciò può essere fatto, spostando il centro massa di ogni piano, in ogni direzione considerata, di una distanza pari al 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica [7.2.6 – NTC].

Nel caso specifico questo significa che il centro di massa va spostato in quattro diversi punti, che hanno le seguenti distanze misurate a partire dal centro di massa stesso (Fig. 2.10):

$$\overline{B'G} = \overline{B''G} = 5\% \text{ di } 25 \text{ m} = 1,25 \text{ m}$$

$$\overline{A'G} = \overline{A''G} = 5\% \text{ di } 13,6 \text{ m} = 0,68 \text{ m}$$



## RISULTATI DELL'ANALISI LINEARE DINAMICA

L'analisi modale associata allo spettro di progetto (analisi lineare dinamica) è stata effettuata considerando la totalità dei modi di vibrare del modello (12); dunque il punto al paragrafo 7.3.3.1 delle NTC, in cui vi sono delle prescrizioni relative alla massa partecipante, è automaticamente soddisfatto. Si riportano di seguito alcuni dei modi di vibrazione più significativi con i relativi periodi (T) e la percentuale di massa partecipante (o massa efficace) associata in direzione X e Y ( $M_{\%X}$  e  $M_{\%Y}$ ) calcolati con il baricentro delle masse spostato nel punto A''.

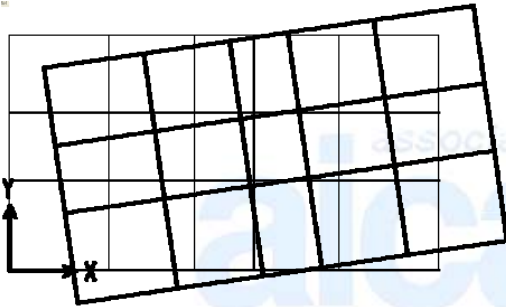
Si rileva che la riduzione delle rigidità flessionali delle travi collegata alla fessurazione ha portato all'aumento di tutti i periodi propri e, quindi, alla diminuzione delle azioni sismiche dovuta al ramo discendente dello spettro di progetto; allo stesso tempo, però, ha aumentato la deformabilità della struttura penalizzando la verifica allo SLD.

La combinazione dei modi, al fine del calcolo di sollecitazioni e spostamenti è stata effettuata attraverso una combinazione quadratica completa (CQC):

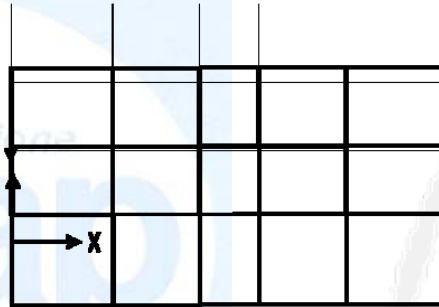
$$E = \left( \sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j \right)^{1/2}$$

dove:  $E$  è il valore totale della componente di risposta sismica che si sta considerando;  
 $E_i$  è il valore della medesima componente dovuta al modo  $i$ ;  
 $E_j$  è il valore della medesima componente dovuta al modo  $j$ ;  
 $\rho_{ij}(\xi)$  è il coefficiente di correlazione tra il modo  $i$  e il modo  $j$ ;  
 $\xi$  è il *coefficiente di smorzamento viscoso equivalente* (posto pari a 0,05).

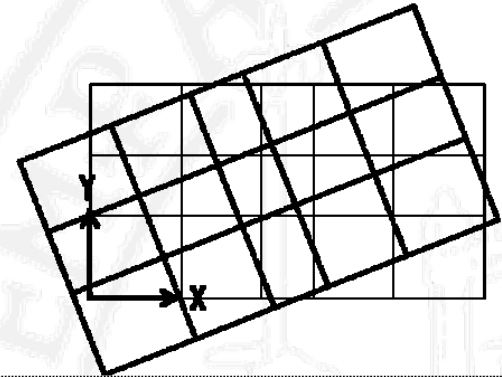
# RISULTATI DELL'ANALISI LINEARE DINAMICA



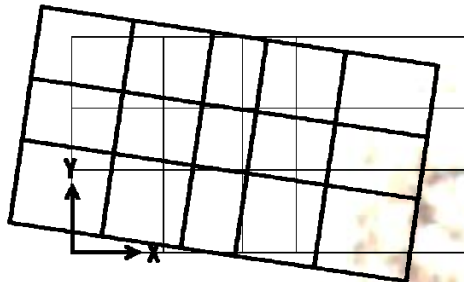
1° modo:  $T=0,864$  s  
( $\tilde{M}_{\%X} = 72,3\%$ ;  $\tilde{M}_{\%Y} = 0\%$ )



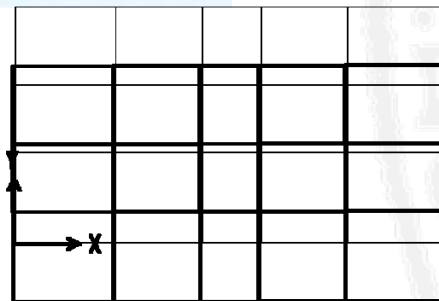
2° modo:  $T=0,791$  s  
( $\tilde{M}_{\%X} = 0\%$ ;  $\tilde{M}_{\%Y} = 86,6\%$ )



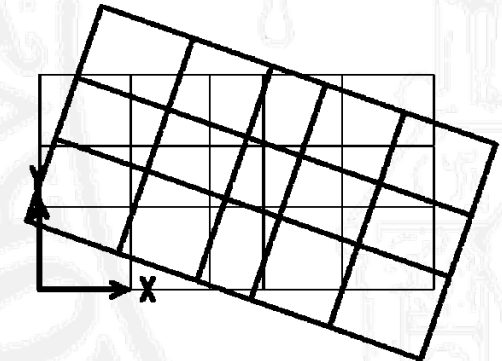
3° modo:  $T=0,696$  s  
( $\tilde{M}_{\%X} = 12,2\%$ ;  $\tilde{M}_{\%Y} = 0\%$ )



4° modo:  $T=0,300$  s  
( $\tilde{M}_{\%X} = 9,6\%$ ;  $\tilde{M}_{\%Y} = 0\%$ )

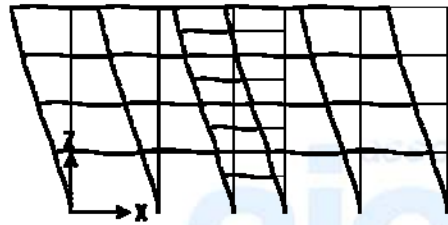


5° modo:  $T=0,275$  s  
( $\tilde{M}_{\%X} = 0\%$ ;  $\tilde{M}_{\%Y} = 10,3\%$ )

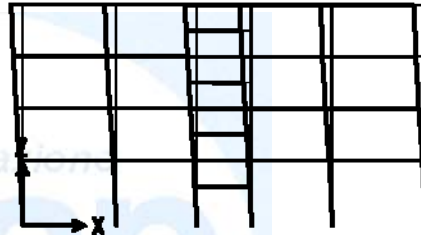


6° modo:  $T=0,242$  s  
( $\tilde{M}_{\%X} = 1,9\%$ ;  $\tilde{M}_{\%Y} = 0\%$ )

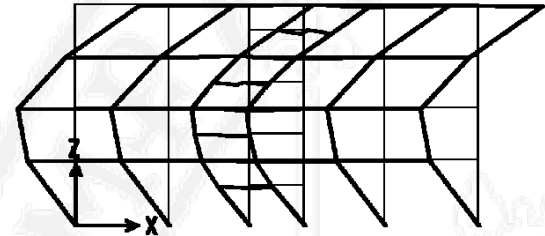
# RISULTATI DELL'ANALISI LINEARE DINAMICA



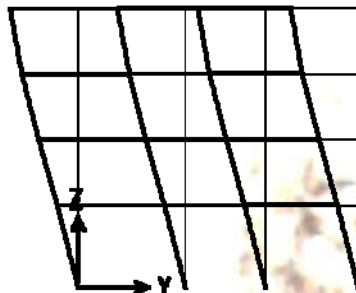
1° modo:  $T=0,864$  s  
( $\tilde{M}_{\%X} = 72,3\%$ ;  $\tilde{M}_{\%Y} = 0\%$ )



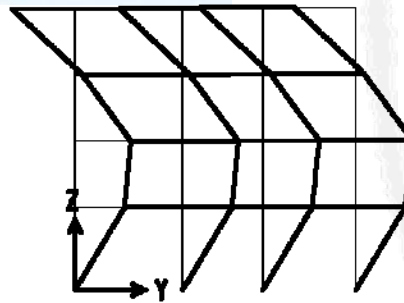
3° modo:  $T=0,696$  s  
( $\tilde{M}_{\%X} = 12,2\%$ ;  $\tilde{M}_{\%Y} = 0\%$ )



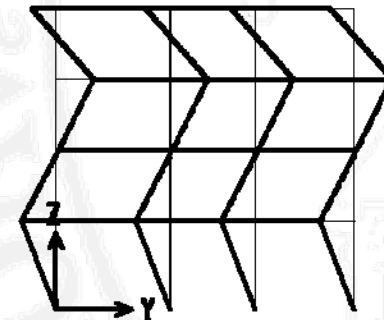
4° modo:  $T=0,300$  s  
( $\tilde{M}_{\%X} = 9,6\%$ ;  $\tilde{M}_{\%Y} = 0\%$ )



2° modo:  $T=0,791$  s  
( $\tilde{M}_{\%X} = 0\%$ ;  $\tilde{M}_{\%Y} = 86,6\%$ )



5° modo:  $T=0,275$  s  
( $\tilde{M}_{\%X} = 0\%$ ;  $\tilde{M}_{\%Y} = 10,3\%$ )



8° modo:  $T=0,154$  s  
( $\tilde{M}_{\%X} = 0\%$ ;  $\tilde{M}_{\%Y} = 2,4\%$ )



## RISULTATI DELL'ANALISI LINEARE DINAMICA

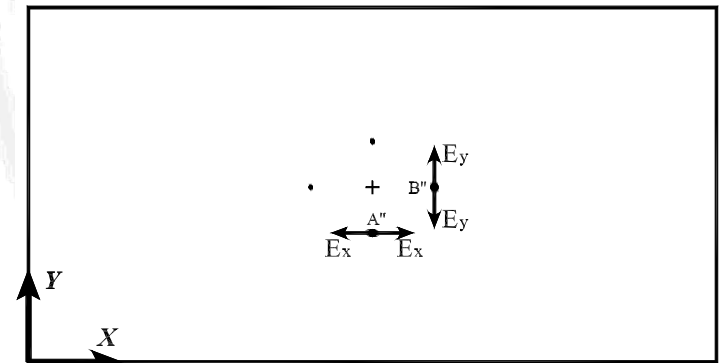
Per quanto concerne la combinazione delle componenti dell'azione sismica, i valori massimi della risposta ottenuti da ciascuna delle due azioni orizzontali applicate separatamente (*sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, etc.*) sono combinati *sommando ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione* [7.3.5 – NTC]. Così facendo si ottengono 32 diverse combinazioni, in quanto vi sono 8 coppie di azioni ortogonali (in particolare + e – azione massima nella direzione  $X$  combinata con + e – il 30% dell'azione massima nella direzione  $Y$ ; inoltre + e – azione massima nella direzione  $Y$  combinata con + e – il 30% dell'azione massima nella direzione  $X$ , per un totale di 8 casi), da moltiplicare per le 4 possibili posizioni del centro delle masse. Ad esempio, con riferimento alla Figura 2.14, considerata un'azione sismica orizzontale applicata lungo una direzione passante per  $A''$ , i cui effetti vengono indicati con  $E_x$ , ed una ad essa ortogonale applicata secondo la direzione passante per  $B''$ , i cui effetti vengono indicati con  $E_y$ , le 8 combinazioni risultano essere le seguenti:

$$1^\circ: +E_x + 30\%E_y \quad 2^\circ: +E_x - 30\%E_y$$

$$3^\circ: -E_x + 30\%E_y \quad 4^\circ: -E_x - 30\%E_y$$

$$5^\circ: +30\%E_x + E_y \quad 6^\circ: +30\%E_x - E_y$$

$$7^\circ: -30\%E_x + E_y \quad 8^\circ: -30\%E_x - E_y$$



## RISULTATI DELL'ANALISI LINEARE DINAMICA

A ciascuna combinazione vanno poi sommati i valori degli effetti dovuti ai carichi verticali valutati nella combinazione sismica [3.2.4 – NTC]. Naturalmente la semplice sovrapposizione degli effetti è consentita dalla linearità del modello adottato.

Le verifiche allo *stato limite ultimo* (SLV) e *stato limite di esercizio* (SLD) devono pertanto essere effettuate considerando 32 diverse combinazioni del tipo:

$$F_d = G_1 + G_2 + E + \psi_2 \cdot Q_k$$

essendo:  $E$ , l'azione sismica per lo stato limite in esame;

$G$ , il valore caratteristico delle azioni permanenti;

$Q$ , il valore caratteristico delle azioni accidentali;

$\psi_2$ , il coefficiente di combinazione [Tabella 2.5.I – NTC];

e assumendo  $\psi_2 = 0,30$  per la categoria di *ambienti ad uso residenziale* e  $\psi_2 = 0,60$  per la categoria di *ambienti suscettibili di affollamento* (scale comuni e balconi).

Per le costruzioni civili ed industriali, le non linearità geometriche possono essere trascurate nel caso in cui a tutti i piani risulti soddisfatta la relazione [7.3.1 – NTC]:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10$$

dove:  $\theta$  è il coefficiente di sensibilità agli spostamenti di interpiano;

$P_{tot}$  è il carico gravitazionale complessivo al piano considerato ed al di sopra di esso nella condizione di progetto sismico;

$d_r$  è lo spostamento di interpiano di progetto, valutato come differenza degli spostamenti laterali medi in sommità ed alla base del piano in esame e calcolato in accordo con il paragrafo [7.3.3.3 – NTC];

$h$  è l'altezza di interpiano.

## Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica

# RISULTATI DELL'ANALISI LINEARE DINAMICA

I risultati della verifica eseguita valutando separatamente le azioni lungo X ed Y, sono sinteticamente riportati nei prospetti 2.15 e 2.16.

Livello	h (m)	P (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	d <sub>Ee,X</sub> (m)	T <sub>1,X</sub> (s)	T <sub>C</sub> (s)	q	μ <sub>d</sub>	d <sub>E,X</sub> (m)	d <sub>r,X</sub> (m)	θ
I	4.00	-14369	1115	0.0056					0.0325	0.0325	0.105
II	3.20	-10450	969	0.0111	0.84	0.55	5.85	5.85	0.0647	0.0322	0.109
III	3.20	-6620	743	0.0162					0.0949	0.0302	0.084
IV	3.20	-2875	430	0.0200					0.1171	0.0222	0.046

Livello	h (m)	P (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	d <sub>Ee,Y</sub> (m)	T <sub>1,Y</sub> (s)	T <sub>C</sub> (s)	q	μ <sub>d</sub>	d <sub>E,Y</sub> (m)	d <sub>r,Y</sub> (m)	θ
I	4.00	-14369	-1148	-0.0061					-0.0356	-0.0356	0.112
II	3.20	-10450	-932	-0.0115	0.79	0.55	5.85	5.85	-0.0674	-0.0317	0.111
III	3.20	-6620	-696	-0.0163					-0.0956	-0.0282	0.084
IV	3.20	-2875	-386	-0.0198					-0.1156	-0.0200	0.046

Al primo e secondo piano, sia in direzione X che Y, la verifica non risulta soddisfatta. Pertanto in accordo alle indicazioni di norma gli effetti delle non linearità geometriche possono essere presi in considerazione incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore:

$$\lambda = \frac{1}{1-\theta} = \frac{1}{1-1,112} = 1,13$$

## VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI DANNO

La norma prevede che per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile [7.3.7.2 – NTC].

Nel caso di costruzioni civili questa condizione può ritenersi soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto valutata allo SLD siano inferiori al limite (edifici aventi tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa):

$$d_r < 0,005b$$

dove:  $h$  è l'altezza di piano;

$d_r$  è lo spostamento di interpiano di progetto valutato quale differenza degli spostamenti del solaio superiore ed inferiore.

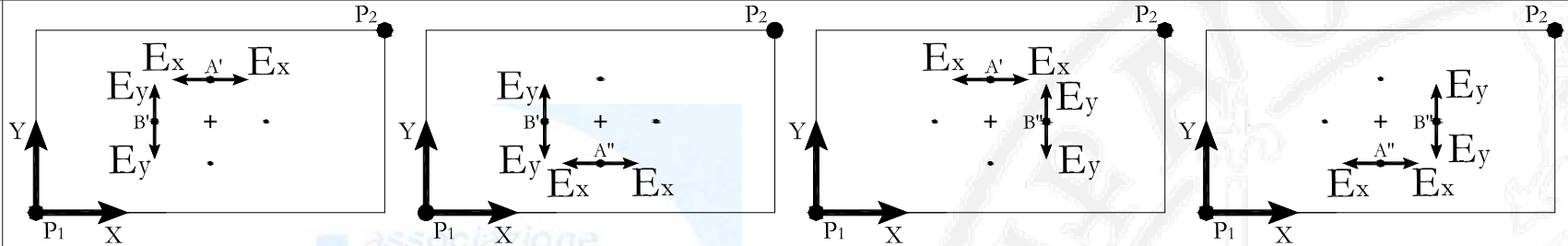
Per la valutazione dell'azione sismica, lo spettro di progetto allo SLD, si assume coincidente con lo spettro elastico [3.2.3.4 – NTC].

Per il modello di calcolo e per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi e alle azioni sismiche agenti nelle due direzioni ortogonali si fa riferimento a quanto detto nel paragrafo precedente.

Nel caso in esame, essendo, come già ricordato, valida l'ipotesi di impalcato infinitamente rigido [7.2.6 – NTC], i risultati massimi si ottengono valutando gli spostamenti in due punti dei telai più esterni in corrispondenza di due spigoli opposti della struttura (P1 e P2) e considerando le 32 combinazioni ottenute portando in conto l'eccentricità accidentale (Figura 2.15).



## VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI DANNO



Il valore massimo dello spostamento interpiano  $d_r$  tra tutte le 32 possibili combinazioni delle azioni si ha la secondo livello in direzione Y sommando l'effetto EY ottenuto considerando il centro di massa spostato in B', il 30% dell'effetto EX ottenuto considerando il centro di massa spostato in A'':

$$d_{r,\max} = 0,00443 b$$

È importante sottolineare che il programma di calcolo per la valutazione di sollecitazioni e spostamenti esegue la combinazione dei modi, attraverso una *combinazione quadratica completa (CQC)*; questo comporta in output la perdita del segno, ossia gli spostamenti vengono dati in valore assoluto. Nel caso in esame il problema è stato risolto dando ai risultati  $Ex$  ed  $Ey$  delle analisi dinamiche modali i segni del *modo principale di vibrazione* nella direzione dell'analisi. Prima di confrontare tale valore con lo spostamento interpiano, come detto nel paragrafo precedente, occorre amplificare il risultato per tenere conto della non linearità geometrica:

$$\frac{d_{r,\max}}{b} = 0,00443 \cdot \lambda = 0,00443 \cdot 1,13 = 0,00498 < 0,005$$

Per l'azione sismica di progetto risulta, pertanto, verificato che gli spostamenti strutturali non producono danni tali da rendere temporaneamente inagibile l'edificio.

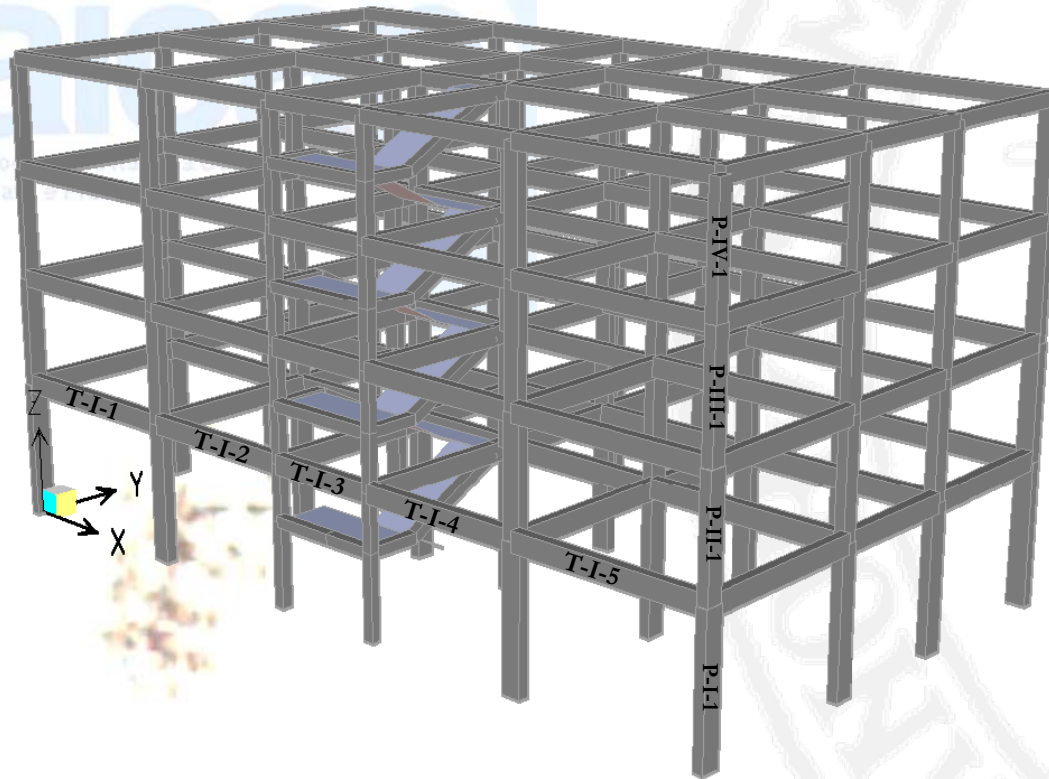
Si fa notare che nella valutazione degli spostamenti orizzontali, in quanto trascurabile, non è stato considerato il contributo dei carichi verticali valutati nella condizione sismica.



## VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Si procede nel seguito alle verifiche strutturali (travi, pilastri e nodi) dell'edificio. In particolare si farà riferimento al progetto di una travata del primo livello e ad una pilastrata.

La travata è quella indicata con *T-I-1*, *T-I-2*, *T-I-3*, *T-I-4*, *T-I-5*, mentre la pilastrata con *P-I-1*, *P-II-1*, *P-III-1*, *P-IV-1* (Fig. 2.16).



## TRAVE T-I-1, T-I-2, T-I-3, T-I-4, T-I-5: Verifica a flessione

In ogni sezione il momento resistente, deve risultare superiore o uguale al momento flettente di calcolo [7.4.4.1.2.1 – NTC].

I momenti flettenti di calcolo, da utilizzare per il dimensionamento o verifica delle travi, sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura, tenuto conto delle combinazioni delle componenti dell'azione sismica [7.3.5 – NTC] e delle combinazioni dell'azione sismica con le altre azioni [3.2.4 – NTC].

Come detto tali combinazioni sono in totale 32, ma le per le travi che si intende studiare le 8 più significative sono presumibilmente quelle ottenute considerando le due azioni sismiche orizzontali ortogonali,  $E_x$  computata considerando il baricentro in A'' ed  $E_y$  calcolata considerando il baricentro in B'' (Fig. 2.14).

Si riportano di seguito le 8 combinazioni di cui sopra. Si precisa al riguardo che:

- i momenti positivi tendono le fibre inferiori;
- i valori forniti nelle colonne  $E_x$  ed  $E_y$  rappresentano i risultati delle due analisi dinamiche modali considerando lo spostamento del centro di massa di un'eccentricità accidentale così come sopra definito. Il programma di calcolo per la valutazione di sollecitazioni e spostamenti esegue la combinazione dei modi, attraverso una *combinazione quadratica completa (CQC)*; questo comporta in output la perdita del segno, ossia le sollecitazioni vengono date in valore assoluto. Nel caso in esame il problema è stato risolto dando ai risultati  $E_x$  ed  $E_y$  delle due analisi dinamiche modali i segni del *modo principale di vibrazione* nella direzione della azione sismica;
- nelle tabelle che seguono si terrà conto della seguente simbologia:

# Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica

## TRAVE T-I-1, T-I-2, T-I-3, T-I-4, T-I-5: Verifica a flessione

$$E_1 = +E_x + 0,3E_y$$

$$E_2 = +E_x - 0,3E_y$$

$$E_3 = -E_x + 0,3E_y$$

$$E_4 = -E_x - 0,3E_y$$

$$E_5 = +0,3E_x + E_y$$

$$E_6 = +0,3E_x - E_y$$

$$E_7 = -0,3E_x + E_y$$

$$E_8 = -0,3E_x - E_y$$

Trave	Lung.	Dist.	$E_x$	$E_y$	$E_1$	$E_2$	$E_3$	$E_4$	$E_5$	$E_6$	$E_7$	$E_8$
(n°)	(m)	(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
T-I-1	5,80	0,00	-91	-26	-99	-83	83	99	-53	-1	1	53
		2,90	3	1	3	3	-3	-3	2	0	0	-2
		5,80	97	28	106	89	-89	-106	57	1	-1	-57
T-I-2	5,00	0,00	-94	-28	-102	-86	86	102	-56	-1	1	56
		2,50	-14	-4	-15	-13	13	15	-8	0	0	8
		5,00	66	19	72	60	-60	-72	39	1	-1	-39
T-I-3	3,40	0,00	-48	-14	-52	-44	44	52	-28	0	0	28
		1,70	0	-1	0	0	0	0	-1	1	-1	1
		3,40	48	14	52	44	-44	-52	29	0	0	-29
T-I-4	5,00	0,00	-66	-18	-71	-60	60	71	-38	-1	1	38
		2,50	14	4	15	13	-13	-15	8	0	0	-8
		5,00	94	27	102	86	-86	-102	55	2	-2	-55
T-I-5	5,80	0,00	-97	-28	-106	-89	89	106	-57	-1	1	57
		2,90	-3	-1	-3	-3	3	3	-2	0	0	2
		5,80	91	26	99	83	-83	-99	53	1	-1	-53

## TRAVE T-I-1, T-I-2, T-I-3, T-I-4, T-I-5: Verifica a flessione

Si osservi che la contemporaneità dell'azione principale con il 30% di quella nell'altra direzione aumenta la sollecitazione flettente nelle travi di non oltre il 10%. È inoltre opportuno notare come, tra le otto, due siano le combinazioni che forniscono i valori più elevati e cioè  $E1 = (Ex + 0,3Ey)$  ed  $E4 = (-Ex - 0,3Ey)$ . In particolare, poiché la trave è allineata parallelamente all'asse  $X$ , le combinazioni  $E5$ ,  $E6$ ,  $E7$  ed  $E8$  nelle quali prevale l'effetto del sisma lungo  $Y$ , sono poco significative.

Per tenere conto della non linearità geometrica, tali azioni devono essere opportunamente amplificate mediante il parametro  $\lambda=1,13$  valutato al paragrafo 1.10. I risultati così ottenuti sono quindi sommati alle sollecitazioni prodotte dai carichi verticali valutati nella combinazione sismica ( $Gk+\psi Qk$ ).

Si riportano di seguito i risultati più significativi:



Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica

TRAVE T-I-1, T-I-2, T-I-3, T-I-4, T-I-5: Verifica a flessione

Trave	Lung.	Dist.	$V=(G_k+\psi Q_k)$	$V+1,13E_1$	$V+1,13E_2$	$V+1,13E_3$	$V+1,13E_4$	$1,3G_k+1,5Q_k$
(n°)	(m)	(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
T-I-1	5,80	0,00	-70	-181	-164	23	41	-112
		2,90	57	61	60	54	53	90
		5,80	-106	13	-6	-206	-225	-168
T-I-2	5,00	0,00	-86	-201	-182	11	29	-136
		2,50	40	22	25	54	57	63
		5,00	-50	30	17	-118	-131	-80
T-I-3	3,40	0,00	-23	-81	-72	26	36	-34
		1,70	-10	-10	-9	-10	-9	-17
		3,40	-22	37	27	-71	-81	-33
T-I-4	5,00	0,00	-50	-130	-118	18	30	-79
		2,50	40	57	54	25	23	63
		5,00	-86	28	11	-183	-201	-137
T-I-5	5,80	0,00	-106	-225	-206	-6	13	-168
		2,90	57	53	54	60	61	90
		5,80	-71	40	23	-164	-182	-112



## TRAVE T-I-1, T-I-2, T-I-3, T-I-4, T-I-5: Verifica a flessione

La determinazione dell'armatura, oltre che dalle sollecitazioni, è condizionata dal rispetto dei minimi di normativa che per le armature longitudinali sono indicati al punto [7.4.6.2.1 – NTC].

Nel dettaglio, *per tutta la lunghezza della trave*:

- almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm devono essere presenti superiormente e inferiormente per tutta la lunghezza della trave;
- in ogni sezione della trave, il rapporto geometrico  $\rho$  relativo all'armatura tesa, indipendentemente dal fatto che l'armatura tesa sia quella al lembo superiore della sezione  $A_s$  o quella al lembo inferiore della sezione  $A_i$ , deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$$

dove:

$\rho$  è il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa pari ad  $A_s/(b \cdot h)$  oppure ad  $A_i/(b \cdot h)$ ;

$\rho_{comp}$  è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa;

$f_{yk}$  è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (in MPa).

Nel caso specifico per una sezione 30 x 55 cm, risulta:

$$A_{s/i} < \frac{1,4}{f_{yk}} b \cdot h = \frac{1,4}{450} 300 \cdot 550 = 513 \text{ mm}^2$$

$$A_{s/i} - A_{s/i}^{comp} < \frac{3,5}{f_{yk}} b \cdot h = \frac{3,5}{450} 300 \cdot 550 = 1283 \text{ mm}^2$$

## TRAVE T-I-1, T-I-2, T-I-3, T-I-4, T-I-5: Verifica a flessione

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

$$\rho_{comp} \geq 0,25\rho$$

Nelle *zone critiche della trave*, inoltre, deve essere:

$$\rho_{comp} \geq 0,5\rho$$

Le zone critiche si estendono, per edifici progettati in CD''A'', per una lunghezza pari a 1,5 volte l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro [7.4.6.1.1 – NTC].

Le armature longitudinali delle travi, sia superiori che inferiori, devono attraversare, di regola, i nodi senza ancorarsi o giuntarsi per sovrapposizione in essi. La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora oltre il nodo non può terminare all'interno di una zona critica, ma deve ancorarsi oltre di essa.

Quando ciò non risulti possibile (come quando si considera un nodo esterno), sono da rispettare le seguenti prescrizioni:

- le barre vanno ancorate oltre la faccia opposta a quella di intersezione con il nodo, oppure rivoltate verticalmente in corrispondenza di tale faccia, a contenimento del nodo;
- la lunghezza di ancoraggio delle armature tese va calcolata in modo da sviluppare una tensione nelle barre pari a  $1,25 f_{yk}$ , e misurata a partire da una distanza pari a 6 diametri dalla faccia del pilastro verso l'interno.

## TRAVE T-I-1, T-I-2, T-I-3, T-I-4, T-I-5: Verifica a flessione

La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora nel nodo, deve essere collocata all'interno delle staffe del pilastro. Per prevenire lo sfilamento di queste armature il diametro delle barre deve essere  $\leq \alpha_{bl}$  volte l'altezza della sezione del pilastro [7.4.6.2.1 – NTC], essendo:

$$\frac{\alpha_{bl}}{h_c} \leq \frac{7,5 f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 \cdot k_D \cdot \rho_{comp} / \rho} \quad (\text{per nodi interni})$$

$$\frac{\alpha_{bl}}{h_c} \leq \frac{7,5 f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_d) \quad (\text{per nodi esterni})$$

dove:  $h_c$  è la larghezza del pilastro nella direzione parallela alle barre;

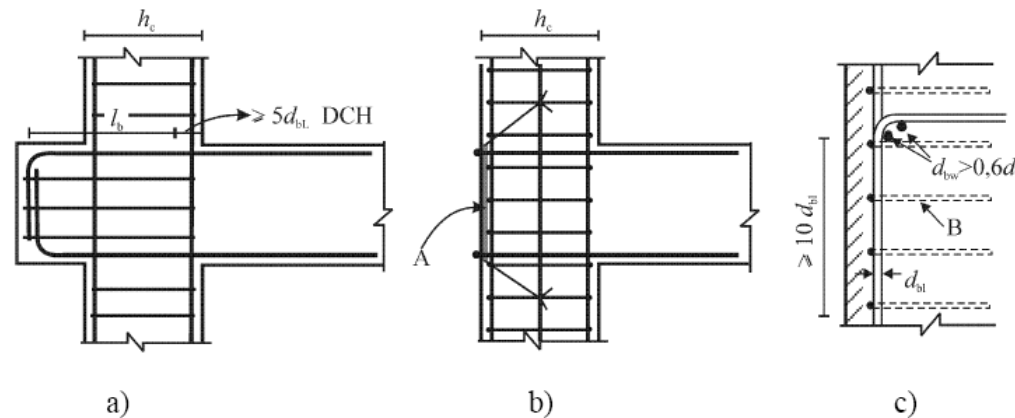
$v_d$  è lo sforzo normale di progetto nel pilastro normalizzato, preso con il suo minimo valore relativo alla condizione di progetto sismica ( $v_d = N_{Ed} / f_{cd} A_c$ );

$k_D$  è il coefficiente che tiene conto della classe di duttilità pari ad 1 per CDA;

$\gamma_{Rd}$  è il coefficiente di incertezza del modello pari ad 1,2 per CDA.

## TRAVE T-I-1, T-I-2, T-I-3, T-I-4, T-I-5: Verifica a flessione

Se per i nodi esterni non è possibile soddisfare l'ultima condizione, la normativa considera la possibilità di adottare misure aggiuntive al fine di assicurare l'ancoraggio delle barre longitudinali delle travi: (a) la trave può essere allungata orizzontalmente oltre il pilastro in modo da formare un'appendice esterna; (b) possono essere utilizzate piastre di ancoraggio saldate all'estremità delle barre; (c) le barre longitudinali possono essere piegate per una lunghezza minima pari a 10 volte  $d_{bl}$  ed aggiunta armatura trasversale all'interno della curvatura (Fig. 2.17).



Associa  
Armato

## TRAVE T-I-1, T-I-2, T-I-3, T-I-4, T-I-5: Verifica a flessione

Naturalmente devono altresì essere rispettati i minimi di armatura previsti per le travi per le costruzioni di calcestruzzo in zona non sismica [4.1.6.1.1 – NTC]:

- l'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a:

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b \cdot d = 0,26 \frac{2,56}{450} 300 \cdot 550 = 244 \text{ mm}^2$$

dove:

b rappresenta la larghezza della zona tesa;

d è l'altezza utile della sezione;

$f_{ctm}$  è il valore medio della resistenza a trazione assiale valutata come [11.2.10.2 – NTC];

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

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

- Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente  $A_{s,\max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 300 \cdot 550 = 6600 \text{ mm}^2$  essendo  $A_c$  l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.



## TRAVE T-I-1, T-I-2, T-I-3, T-I-4, T-I-5: Verifica a flessione

Per quanto riguarda il copriferro e l'interferro, nonché l'ancoraggio e la giunzione delle barre occorre rispettare quanto indicato nella norma ai punti [4.1.6.1.3 – NTC] e [4.1.6.1.4 – NTC]. In particolare:

- L'armatura resistente deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione.
- Per consentire un omogeneo getto del calcestruzzo, il copriferro e l'interferro delle armature devono essere rapportati alla dimensione massima degli inerti impiegati.
- Le armature longitudinali devono essere interrotte ovvero sovrapposte preferibilmente nelle zone compresse o di minore sollecitazione.
- La continuità fra le barre può effettuarsi mediante sovrapposizione, calcolata in modo da assicurare l'ancoraggio di ciascuna barra. In ogni caso la lunghezza di sovrapposizione nel tratto rettilineo deve essere non minore di 20 volte il diametro della barra. La distanza mutua (interferro) nella sovrapposizione non deve superare 4 volte il diametro.

Nel prospetto 2.20 si riassumono le armature valutate in corrispondenza delle sezioni di estremità di ciascuna trave. Nel prospetto si è indicato: con  $h$  e  $d$  rispettivamente l'altezza e l'altezza utile della trave, con  $\omega$  la percentuale geometrica di armatura longitudinale, con  $\rho$  il rapporto meccanico di armatura longitudinale.

# Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica

## TRAVE T-I-1, T-I-2, T-I-3, T-I-4, T-I-5: Verifica a flessione

TRAVE (n°)	b (mm)	h (mm)	d (mm)	sezione	A <sub>sup</sub>		A <sub>inf</sub>		ρ <sub>sup</sub> (%)	ρ <sub>inf</sub> (%)	ω <sub>sup</sub>	ω <sub>inf</sub>
					ferri	A (mm <sup>2</sup> )	ferri	A (mm <sup>2</sup> )				
T-I-1	300	550	510	inizio	4Ø18	1018	2Ø14+1Ø18	562	0.67	0.37	0.18	0.10
				fine	3Ø14+3Ø18	1225	3Ø14+1Ø18	716	0.80	0.47	0.22	0.13
T-I-2	300	550	510	inizio	3Ø14+3Ø18	1225	3Ø14+1Ø18	716	0.80	0.47	0.22	0.13
				fine	3Ø18	763	2Ø14+1Ø18	562	0.50	0.37	0.14	0.10
T-I-3	300	550	510	inizio	3Ø18	763	2Ø14+1Ø18	562	0.50	0.37	0.14	0.10
				fine	3Ø18	763	2Ø14+1Ø18	562	0.50	0.37	0.14	0.10
T-I-4	300	550	510	inizio	3Ø18	763	2Ø14+1Ø18	562	0.50	0.37	0.14	0.10
				fine	3Ø14+3Ø18	1225	3Ø14+1Ø18	716	0.80	0.47	0.22	0.13
T-I-5	300	550	510	inizio	3Ø14+3Ø18	1225	3Ø14+1Ø18	716	0.80	0.47	0.22	0.13
				fine	4Ø18	1018	2Ø14+1Ø18	562	0.67	0.37	0.18	0.10

# Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica

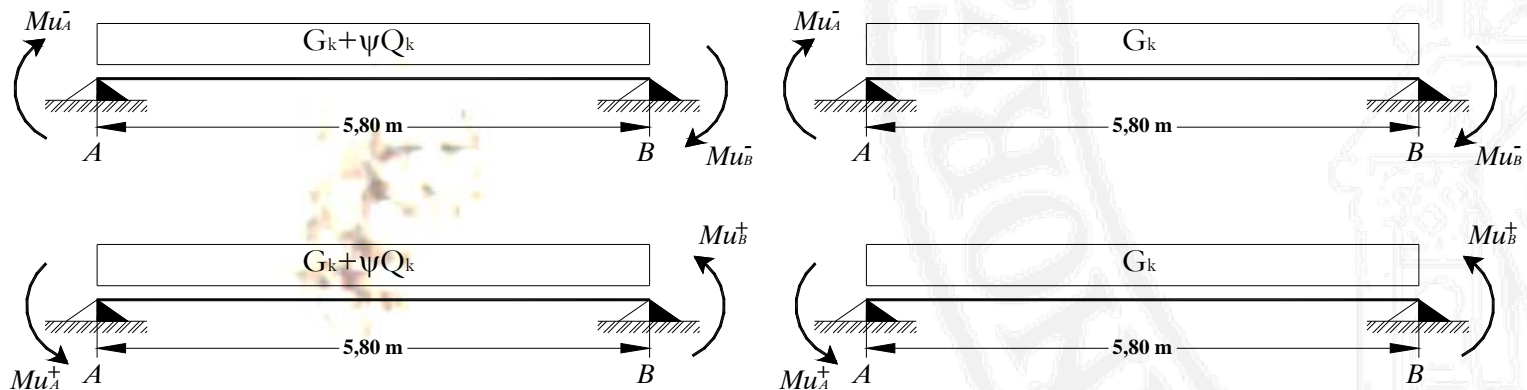
## TRAVE T-I-1, T-I-2, T-I-3, T-I-4, T-I-5: Verifica a taglio

Al fine di escludere la formazione dei meccanismi di rottura fragili dovuti al taglio, gli sforzi di taglio di calcolo si ottengono in accordo alla regola del *capacity design*.

Ciò significa che i tagli si calcolano considerando l'equilibrio della trave sotto l'azione dei carichi gravitazionali nella condizione sismica di progetto ( $G_k + \psi 2Q_k$ ) dei momenti resistenti  $M_b, R_d$  (corrispondenti alla formazione della cerniera plastica) delle sezioni di estremità, amplificati per il fattore  $\gamma R_d = 1,20$  nel caso di Classe di Duttività Alta (CD''A'').

Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si considerano due valori di sollecitazione di taglio, massimo e minimo, ipotizzando rispettivamente la presenza e l'assenza dei carichi variabili e momenti resistenti  $M_b, R_d$ , da assumere in ogni caso di verso concorde sulla trave.

Con riferimento alla *trave T-I-1*, si considerano pertanto i seguenti schemi di calcolo:



## TRAVE T-I-1, T-I-2, T-I-3, T-I-4, T-I-5: Verifica a taglio

Si è indicato con  $Mu+$  e con  $Mu-$  il momento resistente avente verso antiorario e orario rispettivamente. I valori dei momenti delle sezioni di estremità sono:

$$M_{uA}^+ = 190 \text{ kNm}, \quad M_{uA}^- = 107 \text{ kNm}, \quad M_{uB}^+ = 135 \text{ kNm}, \quad M_{uB}^- = 228 \text{ kNm}$$

Il contributo dei carichi gravitazionali agenti sulle trave è valutato considerando l'orditura dei solai indicata in Figura 2.9, supponendo per semplicità che il carico gravi solo sulle travi ortogonali alla direzione di orditura e che esso sia ripartito in funzione dell'area di influenza. Ciò significa assumere:

$$G_k = g_{\text{solaio}} \cdot \frac{\ell_{\text{solaio}}}{2} + g_{\text{balcone}} \cdot \ell_{\text{balcone}} + G_{\text{tamponatura}} + G_{\text{peso proprio trave}}$$

$$G_k = 5,6 \cdot \frac{5,2}{2} + 4,4 \cdot 1,4 + 4,7 + 4,1 = 29,5 \text{ kN / m}$$

$$Q_{k,\text{solaio}} = q_{\text{solaio}} \cdot \frac{\ell_{\text{solaio}}}{2} = 2,0 \cdot \frac{5,2}{2} = 5,2 \text{ kN / m}$$

$$Q_{k,\text{balcone}} = q_{\text{balcone}} \cdot \ell_{\text{balcone}} = 4,0 \cdot 1,4 = 5,6 \text{ kN / m}$$

I valori di  $\psi_2$  sono:  $\psi_2 = 0,30$  per la categoria di *ambienti ad uso residenziale*,  $\psi_2 = 0,60$  per *balconi e scale comuni* [Tabella 2.5.I – NTC].

## TRAVE T-I-1, T-I-2, T-I-3, T-I-4, T-I-5: Verifica a taglio

Il taglio è naturalmente valutato attraverso la semplice sovrapposizione degli effetti e varia linearmente lungo la trave. Si riportano in forma sintetica nella tabella seguente i valori del taglio alle estremità delle travi in oggetto, considerando la seguente simbologia:

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

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

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

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



# Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica

## TRAVE T-I-1, T-I-2, T-I-3, T-I-4, T-I-5: Verifica a taglio

Trave	Lungh.	Sezione	Mu+	Mu-	$G_k$	$Q_{k,solaio}$	$Q_{k,balcone}$	$V_1^+$	$V_2^+$	$V_1^-$	$V_2^-$	V (1,3Gk+1,5Qk)
(n°)	(m)		(kNm)	(kNm)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
T-I-1	5,8	A	190	-107	29,6	5,2	5,6	167	153	31	17	149
		B	135	-228				33	19	169	155	168
T-I-2	5,0	A	228	-135	29,6	5,2	5,6	167	154	19	7	148
		B	107	-144				6	-6	153	141	125
T-I-3	3,4	A	144	-107	6,5	0	0	100	100	-78	-78	20
		B	107	-144				-78	-78	100	100	19
T-I-4	5,0	A	144	-107	29,6	5,2	5,6	153	141	6	-6	125
		B	135	-228				19	7	167	154	148
T-I-5	5,8	A	228	-135	29,6	5,2	5,6	169	155	33	19	168
		B	107	-190				31	17	167	153	149

Si osservi che oltre al calcolo sopra presentato è stata considerata, come per i momenti flettenti, anche la combinazione caratterizzata da soli carichi verticali (1,30·Gk+1,5·Qk), che comunque risulta sempre meno gravosa.

## TRAVE T-I-1, T-I-2, T-I-3, T-I-4, T-I-5: Verifica a taglio

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio [4.1.2.1.3.2 – NTC]. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5 \Leftrightarrow 22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$$

In ogni sezione dovrà risultare:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio valutato come sopra specificato.

La resistenza di calcolo della trave è valutata come:

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

dove, per armatura trasversale costituita da staffe verticali si ha:

“taglio trazione”  $\rightarrow V_{Rsd} = 0,9d \cdot \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} \cdot \text{ctg} \theta$

“taglio compressione”  $\rightarrow V_{Rcd} = 0,9d \cdot b \cdot f'_{cd} \frac{\text{ctg} \theta}{(1 + \text{ctg}^2 \theta)}$

in cui:  $d$  è l'altezza utile della sezione;

$b$  è la larghezza della sezione;

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale;

$s$  interasse tra due armature trasversali consecutive;

$f'_{cd}$  resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima pari a  $0,5 \cdot f_{cd}$ .

## TRAVE T-I-1, T-I-2, T-I-3, T-I-4, T-I-5: Verifica a taglio

Nelle *zone critiche*, per strutture progettate in CD''A'' si deve assumere  $\text{ctg}\theta=1$  [7.4.4.1.2.2 – NTC]. Inoltre, per l'armatura trasversale devono essere rispettati i seguenti limiti [7.4.6.2.1 – NTC]:

- la prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro;
- le successive devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:

un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale  $\rightarrow (55-4)/4=12,7$  cm;  
175 mm;

6 volte il diametro minimo delle barre longitudinali  $\rightarrow 6 \cdot 14=84$  mm=8,4 cm

24 volte il diametro delle armature trasversali.

Per staffa di contenimento si intende una staffa rettangolare, circolare o a spirale, di diametro minimo 6 mm, con ganci a  $135^\circ$  prolungati per almeno 10 diametri alle due estremità. I ganci devono essere assicurati alle barre longitudinali.

# Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica

## TRAVE T-I-1, T-I-2, T-I-3, T-I-4, T-I-5: Verifica a taglio

Nel prospetto che segue vengono riportati sinteticamente i risultati delle verifiche a taglio nelle zone critiche della travata. La larghezza della zona critica riportata in tabella e valutata come 1,5 volte l'altezza della sezione è misurata a partire dalla mezzeria del pilastro intersecante la trave. Per tutte le zone critiche della trave si dispongono staffe  $\varnothing 8/8$  cm.

Trave	Lungh.	Sezione	Zona critica	$\varnothing$ staffe	s staffe	$V_{Rsd}$	$V_{Rcd}$	$V_{Rd}$	$V_{Ed}$
(n°)	(m)		(m)	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
T-I-1	5.8	A	1.0	8	80	226	488	226	167
		B	1.1	8	80	226	488	226	169
T-I-2	5.0	A	1.1	8	80	226	488	226	167
		B	1.0	8	80	226	488	226	153
T-I-3	3.4	A	1.0	8	80	226	488	226	100
		B	1.0	8	80	226	488	226	100
T-I-4	5.0	A	1.0	8	80	226	488	226	153
		B	1.1	8	80	226	488	226	167
T-I-5	5.8	A	1.1	8	80	226	488	226	169
		B	1.0	8	80	226	488	226	167

## TRAVE T-I-1, T-I-2, T-I-3, T-I-4, T-I-5: Verifica a taglio

Inoltre, sempre nelle *zone critiche*, occorre controllare che in ogni sezione di verifica, non siano soddisfatte entrambe le condizioni:

- (a) il rapporto tra il taglio minimo e quello massimo risulti inferiore a -0,5;
- (b) il maggiore tra i valori assoluti dei due tagli supera il valore:

$$V_{R1} = \left( 2 - \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Ed,max}|} \right) f_{ctd} \cdot b \cdot d$$

In caso affermativo, bisogna prevedere un'adeguata armatura ad incrocio [7.4.4.1.2.2 – NTC]. La resistenza di calcolo a trazione che per un calcestruzzo C25/30 è pari a  $f_{ctd}=1,20$  N/mm<sup>2</sup> è valutata secondo quanto indicato in [4.1.2.1.1.2 – NTC] e [11.2.10.1.2 – NTC]. Nel caso in esame dai risultati (prospetto 2.22) si evince che non occorre prevedere un'armatura diagonale.

Trave	Lungh.	Sezione	Zona critica	V <sub>min</sub>	V <sub>max</sub>	ξ=V <sub>min</sub> /V <sub>max</sub>	V <sub>Ed</sub>	V <sub>R1</sub>
(n°)	(m)		(m)	(kN)	(kN)		(kN)	(kN)
T-I-1	5.8	A	1,0	17	167	0,10		
		B	1,1	19	169	0,11		
T-I-2	5.0	A	1,1	7	167	0,04		
		B	1,0	-6	153	-0,04		
T-I-3	3.4	A	1,0	-78	100	<b>-0,78</b>	100	224
		B	1,0	-78	100	<b>-0,78</b>	100	224
T-I-4	5.0	A	1,0	-6	153	-0,04		
		B	1,1	7	167	0,04		
T-I-5	5.8	A	1,1	19	169	0,11		
		B	1,0	17	167	0,10		



## TRAVE T-I-1, T-I-2, T-I-3, T-I-4, T-I-5: Verifica a taglio

Nelle *rimanenti parti delle travi*, l'armatura a taglio è da calcolarsi valutando opportunamente l'inclinazione delle bielle di calcestruzzo [4.1.2.1.3.2 – NTC]. A tal proposito, maggiori delucidazioni possono essere trovate al paragrafo 8.1.4 del volume 1.

Sia nelle *zone critiche* che nelle *rimanenti parti delle travi*, vanno comunque rispettati i minimi di armatura previsti per le travi per le costruzioni di calcestruzzo in zona non sismica [4.1.6.1.1 – NTC]:

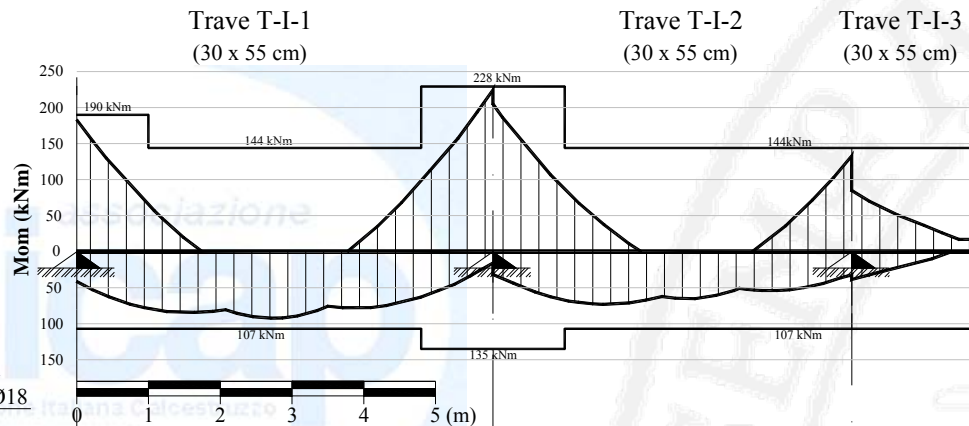
- staffe con sezione complessiva non inferiore ad  $A_{st} = 1,5 b \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow 450 \text{ mm}^2/\text{m}$  (staffe  $\text{Ø}8/20=500 \text{ mm}^2/\text{m}$ );
- tre staffe al metro;
- passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione  $\rightarrow 0,8 \cdot 51 = 41 \text{ cm}$ ;
- almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe.

Nel seguito si riporta il *diagramma involuppo* del momento sollecitante, ottenuto considerando le azioni sismiche valutate allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e il diagramma del momento resistente nonché la distinta delle armature con i ferri longitudinali e le staffe.

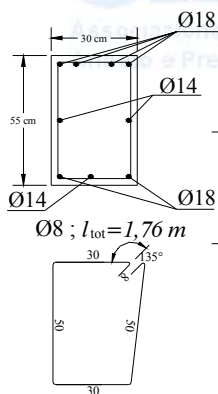
Si osservi che la forma del diagramma involuppo dei momenti sollecitanti è condizionata, in alcuni tratti centrali di ciascuna campata, anche dall'andamento del diagramma flettente ottenuto dall'azione dei soli carichi verticali ( $1,3Gk + 1,5Qk$ ).

# TRAVI: DISTINTA DELLE ARMATURE

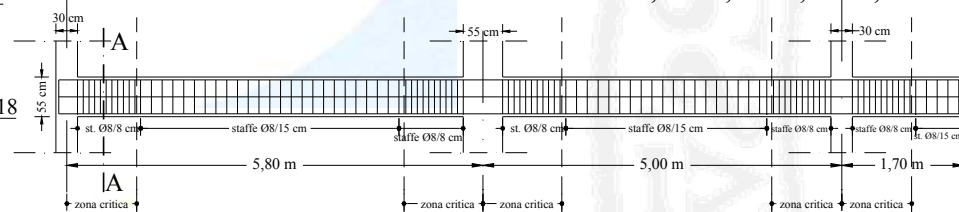
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO: Travata T-I-1, T-I-2, T-I-3, T-I-4, T-I-5



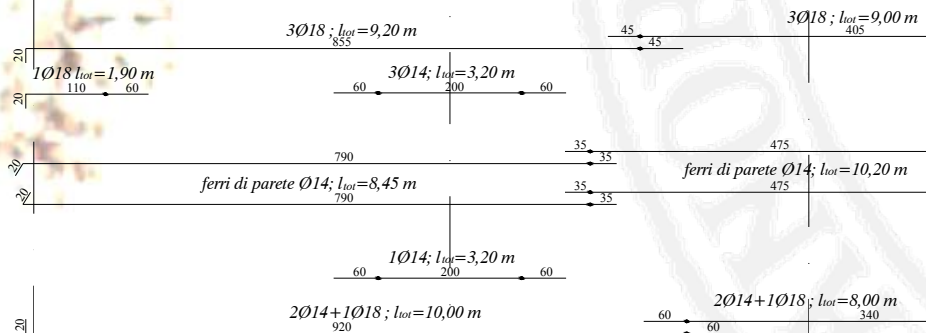
Sezione A-A



SEZIONE LONGITUDINALE: Travata T-I-1, T-I-2, T-I-3, T-I-4, T-I-5



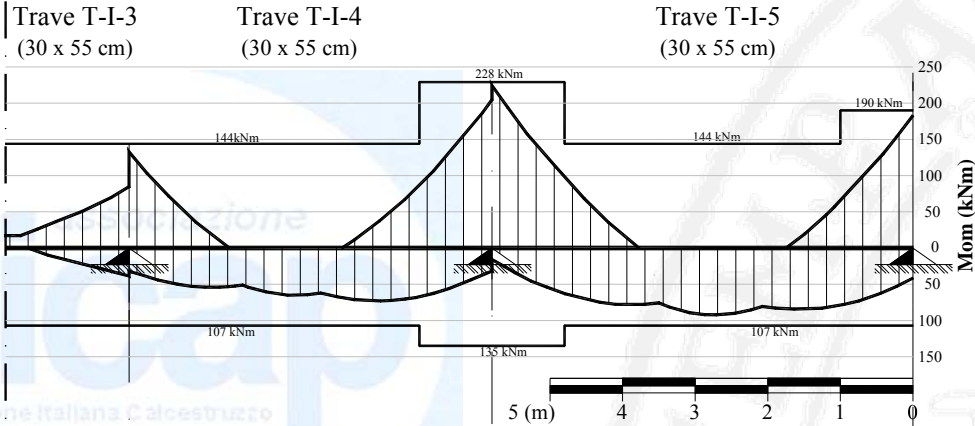
DISTINTA DEI FERRI: Travata T-I-1, T-I-2, T-I-3, T-I-4, T-I-5



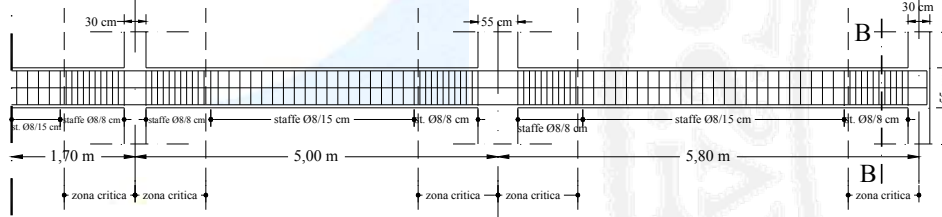
# Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica

## TRAVI: DISTINTA DELLE ARMATURE

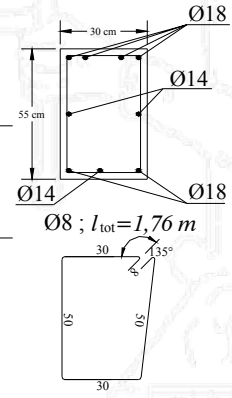
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO: Travata T-I-1, T-I-2, T-I-3, T-I-4, T-I-5



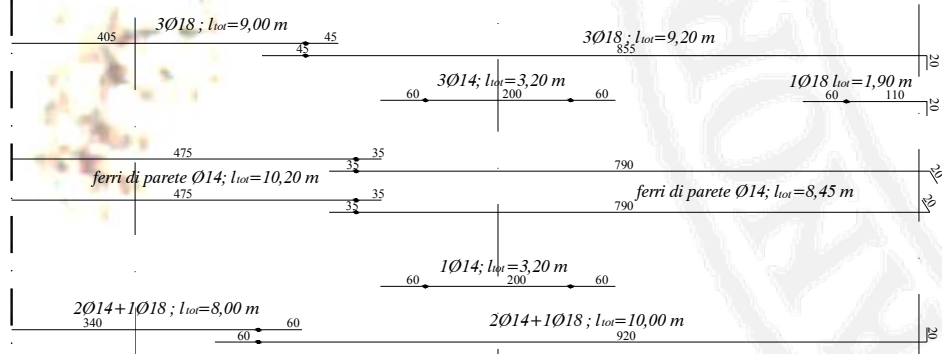
SEZIONE LONGITUDINALE: Travata T-I-1, T-I-2, T-I-3, T-I-4, T-I-5



Sezione B-B



DISTINTA DEI FERRI: Travata T-I-1, T-I-2, T-I-3, T-I-4, T-I-5



## TRAVE T-I-1, T-I-2, T-I-3, T-I-4, T-I-5: Verifica di duttilità

Al fine di conseguire le desiderate caratteristiche di duttilità nelle zone critiche è necessario che vengano rispettate le condizioni [7.4.4 – NTC]:

$$\mu_{\phi} \geq \begin{cases} 2q_0 - 1 \rightarrow \text{per } T_1 \geq T_C \\ 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_C}{T} \rightarrow \text{per } T_1 < T_C \end{cases}$$

dove:  $\mu_{\phi}$  è il fattore di duttilità in curvatura, vale a dire il rapporto tra la curvatura in corrispondenza dell'attingimento dell'85% del momento resistente (valutata sul ramo degradante), ottenuto per il raggiungimento delle deformazioni limite di calcestruzzo  $\epsilon_{cu}$  o dell'acciaio  $\epsilon_{su,k}$  e la curvatura al limite di snervamento.

Nel caso in esame:

$$\mu_{\phi} = 2q_0 - 1 = 2 \cdot 5,85 - 1 = 10,7 \text{ per } T_1 \geq T_c$$

## TRAVE T-I-1, T-I-2, T-I-3, T-I-4, T-I-5: Verifica di duttilità

I risultati sono riportati nel prospetto 2.23. Tale verifica è stata fatta solo con riferimento alle sezioni nelle zone critiche della trave. Inoltre la simmetria dell'armatura della travata, consente di verificare solo le sezioni delle zone critiche di metà travata (figura 2.39). La verifica è condotta valutando per ciascuna sezione, in funzione dell'armatura longitudinale tesa e compressa presente, la profondità dell'asse neutro: nella condizione ultima ( $x_u$ ), ossia quando nella fibra di calcestruzzo più compressa, si raggiunge il valore deformativo massimo consentito dalla norma ( $\epsilon_{cu}=3,5 \text{ ‰}$ ); ( $x_e$ ) quando nell'armatura tesa si raggiunge il valore di deformazione di snervamento dell'acciaio ( $\epsilon_{sy}=1,86 \text{ ‰}$ ). Nota la profondità dell'asse neutro è valutata la curvatura ultima della sezione ( $\chi_u=\epsilon_{cu}/x_u$ ) e quella di snervamento ( $\chi_y=\epsilon_{sy}/(d-x_e)$  con  $d$ =altezza utile della sezione). Per comodità di lettura nel prospetto 2.24 il valore della curvatura ultima e di snervamento è moltiplicato per l'altezza  $h$  della sezione ed espresso in millesimi. La duttilità in curvatura  $\mu\phi$  è quindi ottenuta come rapporto tra la curvatura ultima e quella allo snervamento ( $\chi_u/\chi_y$ ). Come si evince (prospetto 2.24), la verifica è soddisfatta nei casi in cui  $\rho_{comp}>\rho$  (prospetto 2.20), mentre in altri casi, anche se di poco, non risulta essere soddisfatta (il valore minimo di  $\mu\phi$  deve essere uguale a 10,7). Tale verifica, tuttavia, non tiene conto dell'effetto di confinamento offerto dalla presenza delle staffe che aumenta il valore della deformazione ultima del calcestruzzo e di conseguenza della duttilità in curvatura della sezione. Formule di consolidata validità presenti in letteratura, possono essere applicate per una valutazione più rigorosa di tale duttilità.



# Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica

## TRAVE T-I-1, T-I-2, T-I-3, T-I-4, T-I-5: Verifica di duttilità

TRAVE	sezione	momento positivo					momento negativo				
		$x_u$	$(\chi_u \cdot h)^+$	$x_e$	$(\chi_y \cdot h)^+$	$(\mu_\varphi)^+$	$x_u$	$(\chi_u \cdot h)^-$	$x_e$	$(\chi_y \cdot h)^-$	$(\mu_\varphi)^-$
(n°)	di verifica	(mm)	(‰)	(mm)	(‰)		(mm)	(‰)	(mm)	(‰)	
T-I-1	inizio	44	43,8	122	2,6	16,6	67	26,7	176	3,1	8,7
	fine	46	41,7	132	2,7	15,3	72	26,9	187	3,2	8,4
T-I-2	inizio	46	41,7	132	2,7	15,3	72	26,9	187	3,2	8,4
	fine	45	42,6	128	2,7	15,9	55	35,3	154	2,9	12,3
T-I-3	inizio	45	42,6	128	2,7	15,9	55	35,3	154	2,9	12,3

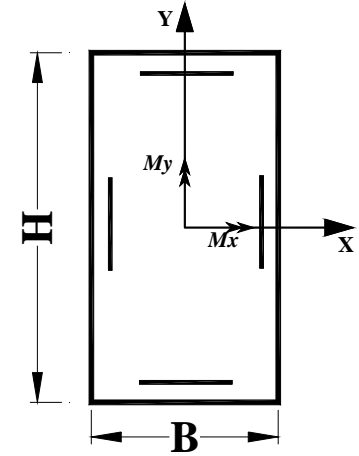
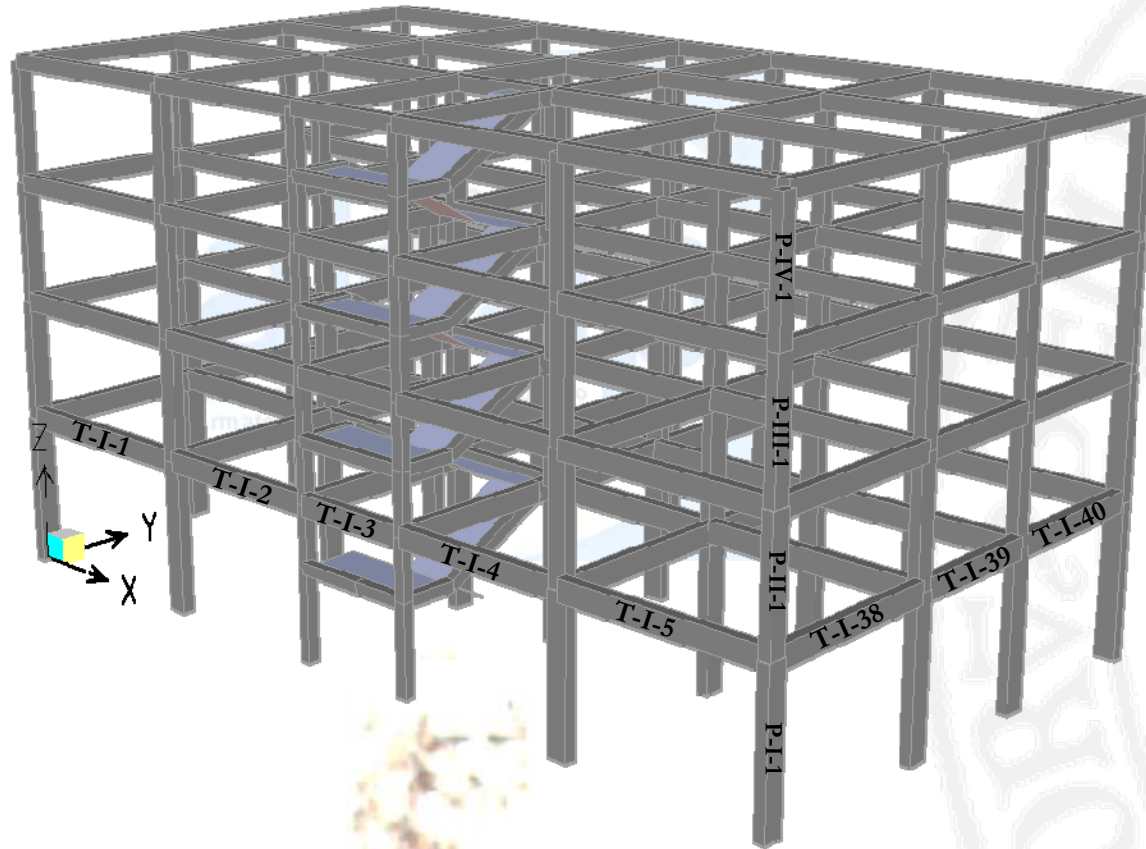
Inoltre, con riferimento a quanto prescritto dall'Eurocodice 8, per le travi, è possibile ritenere soddisfatta la verifica di duttilità in curvatura se la differenza tra il rapporto geometrico dell'armatura in trazione e quella in compressione di una sezione non eccede il valore [5.4.3.1.2 – EC8]:

$$\rho - \rho' \leq \frac{0,0018}{\mu_\varphi \cdot \varepsilon_{y,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

in cui come  $\mu_\varphi$  si può assumere il valore minimo richiesto e cioè 10,7. La verifica è riportata sinteticamente nel prospetto 2.25.

TRAVE	sezione	$A_{sup}$		$A_{inf}$		$Q_{sup}-Q_{inf}$	0,0018...	verifica
(n°)	di verifica	ferri	(mm <sup>2</sup> )	ferri	(mm <sup>2</sup> )			
T-I-1	inizio	4Ø18	1018	2Ø14+1Ø18	562	0,0028		ok
	fine	3Ø14+3Ø18	1225	3Ø14+1Ø18	716	0,0031		ok
T-I-2	inizio	3Ø14+3Ø18	1225	3Ø14+1Ø18	716	0,0031	0,0033	ok
	fine	3Ø18	763	2Ø14+1Ø18	562	0,0012		ok
T-I-3	inizio	3Ø18	763	2Ø14+1Ø18	562	0,0012		ok

Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica  
PILASTRATA P-I-1, P-II-1, P-III-1, P-IV-1, P-V-1:  
Verifica a presso-flessione



# Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica PILASTRATA P-I-1, P-II-1, P-III-1, P-IV-1, P-V-1: Verifica a presso-flessione

Il progetto dei pilastri viene eseguito considerando una sollecitazione di *presso flessione deviata* in quanto, per effetto della combinazione delle azioni sismiche nelle due direzioni orizzontali  $X$  e  $Y$ , sussiste in ogni sezione sia  $M_x$  che  $M_y$ .

I momenti flettenti di calcolo, da utilizzare per il dimensionamento dei pilastri, sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura, tenuto conto delle combinazioni delle componenti dell'azione sismica e delle combinazioni dell'azioni sismiche con le altre azioni.

Tali combinazioni sono in totale 32, ma le 8 più significative, per la pilastrata d'angolo che si intende studiare, sono presumibilmente quelle ottenute considerando le due azioni sismiche orizzontali ortogonali  $E_x$  passante per  $A''$  ed  $E_y$  passante per  $B''$  (Fig. 2.14).

Si riportano di seguito le 8 combinazioni di cui sopra. Si precisa al riguardo che valgono le stesse considerazioni del paragrafo 2.12.1 ed inoltre che:

con  $M_x$  e  $M_y$  si intendono i momenti agenti intorno al rispettivo asse, così come chiarito nella figura 2.21;

relativamente al segno,  $M_y$  positivo indica che il momento è discorde con l'asse  $Y$  se agisce alla base del pilastro, è concorde se agisce in testa; l'opposto nel caso di  $M_x$  positivo. Gli assi del riferimento globale  $X, Y, Z$  sono indicati in figura 2.21. Lo sforzo normale se negativo è di compressione.

Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica  
**PILASTRATA P-I-1, P-II-1, P-III-1, P-IV-1, P-V-1:**  
**Verifica a presso-flessione**

$M_X$

Pil	Sezione	$X_{inf}=E_x$	$Y_{dx}=E_y$	$E_1$	$E_2$	$E_3$	$E_4$	$E_5$	$E_6$	$E_7$	$E_8$
(n°)	(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
P-I-1	0.0	108	220	174	42	-42	-174	252	-187	187	-252
	4.0	-45	-93	-73	-17	17	73	-107	80	-80	107
P-II-1	0.0	28	49	43	14	-14	-43	58	-41	41	-58
	3.2	-31	-58	-49	-14	14	49	-68	49	-49	68
P-III-1	0.0	23	43	36	10	-10	-36	50	-36	36	-50
	3.2	-28	-52	-43	-12	12	43	-60	43	-43	60
P-IV-1	0.0	9	16	14	5	-5	-14	19	-13	13	-19
	3.2	-15	-28	-24	-7	7	24	-33	23	-23	33

$M_Y$

Pil	Sezione	$X_{inf}=E_x$	$Y_{dx}=E_y$	$E_1$	$E_2$	$E_3$	$E_4$	$E_5$	$E_6$	$E_7$	$E_8$
(n°)	(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
P-I-1	0.0	72	-21	66	78	-78	-66	1	42	-42	-1
	4.0	-47	14	-43	-51	51	43	0	-28	28	0
P-II-1	0.0	46	-14	42	50	-50	-42	0	28	-28	0
	3.2	-43	13	-39	-47	47	39	0	-26	26	0
P-III-1	0.0	32	-10	29	35	-35	-29	0	19	-19	0
	3.2	-35	10	-31	-38	38	31	0	-21	21	0
P-IV-1	0.0	16	-5	14	17	-17	-14	0	9	-9	0
	3.2	-22	7	-20	-24	24	20	0	-13	13	0

Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica  
**PILASTRATA P-I-1, P-II-1, P-III-1, P-IV-1, P-V-1:**  
**Verifica a presso-flessione**

Pil	Sezione	$X_{inf}=E_x$	$Y_{dx}=E_y$	$E_1$	$E_2$	$E_3$	$E_4$	$E_5$	$E_6$	$E_7$	$E_8$
(n°)	(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
P-I-1	0.0	-50	103	-19	-81	81	19	88	-119	119	-88
	4.0	-50	103	-19	-81	81	19	88	-119	119	-88
P-II-1	0.0	-32	60	-14	-50	50	14	50	-69	69	-50
	3.2	-32	60	-14	-50	50	14	50	-69	69	-50
P-III-1	0.0	-16	29	-7	-24	24	7	24	-33	33	-24
	3.2	-16	29	-7	-24	24	7	24	-33	33	-24
P-IV-1	0.0	-5	9	-2	-8	8	2	7	-10	10	-7
	3.2	-5	9	-2	-8	8	2	7	-10	10	-7

N

Per tenere conto della non linearità geometrica, tali azioni devono essere opportunamente amplificate mediante il parametro  $\lambda=1,13$  valutato al paragrafo 1.10. I risultati così ottenuti sono quindi sommati alle sollecitazioni prodotte dai carichi verticali valutati nella combinazione sismica ( $Gk+\psi Qk$ ). Naturalmente va sempre portata in conto, anche la combinazione delle azioni per solo carichi verticali valutata allo SLU e cioè considerando le azioni così come indicato nel paragrafo 2.5.

Si riportano di seguito i risultati:



Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica  
**PILASTRATA P-I-1, P-II-1, P-III-1, P-IV-1, P-V-1:**  
**Verifica a presso-flessione**

$M_X$

Pil	Sezione	Gk+ $\psi$ Qk	1.13E <sub>1</sub> +V	1.13E <sub>2</sub> +V	1.13E <sub>3</sub> +V	1.13E <sub>4</sub> +V	1.13E <sub>5</sub> +V	1.13E <sub>6</sub> +V	1.13E <sub>7</sub> +V	1.13E <sub>8</sub> +V
(n°)	(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
P-I-1	0.0	-5	191	42	-53	-202	279	-216	205	-289
	4.0	8	-75	-12	27	90	-113	97	-82	128
P-II-1	0.0	-13	36	3	-28	-61	52	-59	33	-78
	3.2	11	-44	-4	26	66	-65	66	-44	87
P-III-1	0.0	-10	31	2	-22	-51	46	-50	30	-66
	3.2	11	-38	-3	25	60	-56	60	-38	79
P-IV-1	0.0	-9	7	-3	-14	-24	12	-23	6	-30
	3.2	8	-19	0	16	35	-29	35	-18	45

$M_Y$

Pil	Sezione	Gk+ $\psi$ Qk	1.13E <sub>1</sub> +V	1.13E <sub>2</sub> +V	1.13E <sub>3</sub> +V	1.13E <sub>4</sub> +V	1.13E <sub>5</sub> +V	1.13E <sub>6</sub> +V	1.13E <sub>7</sub> +V	1.13E <sub>8</sub> +V
(n°)	(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
P-I-1	0.0	13	87	101	-75	-61	14	61	-35	12
	4.0	-27	-75	-84	31	21	-27	-58	5	-26
P-II-1	0.0	44	91	100	-13	-4	44	75	12	44
	3.2	-42	-86	-95	11	2	-42	-71	-13	-42
P-III-1	0.0	38	71	77	-2	5	38	59	16	38
	3.2	-39	-74	-81	4	-3	-39	-62	-15	-39
P-IV-1	0.0	43	60	63	24	27	43	54	33	43
	3.2	-52	-75	-79	-25	-29	-52	-67	-37	-52

Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica  
**PILASTRATA P-I-1, P-II-1, P-III-1, P-IV-1, P-V-1:**  
**Verifica a presso-flessione**

N

Pil	Sezione	Gk+ψ	Qk	1.13E <sub>1</sub> +V	1.13E <sub>2</sub> +V	1.13E <sub>3</sub> +V	1.13E <sub>4</sub> +V	1.13E <sub>5</sub> +V	1.13E <sub>6</sub> +V	1.13E <sub>7</sub> +V	1.13E <sub>8</sub> +V
(n°)	(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
P-I-1	0.0	-477	-499	-568	-385	-455	-377	-610	-343	-576	
	4.0	-460	-482	-552	-368	-438	-361	-594	-327	-560	
P-II-1	0.0	-343	-358	-398	-287	-327	-286	-421	-265	-399	
	3.2	-331	-346	-386	-275	-315	-274	-409	-253	-387	
P-III-1	0.0	-212	-220	-239	-184	-204	-185	-249	-174	-239	
	3.2	-201	-209	-228	-173	-193	-174	-239	-163	-228	
P-IV-1	0.0	-83	-85	-91	-74	-80	-74	-94	-71	-91	
	3.2	-73	-76	-82	-64	-70	-65	-85	-61	-81	

Noti i valori delle sollecitazioni derivanti dalle 33 combinazioni (32 ottenute considerando la contemporanea presenza delle azioni sismiche e dei carichi verticali e 1 ottenuta considerando la sola presenza dei carichi verticali valutati nella condizione di Stato Limite Ultimo), la verifica consiste nel valutare, per ciascuna sezione della pilastrata, che il punto rappresentativo dello stato di sollecitazione (di coordinate  $M_x$ ,  $M_y$ ) sia interno oppure meno al dominio di resistenza, costruito in funzione dell'armatura presente e che si modifica al variare dello sforzo normale. La verifica va evidentemente eseguita in termini di presso-flessione deviata; per tale fine sono disponibili vari programmi di calcolo anche on-line, quali, per esempio:

**BIAXIAL 1.0:** <http://www.reluis.unina.it/>

In maniera alternativa, la verifica a presso-flessione deviata può essere considerata in modo semplificato effettuando per ciascuna direzione di applicazione del sisma una verifica a presso-flessione retta utilizzando un valore ridotto del 30% del momento resistente [7.4.4.2.2.1 – NTC].

# Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica

## PILASTRATA P-I-1, P-II-1, P-III-1, P-IV-1, P-V-1: Verifica a presso-flessione

Lungo tutto il pilastro viene disposta la stessa armatura, ovviamente pari alla massima richiesta in corrispondenza delle sezioni di estremità dove il momento è massimo.

Al fine di conseguire le desiderate caratteristiche di duttilità locale e globale è necessario che vengano rispettate delle condizioni sui dettagli di armatura degli elementi.

Nella sezione corrente del pilastro la percentuale di armatura longitudinale deve essere compresa tra i seguenti limiti [7.4.6.2.2 – NTC]:

$$1\% < \rho = \frac{A}{A_c} < 4\%$$

con  $A$  area totale dell'armatura longitudinale e  $A_c$  area della sezione lorda del pilastro.

Nel caso in esame, si ricava:

$$\text{sez. } 30 \times 55 \Rightarrow A^{\min} = 30 \cdot 55 \cdot 0,01 = 16,5 \text{ cm}^2; A^{\max} = 30 \cdot 55 \cdot 0,04 = 66 \text{ cm}^2$$

$$\text{sez. } 30 \times 50 \Rightarrow A^{\min} = 30 \cdot 50 \cdot 0,01 = 15 \text{ cm}^2; A^{\max} = 30 \cdot 50 \cdot 0,04 = 60 \text{ cm}^2$$

$$\text{sez. } 30 \times 45 \Rightarrow A^{\min} = 30 \cdot 45 \cdot 0,01 = 13,5 \text{ cm}^2; A^{\max} = 30 \cdot 45 \cdot 0,04 = 54 \text{ cm}^2$$

$$\text{sez. } 30 \times 40 \Rightarrow A^{\min} = 30 \cdot 40 \cdot 0,01 = 12 \text{ cm}^2; A^{\max} = 30 \cdot 40 \cdot 0,04 = 48 \text{ cm}^2$$

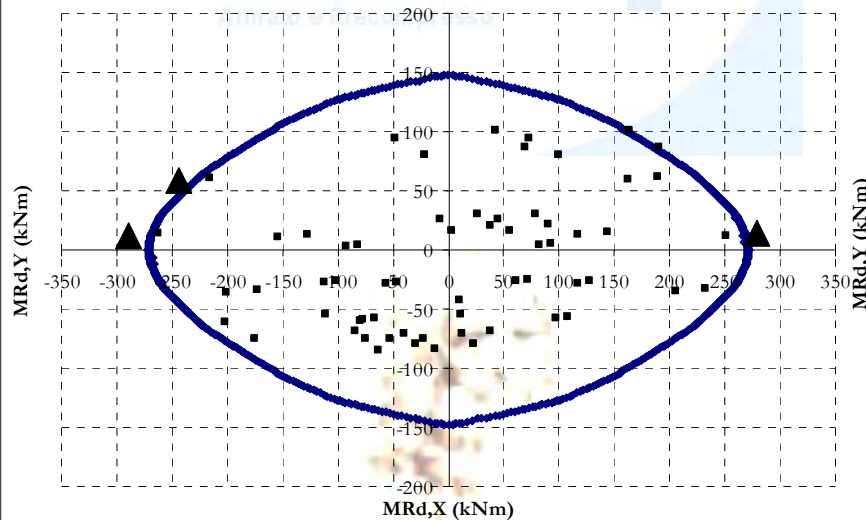
Inoltre per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse delle barre non deve essere superiore a 25 cm.

# Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica

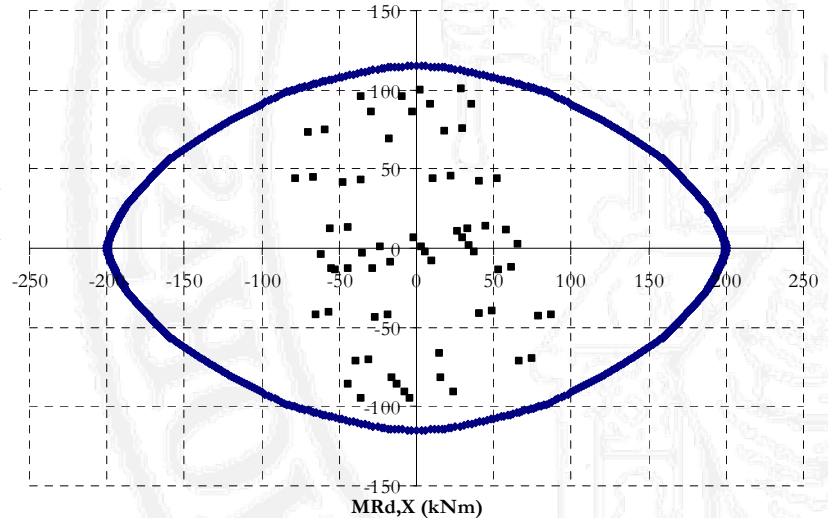
## PILASTRATA P-I-1, P-II-1, P-III-1, P-IV-1, P-V-1: Verifica a presso-flessione

Si riportano nel seguito i domini di resistenza (Figura 2.22) valutati per i diversi piani considerando per i pilastri un'armatura simmetrica (Figura 2.23). La distribuzione dei ferri nella sezione tiene conto del rispetto dei minimi per quanto riguarda il copriferro (la distanza asse ferro-bordo della sezione, come per le travi, è pari a 4 cm) e l'interferro. I domini sono tracciati considerando per ciascun livello il minore degli sforzi normali derivanti dalle 33 combinazioni ottenute. La presenza di tutti i punti rappresentativi dello stato sollecitato di flessione deviata (MC,Sd,X e MC,Sd,Y) per le 33 combinazioni all'interno del dominio, garantisce a vantaggio di sicurezza la verifica delle membrature.

I piano: N=-321 kN



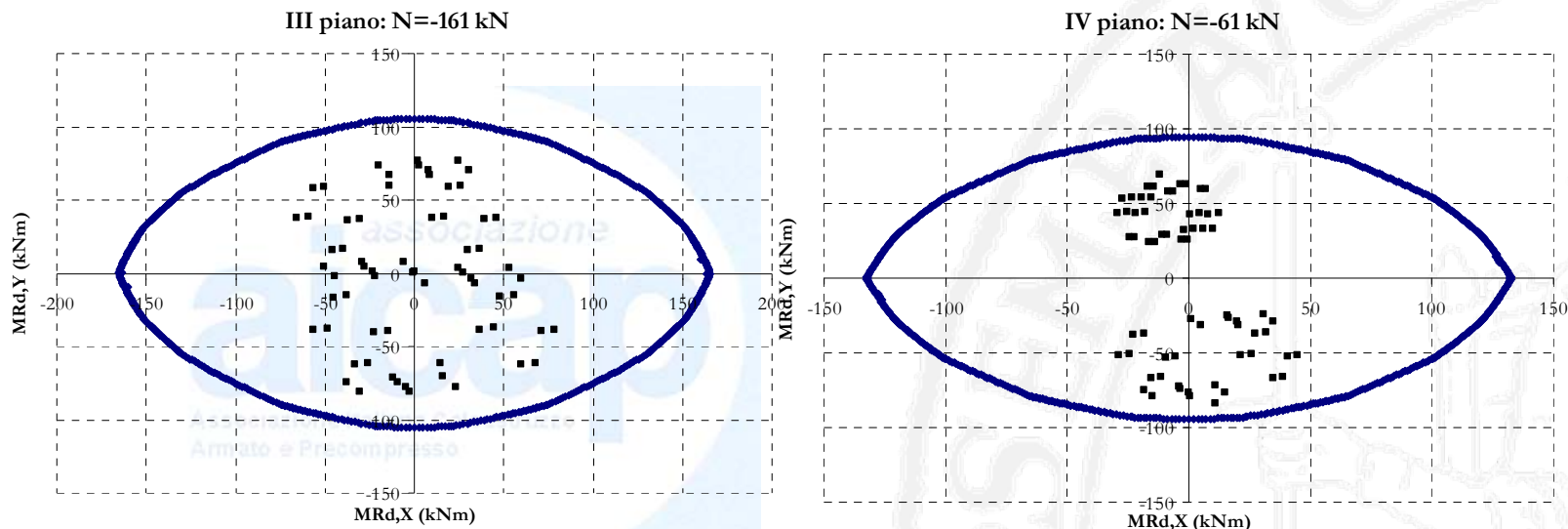
II piano: N=-249 kN



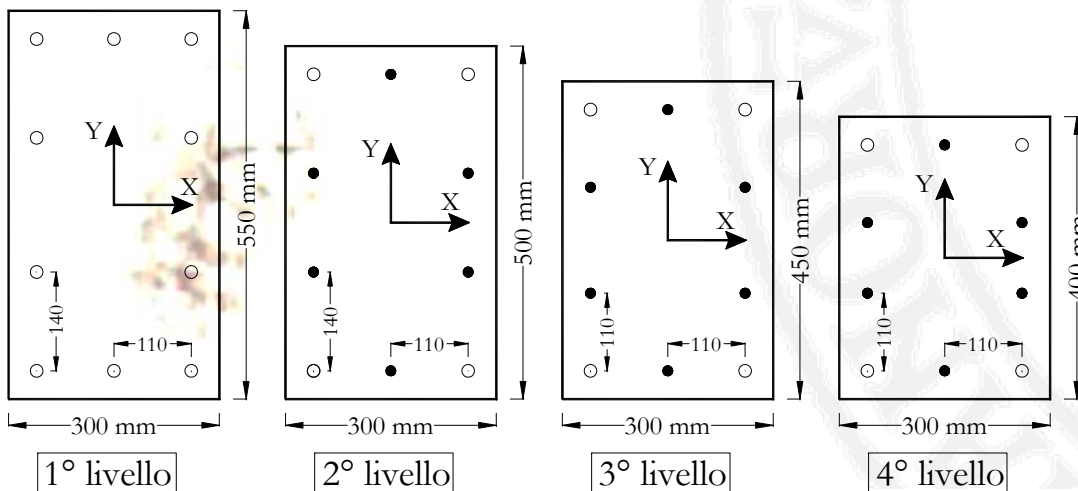


# Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica

## PILASTRATA P-I-1, P-II-1, P-III-1, P-IV-1, P-V-1: Verifica a presso-flessione



○ ferri  $\varnothing 18$       ● ferri  $\varnothing 14$

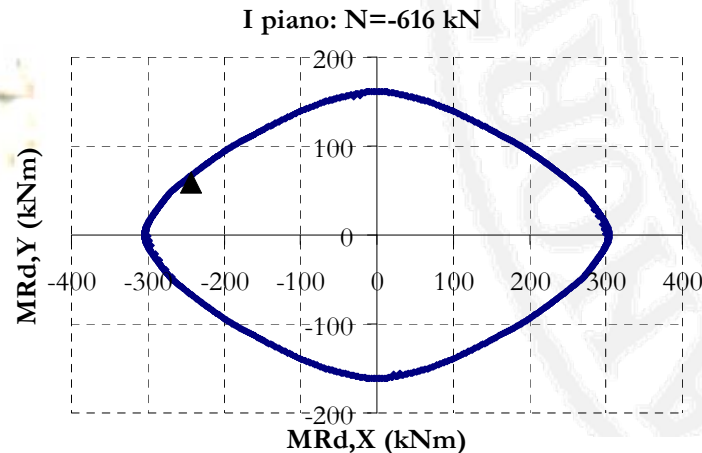
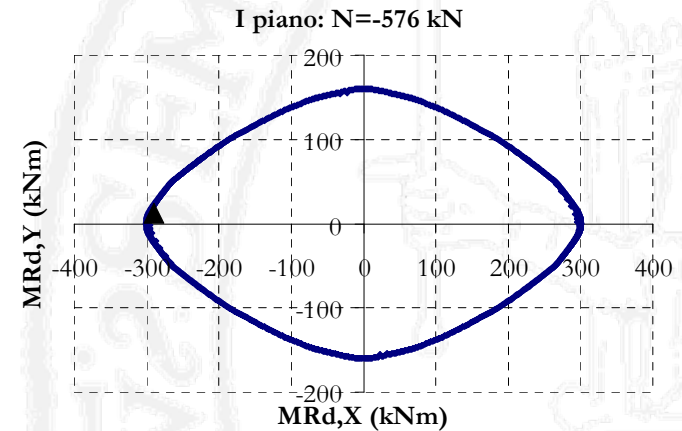
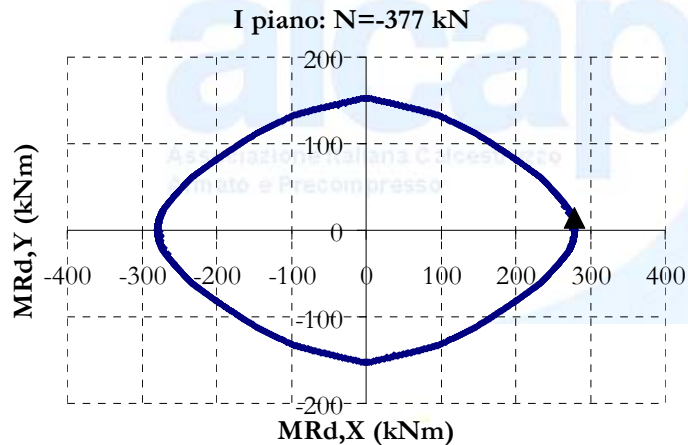




# Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica

## PILASTRATA P-I-1, P-II-1, P-III-1, P-IV-1, P-V-1: Verifica a presso-flessione

Si osservi, che per il primo livello alcuni punti rappresentativi dello stato sollecitativo MC,Sd,X e MC,Sd,Y (indicati con il simbolo del triangolo) sono esterni al dominio limite. Ciò non vuole dire che la sezione non è verificata, in quanto occorre procedere ad una verifica più accurata abbandonando la verifica a vantaggio di sicurezza eseguita considerando il valore minimo dello sforzo normale, e considerare il reale valore dovuto alla combinazione in esame (Figura 2.24).



# Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica PILASTRATA P-I-1, P-II-1, P-III-1, P-IV-1, P-V-1: Verifica a presso-flessione

Con l'armatura sopra definita sono stati altresì rispettati i limiti validi in generale per le costruzioni di calcestruzzo [4.1.6.1.2 – NTC]; naturalmente, dette restrizioni si applicano solo se non in contrasto con più restrittive regole relative a costruzioni in zona sismica [4.1.6.1 – NTC]:

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

Inoltre, bisogna verificare che lo sforzo assiale normalizzato non superi il valore 0,55 [7.4.4.2.2.1 – NTC]. A questo scopo si considera la condizione di carico più gravosa in termini di sforzo normale, vale a dire quella non sismica  $N=723$  kN (di compressione) alla base del pilastro al primo piano:

$$v_d = \frac{N}{A_c f_{cd}} = \frac{723000}{300 \cdot 550 \cdot 14,1} = 0,31 < 0,55$$

# Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica PILASTRATA P-I-1, P-II-1, P-III-1, P-IV-1, P-V-1: Verifica a presso-flessione

Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si devono proteggere i pilastri dalla plasticizzazione prematura adottando opportuni momenti flettenti di calcolo; tale condizione si consegue qualora, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente  $\gamma_{Rd}$ , in accordo con la formula [7.4.4.2.1 – NTC]:

$$\sum M_{C,Rd} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{b,Rd}$$

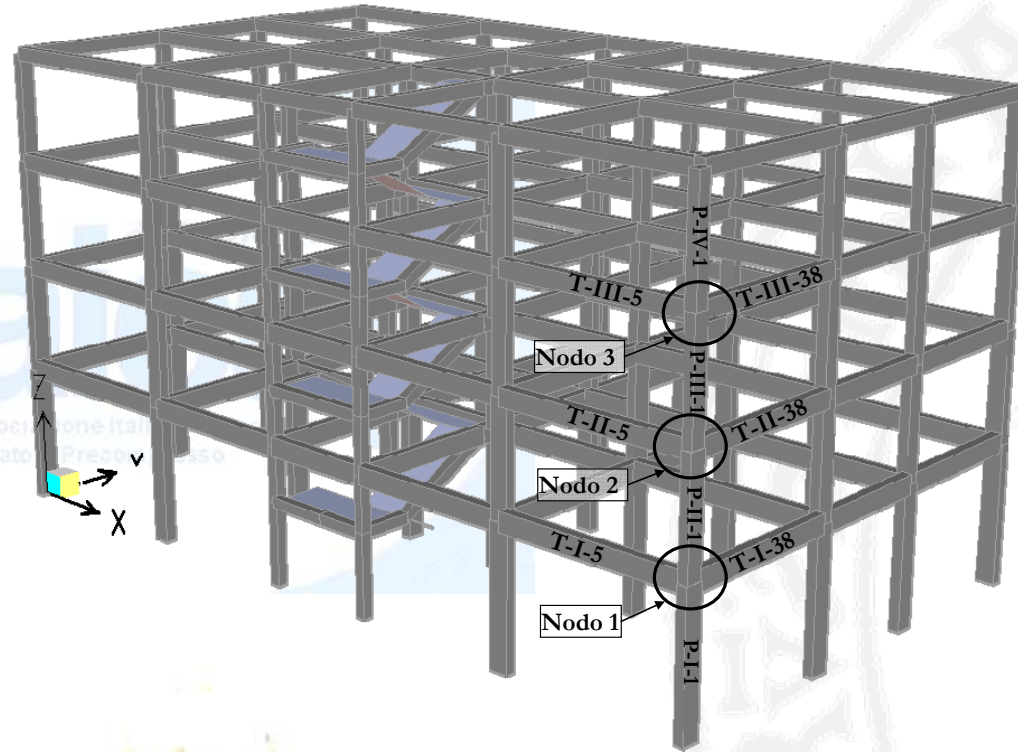
dove:  $\sum M_{C,Rd}$  è la somma dei valori di progetto dei momenti resistenti dei pilastri che convergono nel nodo, calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;

$\sum M_{b,Rd}$  è la somma dei valori di progetto dei momenti resistenti delle travi che convergono nel nodo;

$\gamma_{Rd}=1,30$  per le strutture in CD”A”.

La relazione sopra descritta, non va verificata in corrispondenza dell'impalcato di sommità di un edificio multipiano. Per la sezione di base dei pilastri del piano terra si adotta come momento di calcolo il maggiore tra il momento risultante dall'analisi ed il momento  $M_{C,Rd}$  della sezione di sommità del pilastro (Figura 2.25).

Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica  
PILASTRATA P-I-1, P-II-1, P-III-1, P-IV-1, P-V-1:  
Verifica a presso-flessione



Si riporta nelle tabelle che seguono (prospetto 2.31 e prospetto 2.32), per ogni nodo, la verifica effettuata come sopra indicato, valutando i valori dei momenti resistenti nei pilastri (alla sezione di verifica) in funzione dello sforzo normale minimo tra quelli ottenuti considerando le 33 possibili combinazioni.

Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica  
**PILASTRATA P-I-1, P-II-1, P-III-1, P-IV-1, P-V-1:**  
**Verifica a presso-flessione**

DIR X	Trave	$M_{b,Rd}$	Pilastro	Sezione	$N_{c,min}$	$M_{C,Rd}$	$\Sigma M_{C,Rd}$	$\gamma_{Rd}$	$\Sigma M_{b,Rd}$	$\Sigma M_{C,Rd} \geq \gamma_{Rd} \Sigma M_{b,Rd}$ ?
Nodo	(n°)	(kNm)	(n°)		(kN)	(kNm)	(kNm)			
1	T-I-38	190	P-I-1	sup	-321	271	472	247	ok	
			P-II-1	inf	-261	201				
2	T-II-38	154	P-II-1	sup	-249	200	366	200	ok	
			P-III-1	inf	-172	166				
3	T-III-38	99	P-III-1	sup	-161	165	298	129	ok	
			P-IV-1	inf	-70	133				

DIR Y	Trave	$M_{b,Rd}$	Pilastro	Sezione	$N_{c,min}$	$M_{C,Rd}$	$\Sigma M_{C,Rd}$	$\gamma_{Rd}$	$\Sigma M_{b,Rd}^*$	$\Sigma M_{C,Rd} \geq \gamma_{Rd} \Sigma M_{b,Rd}$ ?
Nodo	(n°)	(kNm)	(n°)		(kN)	(kNm)	(kNm)			
1	T-I-5	190	P-I-1	sup	-321	147	263	247	ok	
			P-II-1	inf	-261	116				
2	T-II-5	170	P-II-1	sup	-249	115	221	221	ok	
			P-III-1	inf	-172	106				
3	T-III-5	150	P-III-1	sup	-161	105	200	195	ok	
			P-IV-1	inf	-70	95				



# Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica

## PILASTRATA P-I-1, P-II-1, P-III-1, P-IV-1, P-V-1: Verifica a taglio

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore  $M_{C,Rd}^s$  ed inferiore  $M_{C,Rd}^i$  secondo l'espressione [7.4.4.2.1 – NTC]:

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

nella quale  $l_p$  è la lunghezza del pilastro e  $\gamma_{Rd}=1,30$  per strutture in CD”A”.  
Per la definita armatura longitudinale, i valori massimi di  $M_{C,Rd}^s$  e  $M_{C,Rd}^i$  più grandi si avranno in corrispondenza della combinazione con sforzo normale massimo:



Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica  
**PILASTRATA P-I-1, P-II-1, P-III-1, P-IV-1, P-V-1:**  
**Verifica a taglio**

Pilastro	Altezza	Sezione	$N_{max}$	$M_{C,Rd} (Y)$	$V_{Ed,X}$
(n°)	(m)		(kN)	(kNm)	(kN)
P-I-1	4.0	inf	723	165	107
		sup	701	164	
P-I-2	3.2	inf	522	135	109
		sup	506	134	
P-I-3	3.2	inf	324	121	98
		sup	310	120	
P-I-4	3.2	inf	128	101	82
		sup	115	100	

Pilastro	Lungh.	Sezione	$N_{max}$	$M_{C,Rd} (X)$	$V_{Ed,Y}$
(n°)	(m)		(kN)	(kNm)	(kN)
P-I-1	4.0	inf	723	302	196
		sup	701	302	
P-I-2	3.2	inf	522	228	184
		sup	506	226	
P-I-3	3.2	inf	324	182	147
		sup	310	180	
P-I-4	3.2	inf	128	139	113
		sup	115	138	

# Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica

## PILASTRATA P-I-1, P-II-1, P-III-1, P-IV-1, P-V-1:

### Verifica a taglio

Per ogni livello, occorre quindi confrontare il valore massimo del taglio di progetto, con quello resistente VRd.

La resistenza a taglio VRd di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio [4.1.2.1.3.2 – NTC]. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5 \Leftrightarrow 22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$$

In ogni sezione dovrà risultare:  $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

dove VEd è il valore di calcolo dello sforzo di taglio valutato come sopra specificato.

La resistenza di calcolo del pilastro è valutato come:  $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$

dove, per armatura trasversale costituita da staffe verticali si ha:

“taglio trazione”  $\rightarrow V_{Rsd} = 0,9d \cdot \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} \cdot \text{ctg} \theta$

“taglio compressione”  $\rightarrow V_{Rcd} = 0,9d \cdot b \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \frac{\text{ctg} \theta}{(1 + \text{ctg}^2 \theta)}$

in cui: d è l'altezza utile della sezione;

b è la larghezza della sezione;

Asw è l'area dell'armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

$\alpha_c$  è un coefficiente maggiorativo funzione del valore della tensione media di compressione nella sezione;

f'cd resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima pari a  $0,5 \cdot f_{cd}$ .

# Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica

## PILASTRATA P-I-1, P-II-1, P-III-1, P-IV-1, P-V-1:

### Verifica a taglio

Nelle *zone critiche*, per strutture progettate in CD”A” il passo delle staffe deve rispettati i seguenti limiti [7.4.6.2.2 – NTC]:

- 1/3 del lato minore della sezione trasversale;
- 125 mm;
- 6 volte il diametro minimo delle barre longitudinali;

$\frac{A_{st}}{s} \geq 0,12 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}}$ , in cui  $A_{st}$  è l’area complessiva dei bracci delle staffe,  $b_{st}$  è la distanza tra i bracci più esterni delle staffe ed  $s$  è il passo delle staffe.

Le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o da legature; le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata.

La lunghezza della zona critica si assume come la maggiore tra [7.4.6.1. 2 – NTC]:

- l’altezza della sezione;
- 1/6 dell’altezza libera del pilastro;
- 45 cm;
- l’altezza libera del pilastro se questa è inferiore a 3 volte l’altezza della sezione.

Al di fuori delle *zone critiche*, per strutture progettate in CD”A” occorre disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a:

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

# Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica

## PILASTRATA P-I-1, P-II-1, P-III-1, P-IV-1, P-V-1: Verifica a taglio

Nel prospetto 2.35 e 2.36 vengono riportati sinteticamente i risultati delle verifiche a taglio nelle zone critiche della pilastrata. La lunghezza della zona critica riportata in tabella è intesa misurata a partire dall'estradosso o intradosso della trave intersecante il pilastro.

Pilastro	Altezza	B	H	N <sub>min</sub>	Zona critica	$\alpha_c$	V <sub>Rcd,max(X)</sub>	$\theta$	cotg $\theta$	staffe	V <sub>Rsd (X)</sub>
(n°)	(m)	(mm)	(mm)	(kN)	(mm)		(kN)	(°)		Ø (mm) s (mm)	(kN)
P-I-1	4.0	550	300	321	642 642	1.14	516	6.0	2.5	8 80	287
P-I-2	3.2	500	300	249	483 483	1.12	461	6.9	2.5	8 80	287
P-I-3	3.2	450	300	161	483 483	1.08	403	7.0	2.5	8 80	287
P-I-4	3.2	400	300	61	483 483	1.04	342	6.9	2.5	8 80	287

Pilastro	Altezza	B	H	N <sub>min</sub>	Zona critica	$\alpha_c$	V <sub>Rcd,max(Y)</sub>	$\theta$	cotg $\theta$	staffe	V <sub>Rsd (Y)</sub>
(n°)	(m)	(mm)	(mm)	(kN)	(mm)		(kN)	(°)		Ø (mm) s (mm)	(kN)
P-I-1	4.0	300	550	321	642 642	1.14	552	10.4	2.5	8 80	564
P-I-2	3.2	300	500	249	483 483	1.12	489	11.1	2.5	8 80	509
P-I-3	3.2	300	450	161	483 483	1.08	423	10.2	2.5	8 80	453
P-I-4	3.2	300	400	61	483 483	1.04	355	9.2	2.5	8 80	398



# Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica

## PILASTRATA P-I-1, P-II-1, P-III-1, P-IV-1, P-V-1:

### Verifica a taglio

Il calcolo è stato fatto secondo quanto ampiamente illustrato al paragrafo 8.1.4 del volume 1 e cioè verificando preventivamente che il taglio sollecitante  $V_{Ed}$  sia non maggiore del massimo valore resistente  $V_{Rcd}$  (calcolato assumendo  $\cot\theta=1$ ) e successivamente valutando l'effettivo angolo  $\theta$ , in funzione del quale calcolare il contributo resistente delle staffe  $V_{Rsd}$  (funzione del supposto diametro e passo delle staffe). Tali risultati tengono conto anche dei minimi per l'armatura trasversale precedentemente richiamati. In particolare per il pilastro (in direzione X) al primo livello per le *zone critiche*, risulta essere:

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{4 \cdot 50}{80} = 2,5 > 0,12 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} = 0,12 \frac{14,1 \cdot 496}{391} = 2,15$$

avendo assunto come  $b_{st}$  il valore ottenuto come distanza valutata asse-asse tra i bracci più esterni della staffa e che nella direzione di verifica sono previste due legature che vanno ad aggiungersi ai due bracci delle staffe, per un totale di 4 bracci (Figura 2.28).

Nei prospetti che seguono, si riporta per tutti i livelli, la verifica per le zone critiche separatamente per le direzioni X e Y.

Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica  
**PILASTRATA P-I-1, P-II-1, P-III-1, P-IV-1, P-V-1:**  
**Verifica a taglio**

<b>Pilastro</b>	<b>b<sub>st</sub> (X)</b>	<b>staffe</b>		<b>legature (X)</b>		<b>(A<sub>st</sub>/s)<sub>X</sub></b>	<b>0.12·f<sub>cd</sub>·b<sub>st</sub>(X)/f<sub>yd</sub></b>	<b>Verifica (X)</b>
(n°)	(mm)	Ø (mm)	s (mm)	n°	Ø (mm)	(mm)	(mm)	
P-I-1	496	8	80	2	8	2.51	2.14	<b>ok</b>
P-I-2	446	8	80	2	8	2.51	1.93	<b>ok</b>
P-I-3	396	8	80	2	8	2.51	1.71	<b>ok</b>
P-I-4	346	8	80	1	8	1.88	1.50	<b>ok</b>

<b>Pilastro</b>	<b>b<sub>st</sub> (Y)</b>	<b>staffe</b>		<b>legature (Y)</b>		<b>(A<sub>st</sub>/s)<sub>Y</sub></b>	<b>0.12·f<sub>cd</sub>·b<sub>st</sub>(Y)/f<sub>yd</sub></b>	<b>Verifica (Y)</b>
(n°)	(mm)	Ø (mm)	s (mm)	n°	Ø (mm)	(mm)	(mm)	
P-I-1	246	8	80	0	8	1.26	1.06	<b>ok</b>
P-I-2	246	8	80	0	8	1.26	1.06	<b>ok</b>
P-I-3	246	8	80	0	8	1.26	1.06	<b>ok</b>
P-I-4	246	8	80	0	8	1.26	1.06	<b>ok</b>

# Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica PILASTRATA P-I-1, P-II-1, P-III-1, P-IV-1, P-V-1: Verifica a taglio

Un analogo discorso, riguardante il calcolo ed i minimi dell'armatura è stato, altresì fatto, per la valutazione delle staffe al di fuori delle zone critiche. Il controllo, per strutture progettate in CD"A" sul quantitativo minimo di staffe al di fuori delle zone critiche pone che:

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

Si riporta, in forma sintetica, per tutti i livelli, separatamente per le direzioni X e Y nei prospetti che seguono la verifica sopracitata:

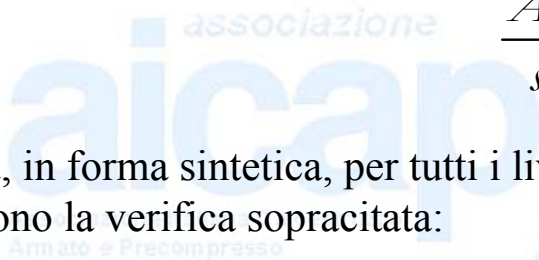


Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica  
**PILASTRATA P-I-1, P-II-1, P-III-1, P-IV-1, P-V-1:**  
**Verifica a taglio**

Pilastro	bst (X)	staffe		legature (X)		(Ast/s) <sub>X</sub>	$0.08 \cdot f_{cd} \cdot b_{st(X)} / f_{yd}$	Verifica (X)
(n°)	(mm)	Ø (mm)	s (mm)	n°	Ø (mm)	(mm)	(mm)	
P-I-1	496	8	140	2	8	1.44	1.43	ok
P-I-2	446	8	140	2	8	1.44	1.29	ok
P-I-3	396	8	140	2	8	1.44	1.14	ok
P-I-4	346	8	140	1	8	1.08	1.00	ok

Pilastro	bst (Y)	staffe		legature (Y)		(Ast/s) <sub>Y</sub>	$0.08 \cdot f_{cd} \cdot b_{st(Y)} / f_{yd}$	Verifica (Y)
(n°)	(mm)	Ø (mm)	s (mm)	n°	Ø (mm)	(mm)	(mm)	
P-I-1	246	8	140	0	8	0.72	0.71	ok
P-I-2	246	8	140	0	8	0.72	0.71	ok
P-I-3	246	8	140	0	8	0.72	0.71	ok
P-I-4	246	8	140	0	8	0.72	0.71	ok

# Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica

## PILASTRATA P-I-1, P-II-1, P-III-1, P-IV-1, P-V-1: Verifica a taglio

Al di fuori delle zone critiche, vanno altresì rispettati i minimi presenti nel paragrafo 4.1 delle NTC (Costruzioni di calcestruzzo). In particolare, le armature trasversale devono essere poste ad interasse non maggiore di [4.1.6.1.2 – NTC]:

12 volte il diametro minimo delle barre impiegate per le armature longitudinali (12x14=168 mm);  
250 mm.

Si rilevi che, anche per la verifica al taglio andrebbe considerata la presenza contemporanea delle azioni nelle due direzioni, che comportano la presenza di taglio “obliquo” rispetto agli assi della sezione rettangolare del pilastro. Il problema, piuttosto complesso da studiare, viene però coperto dalla notevole sovrarresistenza a taglio fornita nel pilastro dal rispetto della gerarchia delle resistenze e dai minimi di staffe forniti dalla normativa.

Le armature trasversali e longitudinali della pilastrata sono riportate nelle figure 2.27 - 2.30. In particolare, nella figura 2.27 è riportata la distinta delle armature longitudinali della pilastrata, mentre nelle figure 2.28-2.30 i dettagli delle staffe e delle legature delle sezioni distinte a seconda se la stessa si trovi all'interno della zona critica (ZC), al di fuori della stessa (ZNC) e nel nodo (N). Il numero romano accanto ad ogni etichetta della sezione individua il livello a cui si fa riferimento (es. ZC-I= zona critica del pilastro del primo livello). Le verifiche del nodo sono riportate nel paragrafo successivo.



## NODO TRAVE-PILASTRO: Verifica di resistenza

Si definisce nodo la zona del pilastro che si incrocia con le travi ad esso concorrenti [7.4.4.3 – NTC]. La resistenza del nodo deve essere tale da assicurare che non pervenga alla rottura prima delle zone della trave e del pilastro ad esso adiacenti. La norma prevede che il taglio orizzontale che agisce in un nodo trave-pilastro, per ciascuna direzione dell'azione sismica, può essere determinato attraverso espressioni semplificate:

a) per nodi trave-pilastro interni:

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_c$$

b) per nodi trave-pilastro esterni:

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_c$$

dove:  $A_{s1}$  è l'armatura della trave al lembo superiore;

$A_{s2}$  è l'armatura della trave al lembo inferiore;

$V_c$  è la forza di taglio nel pilastro al di sopra del nodo, nella condizione sismica;

$\gamma_{Rd}$  è un coefficiente che tiene conto dell'incrudimento dell'acciaio pari a 1,2.

A titolo di esempio si riporta nel seguito la verifica del nodo 1 (Figura 2.26) che si configura come un nodo esterno non confinato.

La compressione diagonale indotta nel nodo dal meccanismo a traliccio non dovrà superare la resistenza a compressione del calcestruzzo. In assenza di un modello più accurato, tale prescrizione potrà essere verificata soddisfacendo le seguenti regole:

## NODO TRAVE-PILASTRO: Verifica di resistenza

La compressione diagonale indotta nel nodo dal meccanismo a traliccio non dovrà superare la resistenza a compressione del calcestruzzo. In assenza di un modello più accurato, tale prescrizione potrà essere verificata soddisfacendo le seguenti regole:

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

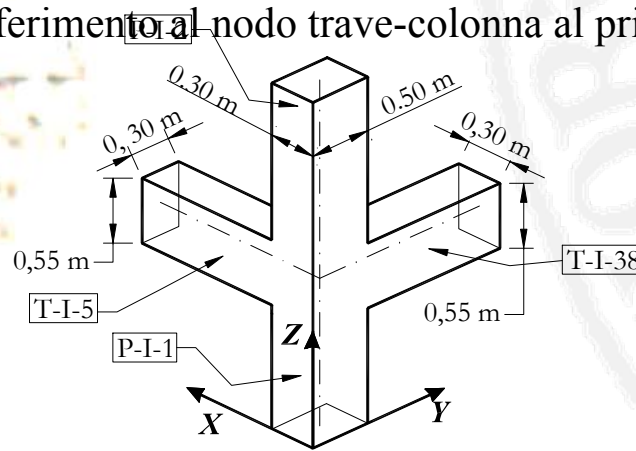
dove:  $\eta = \alpha_j (1 - f_{ck} / 250)$  con  $f_{ck}$  espresso in N/mm<sup>2</sup> e  $\alpha_j$  che vale 0,48 per nodi esterni e 0,60 per nodi interni;

$v_d$  è lo sforzo assiale normalizzato nel pilastro al di sopra del nodo ( $v_d = N E_d / (A_c \cdot f_{cd})$ );

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

$b_j$  è la larghezza effettiva del nodo assunta pari alla minore tra: (a) la maggiore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave, (b) la minore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave, ambedue aumentate di metà altezza della sezione del pilastro.

Nel caso specifico con riferimento al nodo trave-colonna al primo piano (Figura 2.26) si ha:



## NODO TRAVE-PILASTRO: Verifica di resistenza

*Direzione X:*

L'armatura al lembo superiore nella trave T-I-5 è pari a  $4\emptyset 18 = 1018 \text{ mm}^2$ . Il valore di  $b_j$  e  $h_{jc}$  risulta rispettivamente pari a 500 mm e 240 mm (Figura 2.26). Il calcolo a rigore andrebbe fatto considerando il valore del taglio  $V_c$  ottenuto da tutte le 32 combinazioni di progetto. A vantaggio di sicurezza la verifica può essere condotta portando in conto il valore minimo pari a 1,0 kN; in tal modo si ottiene il valore massimo di  $V_{jbd}$ :

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_{c,\min} = 1,2 \cdot 1018 \cdot 391 - 1000 = 476645 \text{ N} \cong 477 \text{ kN}$$

Sempre a vantaggio di sicurezza, il valore dello sforzo normale adimensionalizzato  $v_d$  si può calcolare considerando tra le 32 combinazioni quella che fornisce il massimo valore di  $N_{Ed}$ ; pertanto risulta:

$$v_{d,\max} = \frac{N_{Ed,\max}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{424000}{300 \cdot 500 \cdot 14,1} = 0,20 \quad \eta = \alpha_j \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,48 \left( 1 - \frac{25}{250} \right) = 0,43$$

$$V_{jbd} = 477 \text{ kN} < \eta \cdot f_{cd} \cdot b_c \cdot b_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} = 0,43 \cdot 14,1 \cdot 500 \cdot 220 \cdot \sqrt{1 - \frac{0,20}{0,43}} = 487764 \text{ N} \cong 488 \text{ kN}$$

## NODO TRAVE-PILASTRO: Verifica di resistenza

*Direzione Y:*

L'armatura al lembo superiore nella trave T-I-38 è pari a  $4\emptyset 18=1018 \text{ mm}^2$ . Il valore di  $b_j$  e  $h_{jc}$  risulta rispettivamente pari a 300 mm e 420 mm (Figura 2.26). Il calcolo a rigore andrebbe fatto considerando il valore del taglio  $V_c$  ottenuto da tutte le 32 combinazioni di progetto. A vantaggio di sicurezza la verifica può essere condotta portando in conto il valore minimo pari a 0,3 kN; in tal modo si ottiene il valore massimo di  $V_{jbd}$ :

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_{c,\min} = 1,2 \cdot 1018 \cdot 391 - 300 = 477345 \text{ N} \cong 477 \text{ kN}$$

Sempre a vantaggio di sicurezza, il valore dello sforzo normale adimensionalizzato  $v_d$  si può calcolare considerando tra le 32 combinazioni quella che fornisce il massimo valore di  $N_{Ed}$ ; pertanto risulta:

$$v_{d,\max} = \frac{N_{Ed,\max}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{424000}{300 \cdot 500 \cdot 14,1} = 0,20 \quad \eta = \alpha_j \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,48 \left( 1 - \frac{25}{250} \right) = 0,43$$

$$V_{jbd} = 477 \text{ kN} < \eta \cdot f_{cd} \cdot b_c \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} = 0,43 \cdot 14,1 \cdot 300 \cdot 420 \cdot \sqrt{1 - \frac{0,20}{0,43}} = 558711 \text{ N} \cong 559 \text{ kN}$$

## NODO TRAVE-PILASTRO: Verifica di resistenza

Inoltre al nodo deve essere fornito un adeguato confinamento (sia orizzontale che verticale) al fine di limitare la tensione massima di trazione nel calcestruzzo al valore  $f_{ctd}$ . In assenza di un modello più accurato, questa prescrizione può essere soddisfatta prevedendo all'interno del nodo staffe orizzontali con un diametro non inferiore ai 6 mm, tali che:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{\left( \frac{V_{jhd}}{b_j \cdot h_{jc}} \right)^2}{f_{ctd} + v_d f_{cd}} - f_{ctd}$$

dove:  $A_{sh}$  è l'area totale delle staffe orizzontali;  
 $h_{jw}$  è la distanza tra l'armatura al lembo superiore e al lembo inferiore della trave;  
 $f_{ctd}$  è il valore della resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo [11.2.10.2 – NTC e 4.1.2.1.1.2 – NTC].





## NODO TRAVE-PILASTRO: Verifica di resistenza

In alternativa a quanto sopra detto l'integrità del nodo dopo la fessurazione diagonale può essere assicurata dalle staffe orizzontali. A questo fine deve essere assicurata al nodo la seguente area totale:

a) Per i nodi interni:  $A_{sb} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} (1 - 0,8v_d)$

b) Per i nodi esterni:  $A_{sb} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} A_{s2} f_{yd} (1 - 0,8v_d)$

dove  $v_d$  è lo sforzo assiale normalizzato agente al di sopra del nodo, per i nodi interni, e al di sotto del nodo, per i nodi esterni.

Nel caso specifico con riferimento sempre al nodo esterno trave-colonna al primo piano (Figura 2.26) e supponendo di inserire staffe  $\emptyset 8$  ogni 8 cm si ha:

$$A_{sb} = \frac{550}{80} \left( 2 \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \right) = 691 \text{ mm}^2$$

A vantaggio di sicurezza la verifica è condotta considerando la combinazione sismica di progetto che fornisce il minimo valore dello sforzo normale e quindi di  $v_d$ .

$$v_d = \frac{N_{\min}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{321000}{300 \cdot 550 \cdot 14,1} = 0,14$$

Direzione X:  $A_{s2} = 2\phi 14 + 1\phi 18 = 562 \text{ mm}^2$

$$A_{sb} = 691 > \gamma_{Rd} A_{s2} (1 - 0,8v_d) = 1,2 \cdot 562 (1 - 0,8 \cdot 0,14) = 598$$

Direzione Y:  $A_{s2} = 2\phi 14 + 1\phi 18 = 562 \text{ mm}^2$

$$A_{sb} = 691 > \gamma_{Rd} A_{s2} (1 - 0,8v_d) = 1,2 \cdot 562 (1 - 0,8 \cdot 0,14) = 598$$

## NODO TRAVE-PILASTRO: Verifica di resistenza

Per i nodi non confinati, appartenenti a strutture sia in CD”A” che in CD”B”, le staffe orizzontali presenti lungo l’altezza del nodo devono verificare la seguente condizione:

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

nella quale  $n_{st}$  ed  $A_{st}$  sono rispettivamente il numero di bracci e l’area della sezione trasversale della barra della singola staffa orizzontale,  $i$  è l’interasse delle staffe, e  $b_j$  è la larghezza utile del nodo determinata come segue [7.4.6.2.3 – NTC]:

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

Nel caso specifico con riferimento al nodo esterno (quindi non confinato) trave-colonna al primo piano (Figura 2.26) con staffe Ø8 ogni 8 cm (staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone del pilastro inferiore e superiore adiacenti al nodo), si ha:

*Direzione X:*

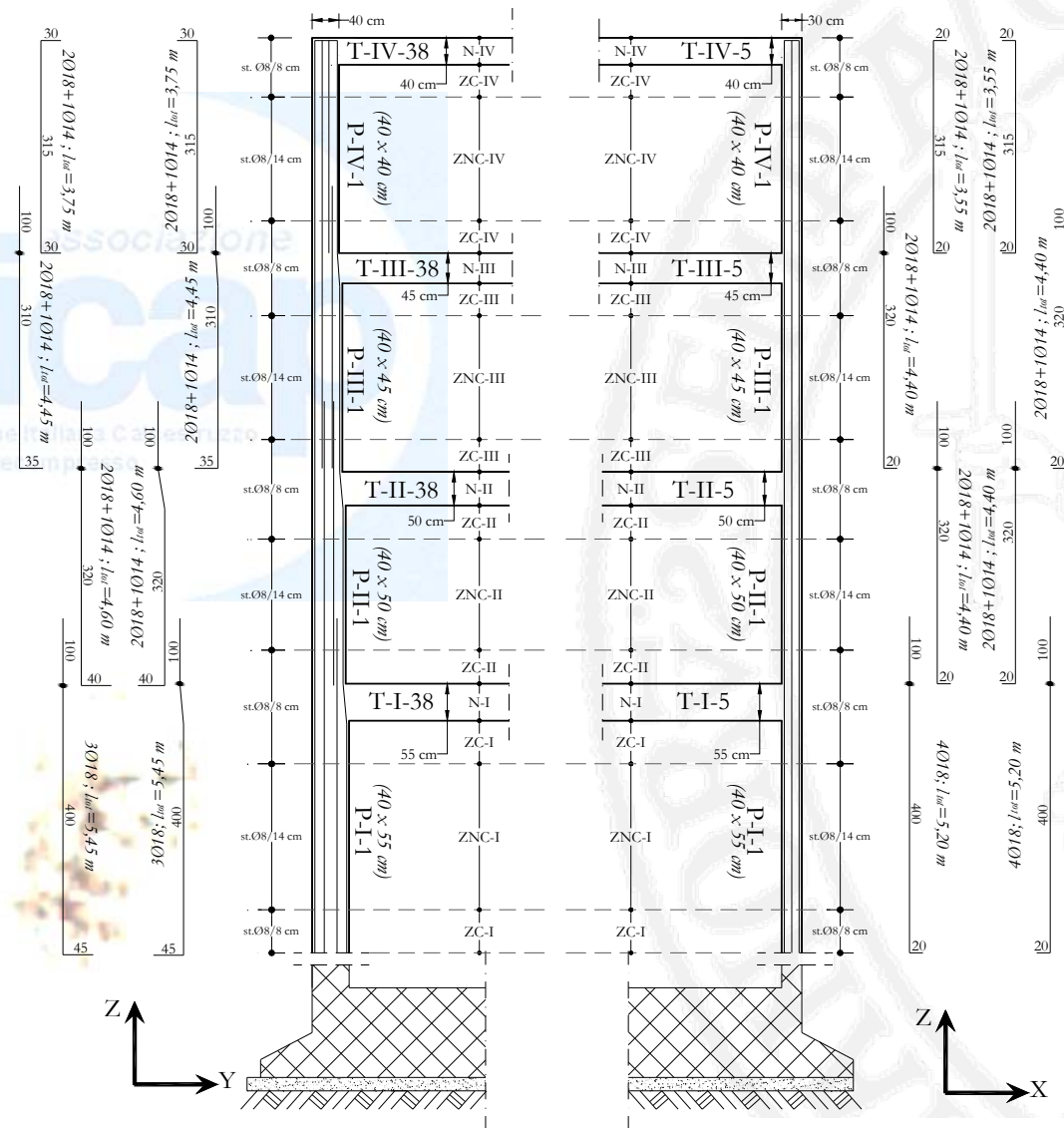
$$b_w = 30 \text{ cm} < b_c = 55 \text{ cm} \rightarrow \bar{b}_j = \min \begin{cases} b_c = 55 \text{ cm} \\ b_w + h_c / 2 = 30 + 30 / 2 = 45 \text{ cm} \end{cases}$$
$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot b_j} = \frac{2 \cdot 50}{80 \cdot 450} = 0,0028 = 0,05 \frac{25}{450} = 0,0028$$

*Direzione Y:*

$$b_w = 30 \text{ cm} = b_c = 30 \text{ cm} \rightarrow \bar{b}_j = \min \begin{cases} b_c = 30 \text{ cm} \\ b_w + h_c / 2 = 30 + 55 / 2 = 57,5 \text{ cm} \end{cases}$$
$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot b_j} = \frac{2 \cdot 50}{80 \cdot 300} = 0,0042 > 0,05 \frac{25}{450} = 0,0028$$

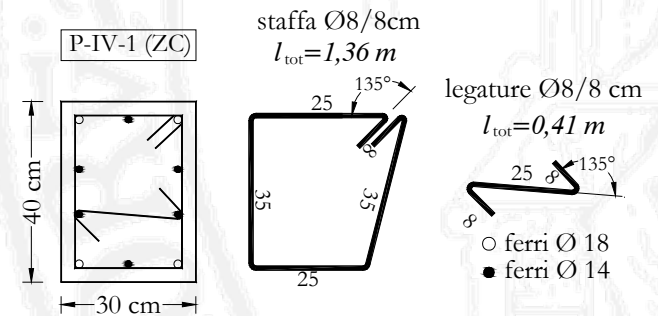
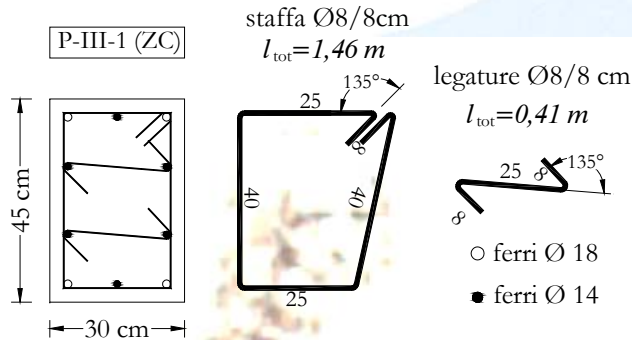
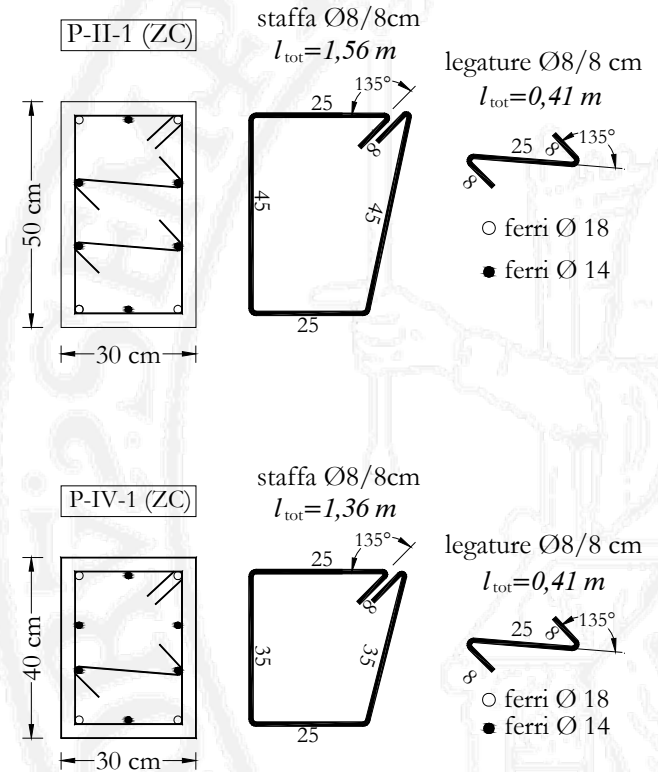
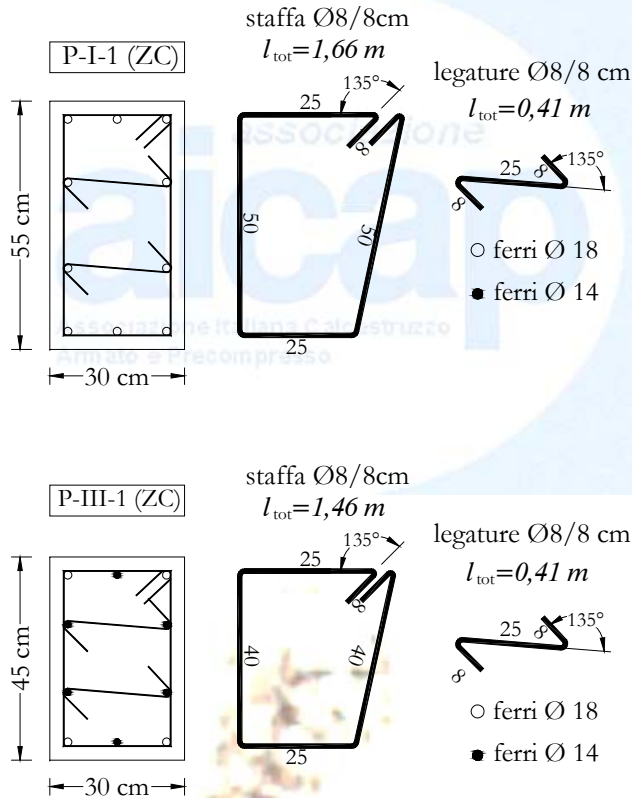
# Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica

## PILASTRI: DISTINTA DELLE ARMATURE



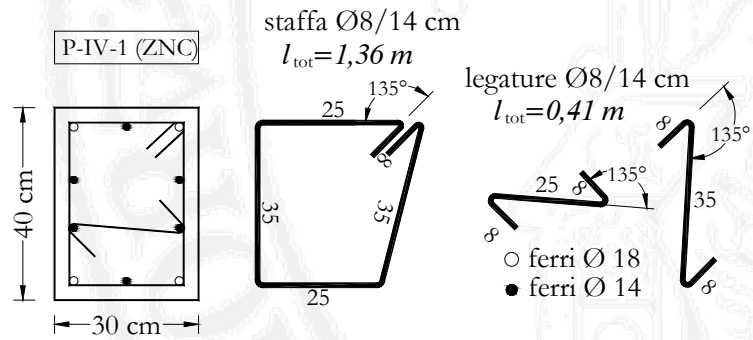
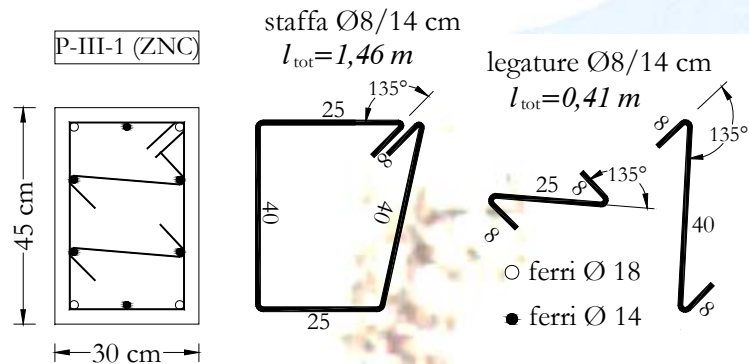
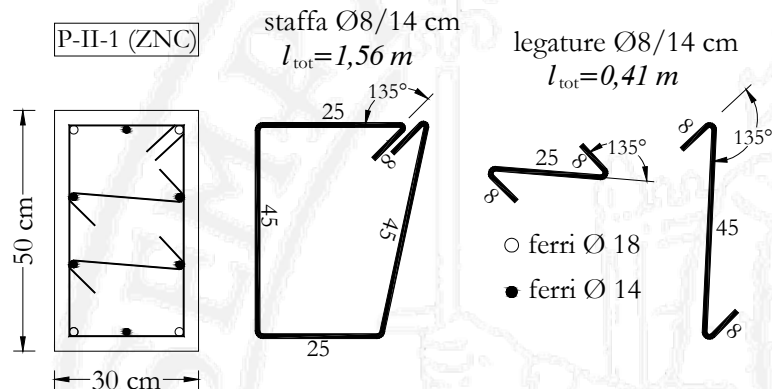
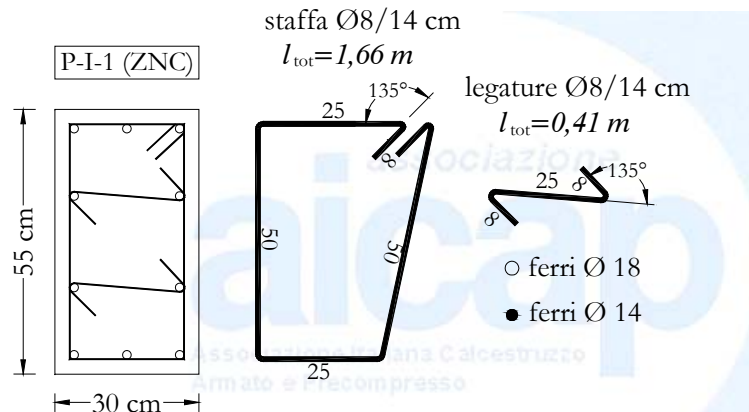
# Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica

## PILASTRI: DISTINTA DELLE ARMATURE



# Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica

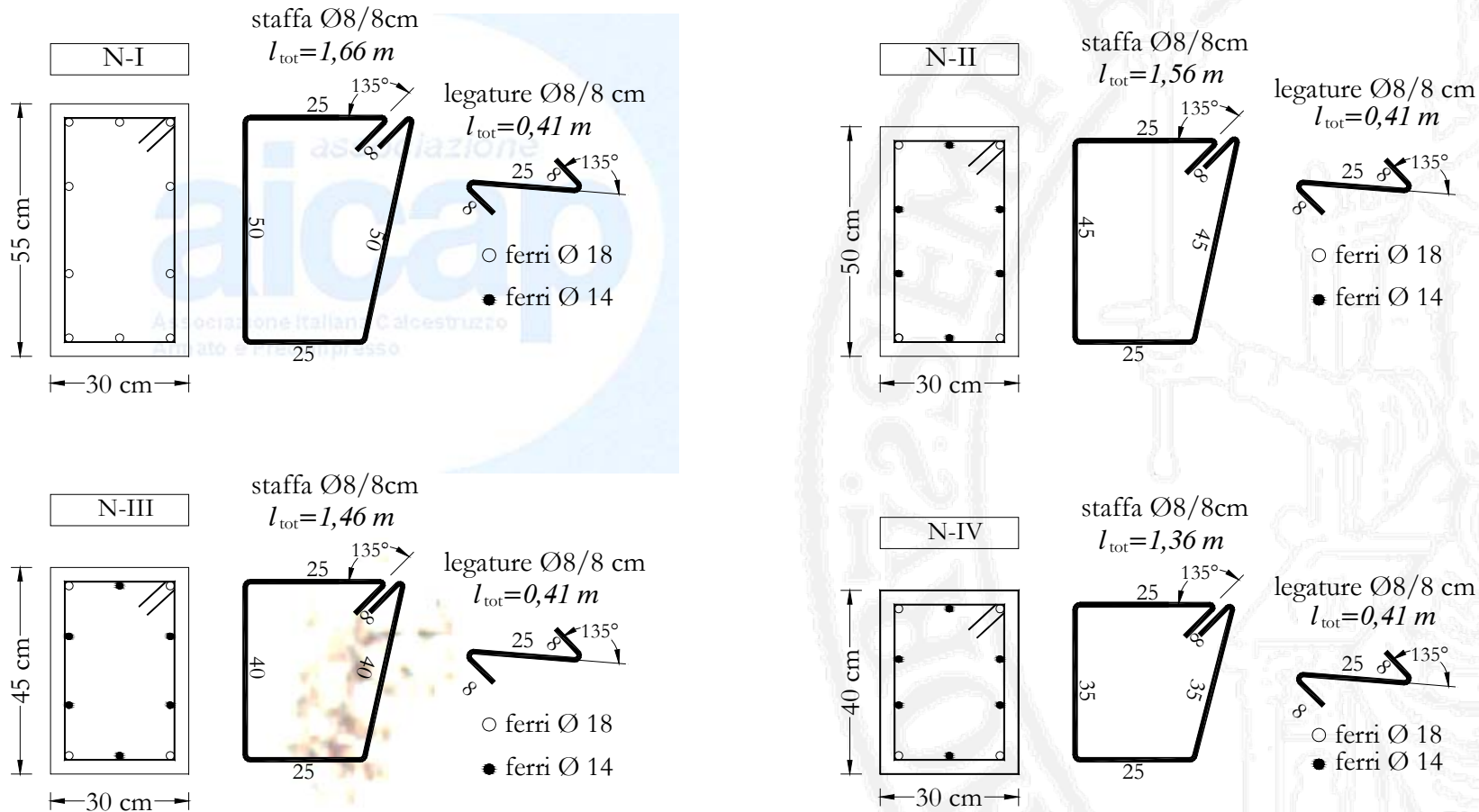
## PILASTRI: DISTINTA DELLE ARMATURE





# Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica

## NODI: DISTINTA DELLE ARMATURE



# Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica PILASTRATA P-I-1, P-II-1, P-III-1, P-IV-1, P-V-1: Verifica di duttilità

Al fine di conseguire le desiderate caratteristiche di duttilità nelle zone critiche è necessario che vengano rispettate le condizioni [7.4.4 – NTC]:

$$\mu_{\phi} \geq \begin{cases} 2q_0 - 1 \rightarrow \text{per } T_1 \geq T_C \\ 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_C}{T} \rightarrow \text{per } T_1 < T_C \end{cases}$$

dove:  $\mu_{\phi}$  è il fattore di duttilità in curvatura, vale a dire il rapporto tra la curvatura in corrispondenza dell'attingimento dell'85% del momento resistente (valutata sul ramo degradante), ottenuto per il raggiungimento delle deformazioni limite di calcestruzzo  $\epsilon_{cu}$  o dell'acciaio  $\epsilon_{su,k}$  e la curvatura al limite di snervamento.

Nel caso in esame:

$$\mu_{\phi} = 2q_0 - 1 = 2 \cdot 5,85 - 1 = 10,7 \text{ per } T_1 \geq T_C$$

# Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica

## PILASTRATA P-I-1, P-II-1, P-III-1, P-IV-1, P-V-1: Verifica di duttilità

La verifica è effettuata considerando per ogni piano il valore massimo dello sforzo normale derivante dalle 32 combinazioni sismiche. Tale condizione è infatti quella più sfavorevole dal punto di vista della duttilità (prospetto 2.38). La verifica è condotta con le stesse modalità già illustrate per le travi nel paragrafo 2.12.3.

Pilastro	B	H	$N_{E,max}$	$x_u$	$(\chi_u \cdot H)_x$	$x_c$	$(\chi_y \cdot H)_x$	$(\mu_\phi)_x$
(n°)	(mm)	(mm)	(kN)	(mm)	(‰)	(mm)	(‰)	
P-I-1	300	550	616	225	8,5	221	4,0	2,1
P-II-1	300	500	424	164	10,5	214	3,8	2,8
P-III-1	300	450	251	123	12,8	177	3,6	3,6
P-IV-1	300	400	95	98	14,3	143	3,4	4,2

I risultati sono forniti in termini di curvatura ultima e di snervamento, moltiplicate per l'altezza della sezione espressa in mm. È evidente che la verifica di duttilità non risulta soddisfatta a nessun livello della pilastrata in oggetto. Tuttavia è da osservarsi che la verifica è stata condotta prescindendo dalla valutazione dell'azione di confinamento esercitata dalle staffe e dalle legature presenti nel pilastro. Valutazioni più accurate in tal senso possono essere condotte con riferimento a formule di consolidata validità quali quelle di Mander e Priestley (Paulay T., & Priestley MJN, 1992).

# Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica

## PILASTRATA P-I-1, P-II-1, P-III-1, P-IV-1, P-V-1: Verifica di duttilità

Le sopra citate prescrizioni su  $\mu\phi$ , si possono considerare soddisfatte se, come indicato dall'Eurocodice 8 al punto (9) del paragrafo 5.5.3.2.2 e al punto (8) del paragrafo 5.4.3.2.2. Nel dettaglio, la verifica di duttilità nei pilastri si può ritenere soddisfatta se risulta verificata la disuguaglianza:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu\phi v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

dove:  $\omega_{wd} = \frac{\text{volumedellestaffeconfinanti}}{\text{volumedelcalcestruzzoconfinato}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$  è la percentuale meccanica delle staffe confinanti all'interno della regione critica;

$\mu\phi$  è il valore richiesto del fattore di duttilità in curvatura che nei pilastri in cui si è applicata la gerarchia trave-pilastro può essere valutato assumendo  $2/3$  di  $q_0$  [5.5.3.2.2 (7) – EC8]. Nel caso specifico, in tutte le zone critiche dei pilastri si è assunto  $\mu\phi=2(2/3 q_0) - 1=6,8$  tranne in sommità del pilastro dell'ultimo piano laddove il valore della duttilità in curvatura minima richiesta è stato assunto pari a 10,7;

$v_d$  è lo sforzo normale di progetto adimensionalizzato ( $v_d=NEd/(Ac \cdot f_{cd})$ );

$\varepsilon_{sy,d}$  è il valore di progetto della deformazione di snervamento in trazione dell'acciaio;

$h_c$  è la dimensione della sezione parallela alla direzione orizzontale lungo la quale si considera  $\mu\phi$ ;

$h_0$  è la profondità (parallela ad  $h_c$ ) della sezione di cls confinata (computata tra gli assi delle staffe);

$b_c$  è la base della sezione del pilastro;

$b_0$  è la base della sezione confinata compresa fra la linea media delle staffe;

# Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica

## PILASTRATA P-I-1, P-II-1, P-III-1, P-IV-1, P-V-1: Verifica di duttilità

$\alpha$  è il coefficiente di efficacia del confinamento, pari a  $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$ , con

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6b_0h_0} \quad \alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_0}\right)$$

dove  $n$  è il numero totale di barre longitudinali vincolate lateralmente da staffe o da legature e  $b_i$  è la distanza tra due di tali barre vincolate consecutive (Figura 2.31).

Con riferimento alla sezione alla base del pilastro al primo livello si ricava:

$$l_{cr} = 642 \text{ mm}; b_c = 300 \text{ mm}; b_0 = 246 \text{ mm}; b_c = 550 \text{ mm}; h_0 = 496 \text{ mm}$$

$$\omega_{vd} = \frac{n_{staffe} \cdot V_{staffa} \cdot f_{yd}}{b_0 \cdot h_0 \cdot l_{cr} \cdot f_{cd}} = \frac{(l_{critica} / s) \cdot 2(b_0 + h_0) \cdot A_{staffa} \cdot f_{yd}}{b_0 \cdot h_0 \cdot l_{cr} \cdot f_{cd}} = \frac{8 \cdot 2(246 + 496) \cdot 50 \cdot 391}{246 \cdot 496 \cdot 642 \cdot 14,1} = 0,212$$

$$v_d = \frac{N_{Ed,max}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{616000}{300 \cdot 550 \cdot 14,1} = 0,265$$

$$\mu_\phi = 2 \left( \frac{2}{3} q_0 \right) - 1 = 2 \cdot \left( \frac{2}{3} \cdot 5,85 \right) - 1 = 6,8$$



Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica  
PILASTRATA P-I-1, P-II-1, P-III-1, P-IV-1, P-V-1:  
Verifica di duttilità

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6b_0h_0} = 1 - \frac{2 \cdot [(16)^2 + (15)^2 + (16)^2 + (22)^2]}{6 \cdot 24,6 \cdot 49,6} = 0,666$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_0}\right) = \left(1 - \frac{8}{2 \cdot 24,6}\right) \left(1 - \frac{8}{2 \cdot 49,6}\right) = 0,770$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0,666 \cdot 0,770 = 0,513$$

Riassumendo:

$$\alpha \omega_{nd} = 0,513 \cdot 0,212 = 0,109 > 30 \cdot 6,8 \cdot 0,265 \cdot \frac{391}{210000} \cdot \frac{30}{24,6} - 0,035 = 0,088$$

Nelle rimanenti regioni critiche della pilastrata si ha:

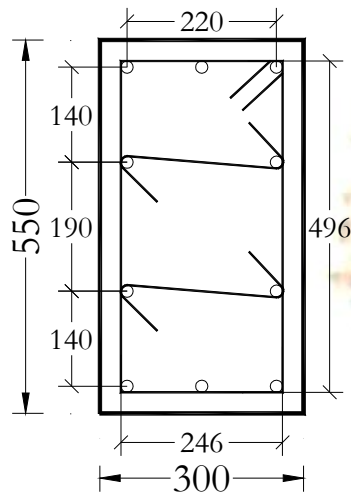


# Illustrazione di un progetto di edificio in c.a. in zona sismica

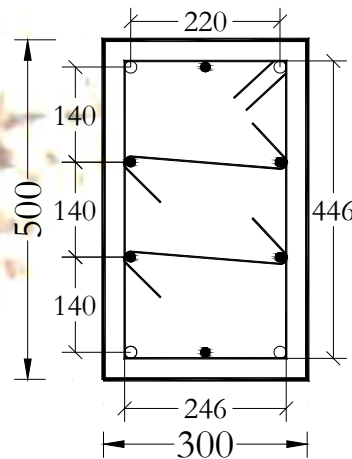
## PILASTRATA P-I-1, P-II-1, P-III-1, P-IV-1, P-V-1: Verifica di duttilità

Pilastro	ZC	bc	hc	bo	ho	staffe	$\omega_{wd}$	$N_{E,max}$	$v_d$	$\alpha_n$	$\alpha_s$	$\alpha \cdot \omega_{wd}$ (30.....)	verifica		
(n°)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	$\emptyset$ (mm) s (mm)		(kN)							
P-I-1	642	300	550	246	496	8	80	0,212	616	0,265	0,666	0,770	0,109	0,088	ok
	642								599	0,258				0,084	ok
P-II-1	500	300	500	246	446	8	80	0,220	424	0,201	0,674	0,762	0,113	0,058	ok
	500								412	0,195				0,055	ok
P-III-1	483	300	450	246	396	8	80	0,230	251	0,132	0,675	0,753	0,117	0,026	ok
	483								240	0,126				0,024	ok
P-IV-1	483	300	400	246	346	8	80	0,242	95	0,056	0,590	0,741	0,106	-0,009	ok
	483								85	0,050				0,002	ok

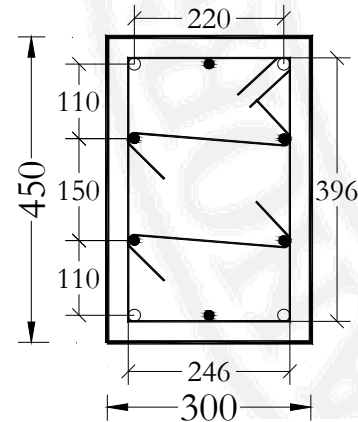
P-I-1 (ZC)



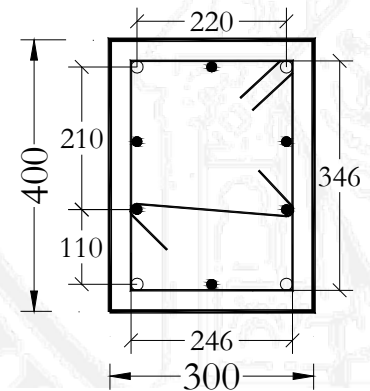
P-II-1 (ZC)



P-III-1 (ZC)



P-IV-1 (ZC)



# BIBLIOGRAFIA

Guida all'uso dell'Eurocodice 2 con riferimento alle Norme Tecniche D.M. 14.1.2008. Vol. II. Progettazione sismica di edifici in calcestruzzo armato. Ed. Pubblicamento, Roma (diffuso da AICAP)

Magliulo G. 2009. Campus Strutture. Corso Multimediale sulle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni. Vol. III. Azioni sulle costruzioni e criteri di progettazioni delle strutture in zona sismica. Editore: ACCA Software S.p.A. Montella (AV)