



***Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale
Università degli Studi di Firenze***



***Corso di aggiornamento professionale
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Prato***

Protezione Sismica degli Edifici a Destinazione Produttiva del Distretto Pratese

“Modellazione numerica degli edifici industriali”

***(valutazione dell'azione sismica, effetti del secondo ordine,
contributo dei tamponamenti)***

Prato, Palazzo dell'Industria

26 Novembre 2012

Prof. Ing. Andrea Vignoli

***Ordinario di Scienza delle Costruzioni
docente di:***

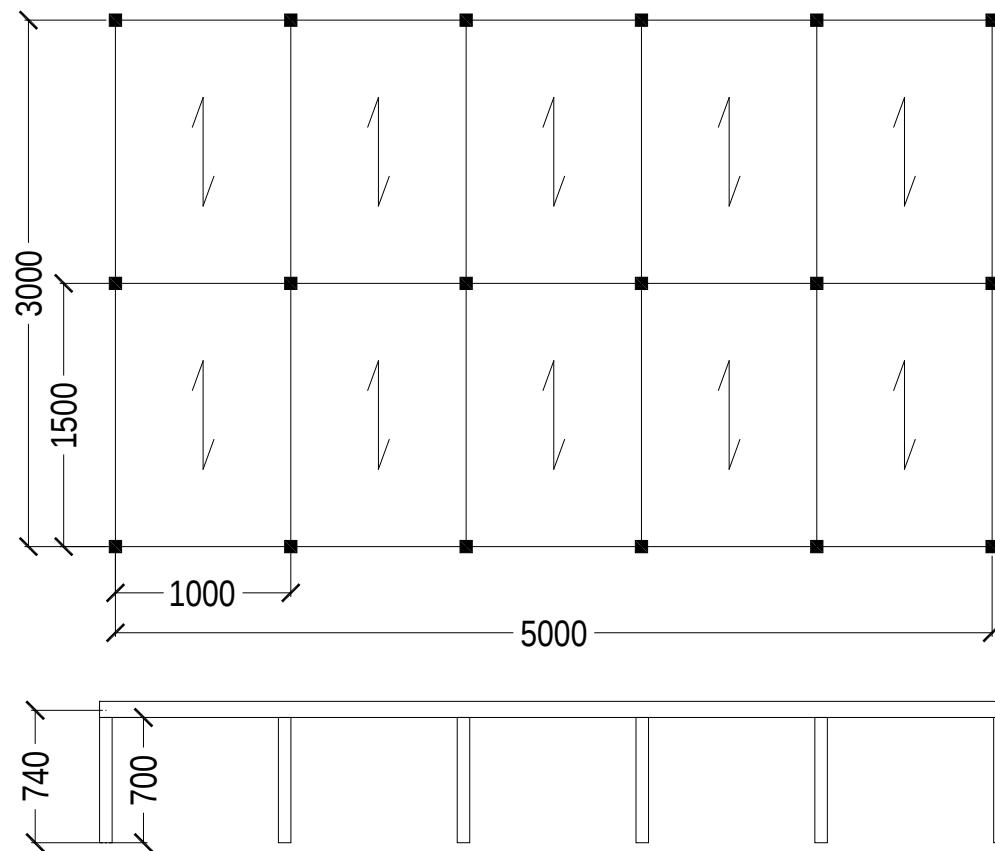
Dinamica delle strutture e Ingegneria sismica

“Modellazione numerica degli edifici industriali”

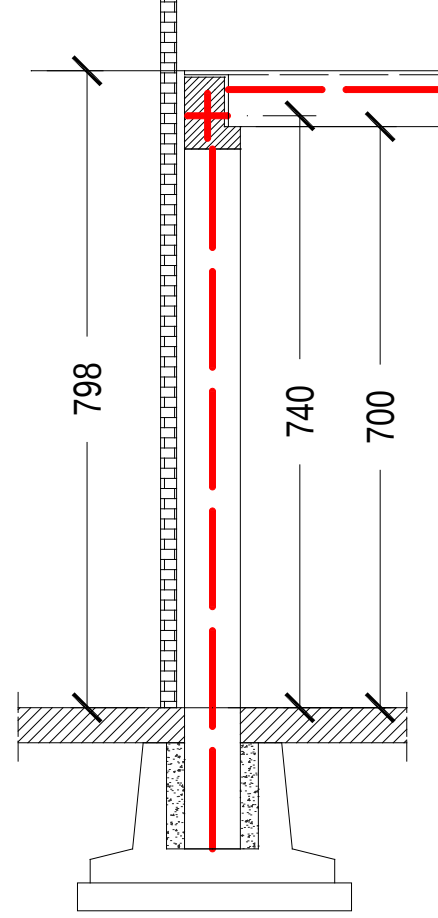
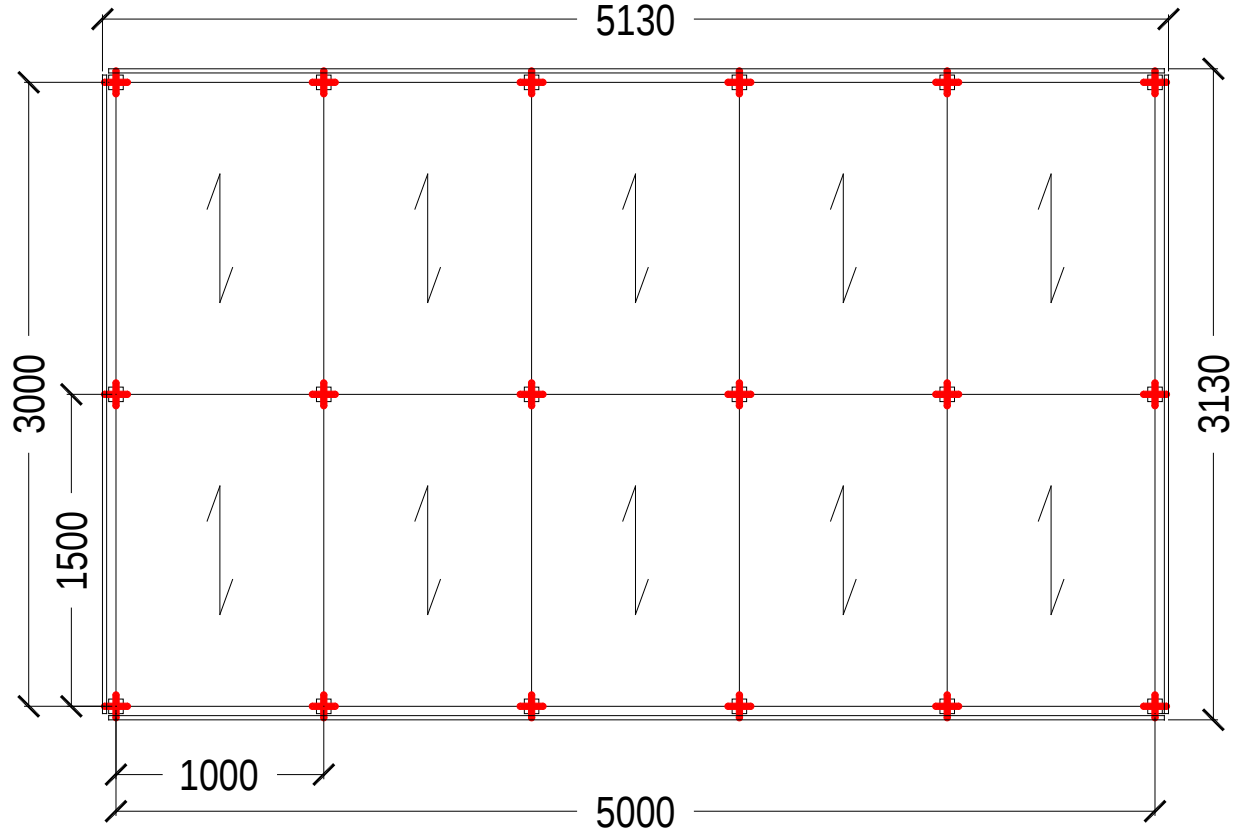
- DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA
- AZIONE SISMICA
- ANALISI DEI CARICHI, COMBINAZIONE DELLE AZIONI, PESI SISMICI
- MODELLAZIONE e ANALISI
- VERIFICHE *SLD*
- EFFETTI DEL II ORDINE
- COLLEGAMENTI

Descrizione della struttura

- Edificio industriale monopiano
- Pianta rettangolare (50 m x 30 m)
- 3 telai principali longitudinali paralleli posti ad interasse 15 m
- Interasse pilastri direzione longitudinale: 10 m
- Copertura piana
- H sottotrave 7.00 m



Descrizione della struttura



Descrizione della struttura

Caratteristiche della struttura:

- Il lato lungo ha direzione coincidente con quella dell'asse orizzontale (asse X) del riferimento globale e il lato corto è diretto come l'asse Y di tale riferimento.
- Edificio strutturalmente simmetrico sia rispetto all'asse Y che rispetto a quello X.
- Edificio regolare.

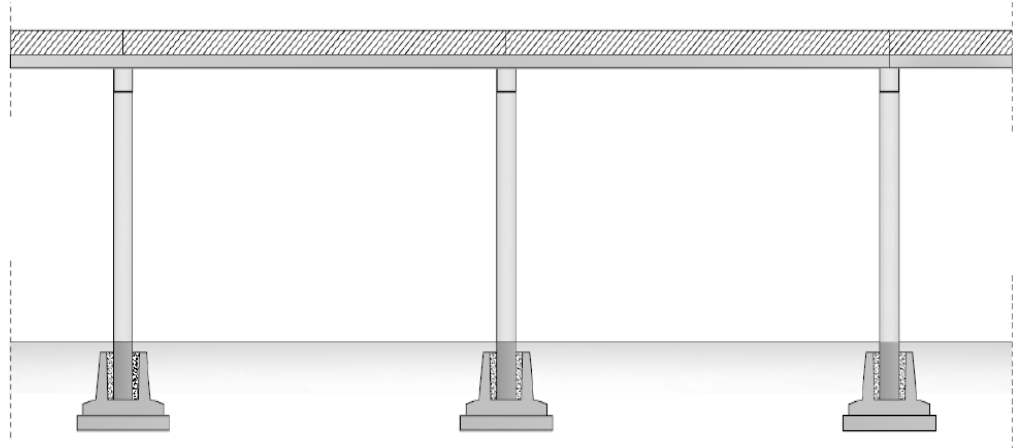
Descrizione della struttura

- Struttura a copertura piana e travi orizzontali
- Presente in pressoché tutte le regioni: Nord, Centro e Sud
- Elevata diffusione (anche in Toscana)
- Epoca di costruzione: dagli anni '70 ad oggi

Travi principali – caratteristiche di impiego:

- Prevalentemente a sezione a T Rovescia, ad “L”, ad “I”,...
- Luce: 10 – 20 m
- Interasse travi: 8 – 25 m

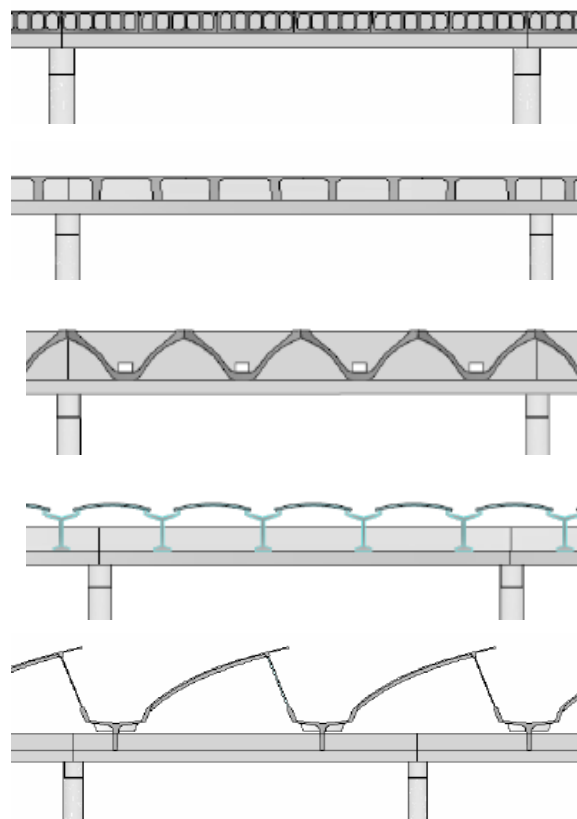
Travi secondarie presenti solo
sul perimetro del fabbricato.



Descrizione della struttura

Tipologie di copertura:

- pannelli alveolari
- pannelli nervati
- voltine prefabbricate
- travi ipsilon
- elementi shed



La copertura è completata con manti impermeabilizzanti di vario tipo (guaine bituminose, ecc..).

Descrizione della struttura

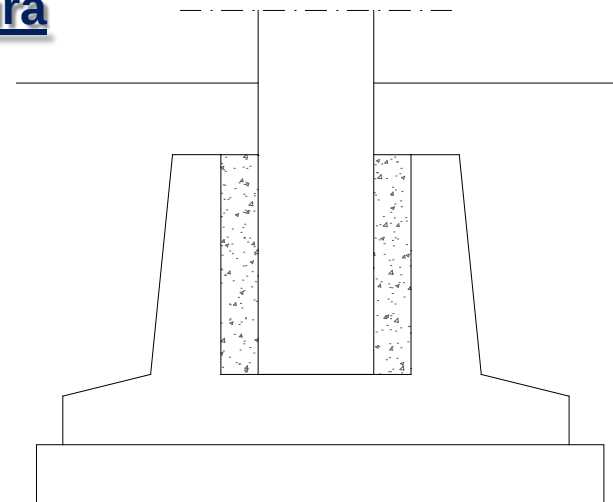
Descrizione elementi strutturali:

- Plinti a bicchiere con cordoli di collegamento
- Pilastri a sezione quadrata 70x70
- Travi principali (L = 10m):
 - trave “T” Rovescio (H = 90 cm) telaio di spina
 - trave ad “L” (H = 90 cm) telai perimetrali
- Travi secondarie (L = 15m):
 - trave ad “L” (H = 90 cm)
- Tegoli Binervati II (L = 15m):
 - $h = 70 \text{ cm}$, $b_{\text{nerv}} = 15 \text{ cm}$, $B_{\text{TEG}} = 250 \text{ cm}$

Descrizione della struttura

Descrizione elementi strutturali:

- Plinti a bicchiere con cordoli di collegamento



D.M. 2008 - §7.2.5.1 Collegamenti orizzontali tra fondazioni

“Si deve tenere conto della presenza di spostamenti relativi del terreno di fondazione sul piano orizzontale, calcolati come specificato nel §3.2.5.2, e dei possibili effetti da essi indotti nella sovrastruttura.

Il requisito si ritiene soddisfatto se le strutture di fondazione sono collegate tra loro da un reticolo di travi, o da una piastra dimensionata in modo adeguato, in grado di assorbire le forze assiali conseguenti. In assenza di valutazioni più accurate, si possono conservativamente assumere le seguenti azioni assiali:

$\pm 0,3 N_{sd} \cdot a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo B

$\pm 0,4 N_{sd} \cdot a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo C

$\pm 0,6 N_{sd} \cdot a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo D

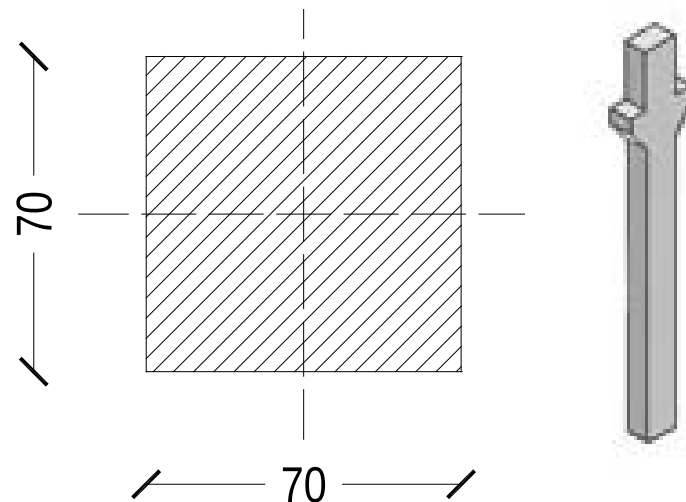
dove N_{sd} è il valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati, e $a_{max} = a_g \cdot S$ è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito. ...[...].”

Descrizione della struttura

Descrizione elementi strutturali: Pilastri

Materiali utilizzati:

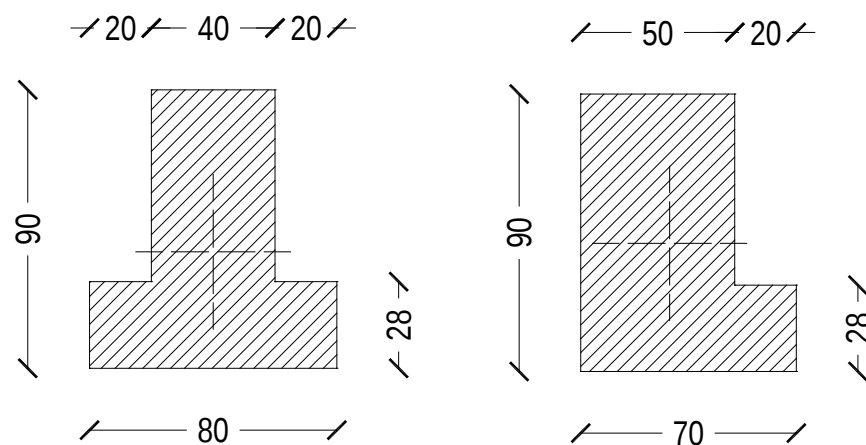
- CLASSE C45/55
- Acciaio: B450C



Descrizione elementi strutturali: Travi

Materiali utilizzati:

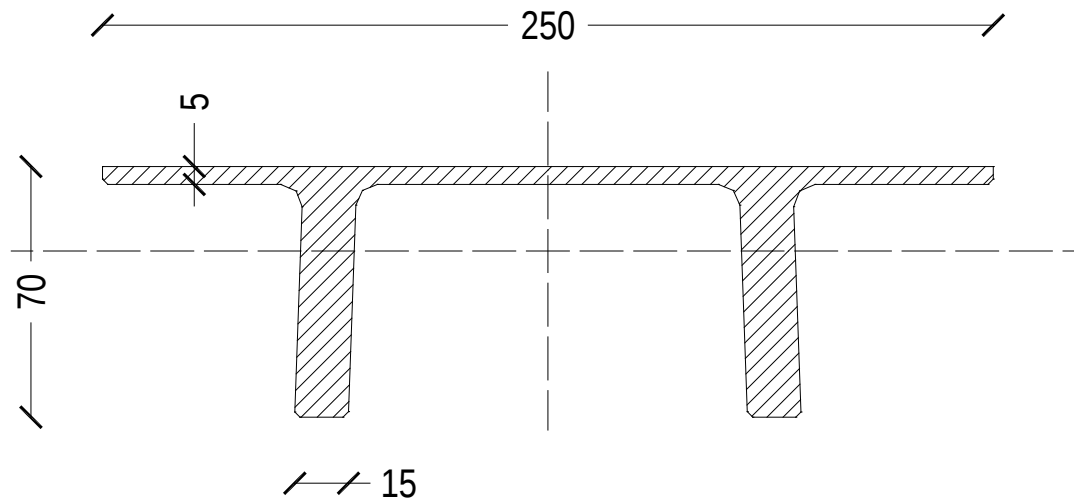
- CLASSE C45/55
- Acciaio: B450C
- Trefoli a 7 fili - Acciaio Trefoli: $f_{ptk} > 1870 \text{ N/mm}^2$



Descrizione della struttura

Descrizione elementi strutturali: Tegoli II senza soletta

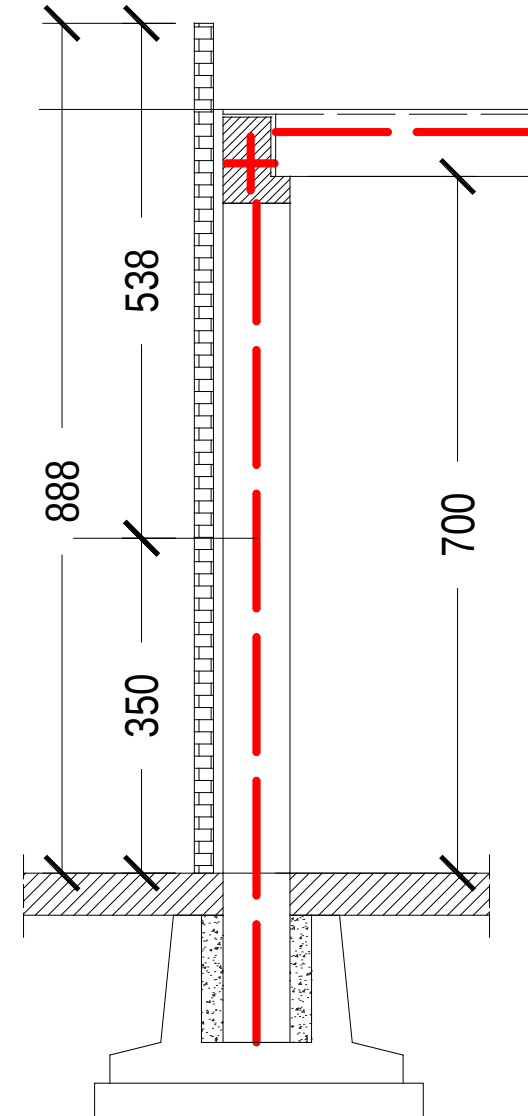
- Peso: 3.25 kN/m^2
- Materiali utilizzati:
 - CLASSE C45/55
 - Acciaio: B450C
 - Trefoli a 7 fili - Acciaio Trefoli: $f_{ptk} > 1870 \text{ N/mm}^2$



Descrizione della struttura

Descrizione elementi non strutturali: pannelli a sviluppo verticale

- cls alleggerito,
- sp. 20 cm – $H_{TOT} = 8.88$ m,
- peso: $3.50 \text{ kN/m}^2 + 0.50 \text{ kN/m}^2$ (finiture – serramenti).
- Distribuzione masse:
 - $H_{INF} = 3.50$ m
 - $H_{SUP} = 5.38$ m.



AZIONE SISMICA

3.2 AZIONE SISMICA

- §3.2.1 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO
- § 3.2.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE
- § 3.2.3 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA
- § 3.2.4 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI
- § 3.2.5 EFFETTI DELLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

3.2 AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto sono fornite a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione.

La “pericolosità sismica di base” è definita convenzionalmente in termini di:

- accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero (cioè in assenza di manufatti), su sito di riferimento rigido (categoria di sottosuolo A § 3.2.2), con superficie topografica orizzontale (categoria topografica T1 § 3.2.2);
- ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione orizzontale $S_e(T)$ corrispondente ad a_g , per una prefissata probabilità di eccedenza P_{VR} (§ 3.2.1), nel periodo di riferimento V_R (§ 2.4).

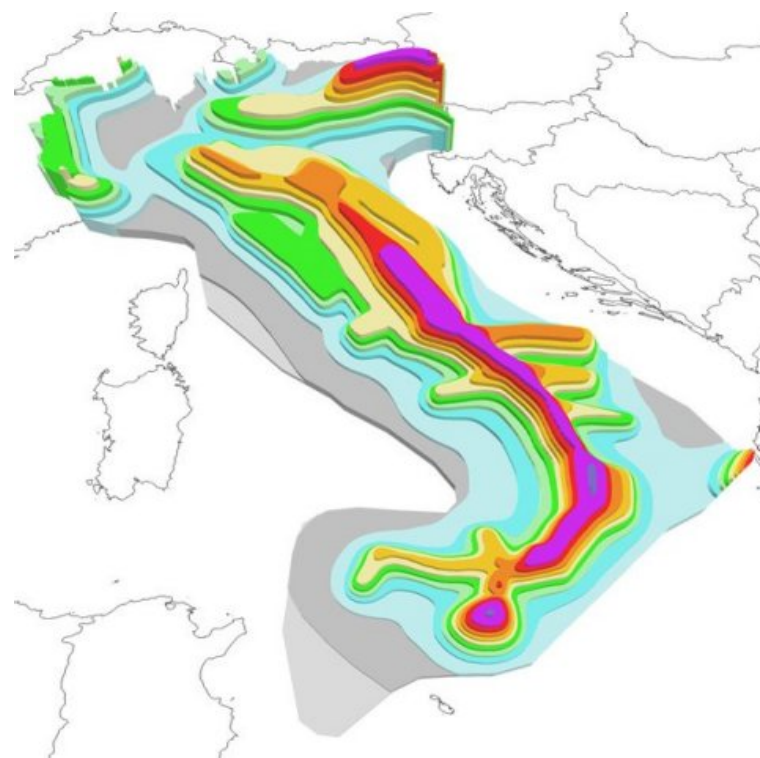
In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché compatibili con la “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione.

3.2 AZIONE SISMICA

In Italia la “pericolosità sismica di base” è stata determinata su tutto il territorio nazionale dall'INGV (PROGETTO INGV-DPC S1) attraverso un reticolo di riferimento con maglia di passo minore di 10km per periodi di ritorno ricadenti in un intervallo di riferimento compreso tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

Il calcolo è stato svolto utilizzando il metodo probabilistico di Cornell (1968) con approccio ad “albero logico” a 16 rami assumendo:

- distribuzione di Poisson per descrivere il processo di accadimento temporale dei terremoti;
- catalogo parametrico dei terremoti italiani CPTI04;
- zonazione sismogenetica ZS9 con sorgenti sismiche a tasso di sismicità uniforme;
- relazione di attenuazione Sabetta e Pugliese (1996), Ambraseys et altri (1996) e due leggi regionali.

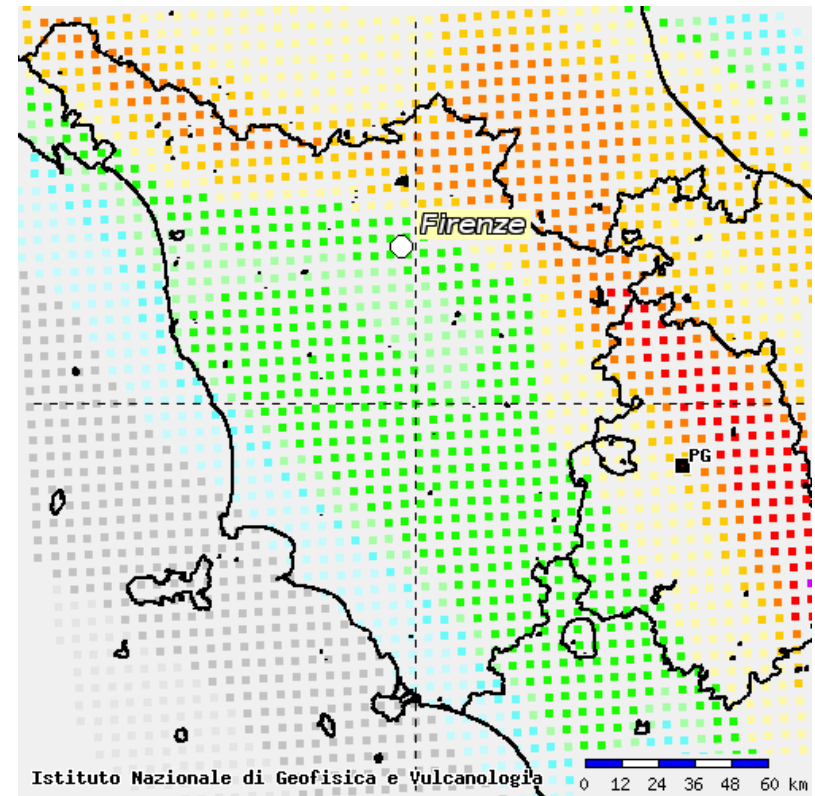


3.2 AZIONE SISMICA

I dati consultabili sul Sito Internet <http://esse1.mi.ingv.it/> comprendono mappe di accelerazione orizzontale massima attesa a_g e ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione orizzontale $S_e(T)$ sui nodi del reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento.

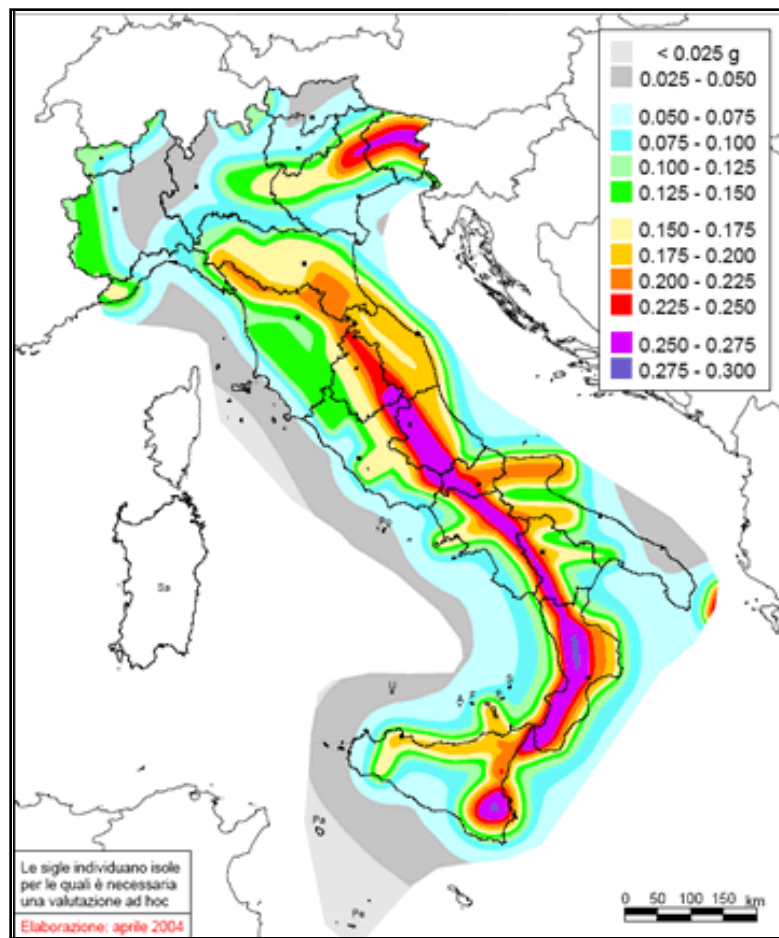
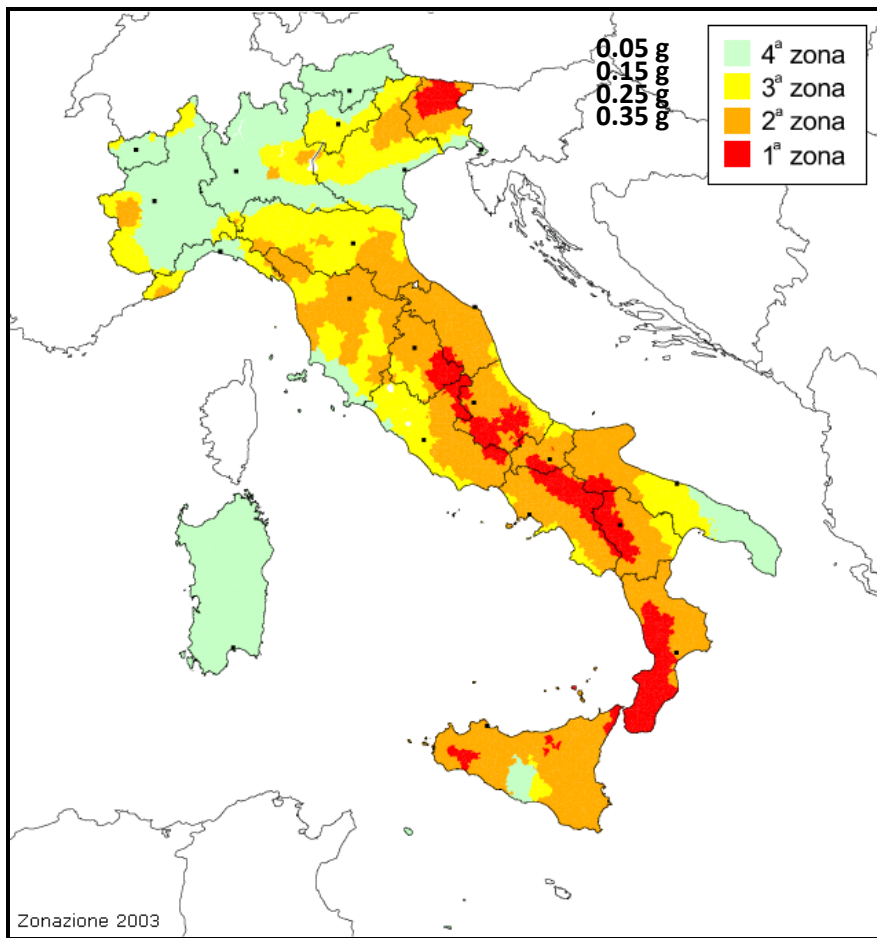
- 10571 nodi del territorio nazionale con maglia di passo circa 5.50km
- 9 periodi di ritorno $T_R = 30 - 50 - 72 - 101 - 140 - 201 - 475 - 975 - 2475$ anni
- 3 livelli di affidabilità: 16^{mo} – 50^{mo} – 84^{mo} percentile

Mappa di a_g per $T_R = 475$ anni 50^{mo} percentile.



3.2 AZIONE SISMICA

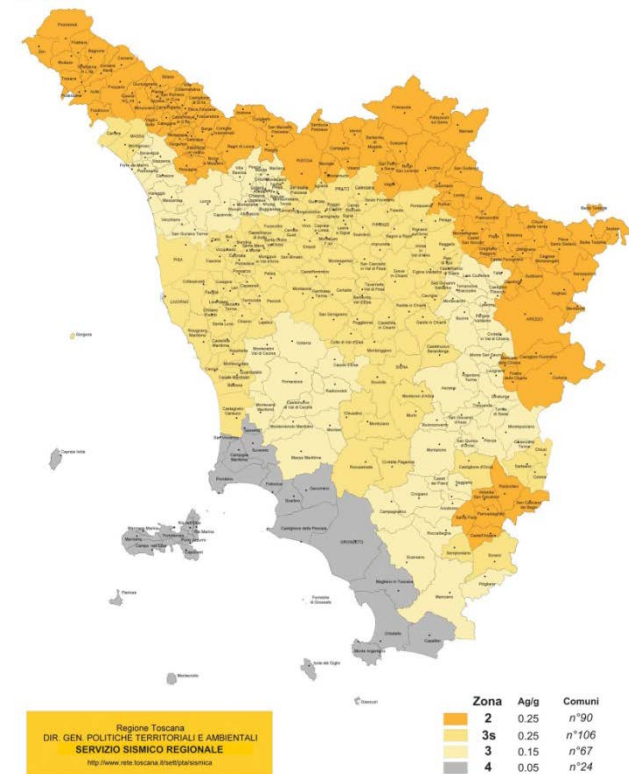
MAPPA OPCM 3274 – MAPPA NTC 2008



AZIONE SISMICA



Classificazione sismica della Regione Toscana
Deliberazione di G.R.T. N. 431 del 19 giugno 2006
Ordinanza P.C.M. N. 3519 del 28.04.2006



Ubicazione: PRATO (zona 3s)

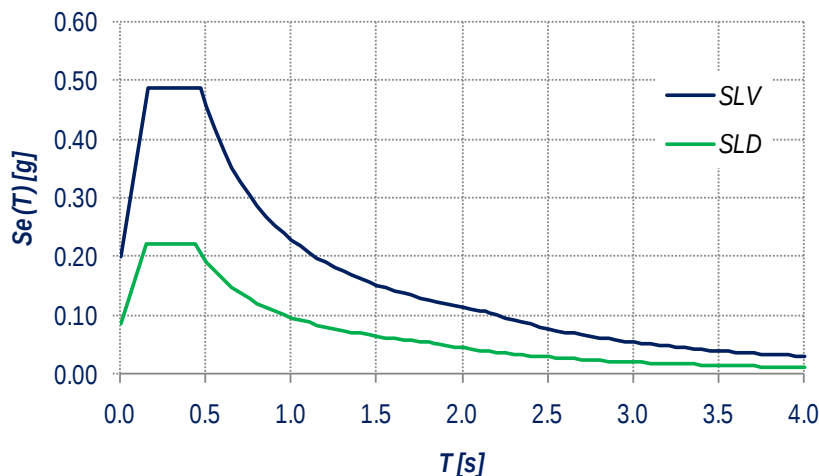
Quota = 40 m slm

- **Lat.: 43°.848**
- **Long.: 11°.090**
- **Cat. Sottosuolo: C**
- **Cat. Topografica: T1**
- **$V_N = 50$ anni**
- **CLASSE D'USO II ($C_U = 1.0$)**
 - **$V_R = V_N \cdot C_U = 50$ anni**
 - **$T_R = 50$ anni SLD**
 - **$T_R = 475$ anni SLV**

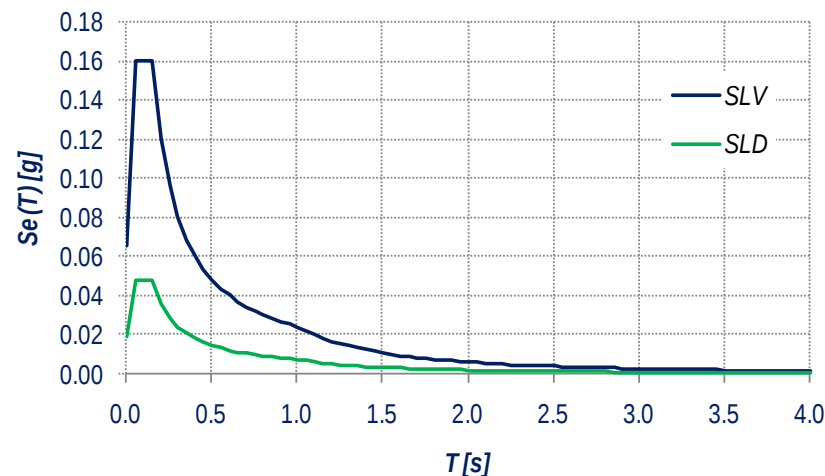
STATO LIMITE	T_R [ANNI]	a_g [g]	F_0	T_C^*
SLO	30	0.048	2.538	0.250
SLD	50	0.058	2.573	0.266
SLV	475	0.133	2.438	0.300
SLC	975	0.172	2.387	0.310

D.M. 14/01/2008: Spettro Elastico

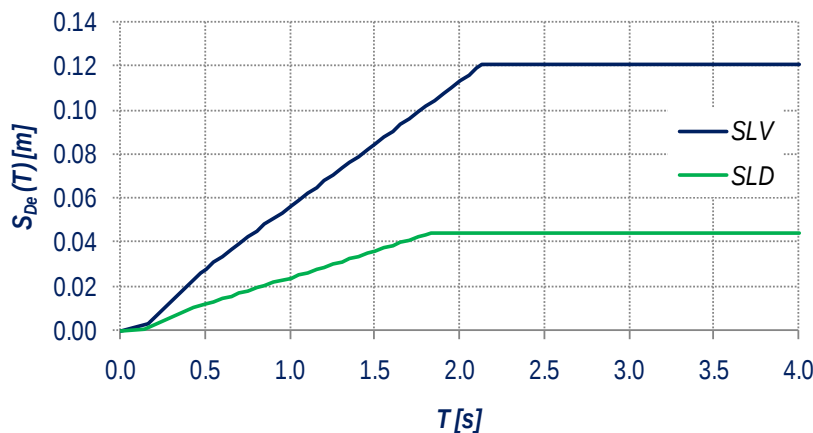
Spettro Elastico: componente orizzontale



Spettro Elastico: componente verticale



Spettro Elastico: SLV



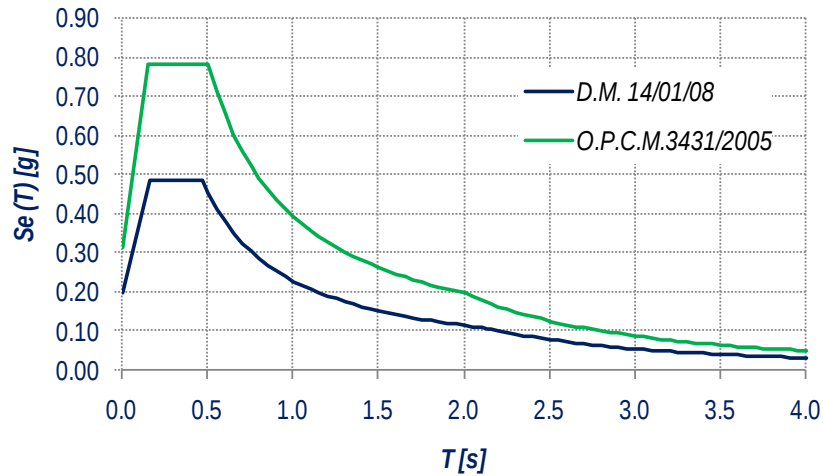
§7.2.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

“.....

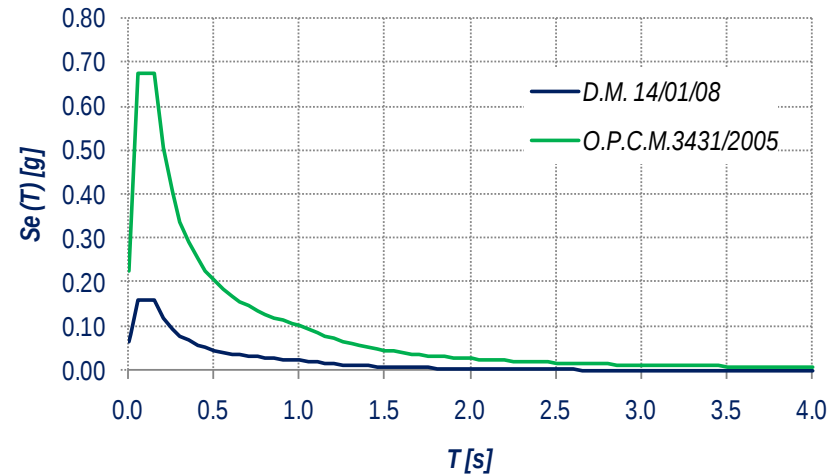
La componente verticale deve essere considerata solo in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, [...]....”

D.M. 14/01/2008 vs O.P.C.M. 3431: Spettro Elastico

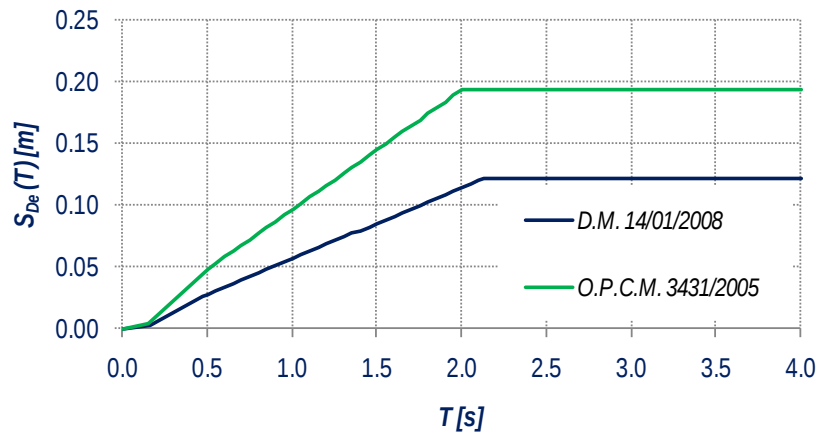
Spettro Elastico: componente orizzontale



Spettro Elastico: componente verticale



Spettro Elastico: SLV



AZIONE SISMICA

SPETTRO DI PROGETTO D.M. 14/01/2008 : EDIFICI IN c.a.

Strutture in c.a.	D.M. 14/01/2008	
	q_0	
Tipologia	CD "B"	CD "A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3.0 \alpha_u/\alpha_1$	$4.5 \alpha_u/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3.0	$4.0 \alpha_u/\alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2.0	3.0
Strutture a pendolo inverso	1.5	2.0

a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai

- strutture a telaio di un piano
- strutture a telaio con più piani ed una sola campata
- strutture a telaio con più piani e più campate

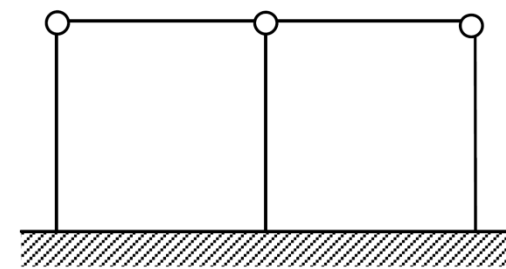
$$\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$$

$$\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$$

$$\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$$

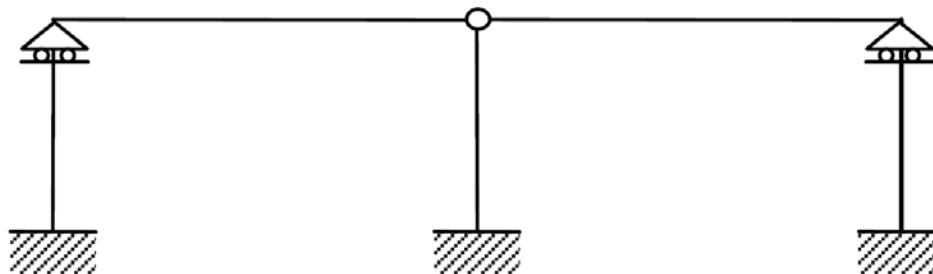
strutture a pendolo inverso, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione o nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale⁵.

⁵ Non appartengono a questa categoria i telai ad un piano **con i pilastri collegati in sommità lungo entrambe le direzioni principali dell'edificio** e per i quali la forza assiale non eccede il 30% della resistenza a compressione della sola sezione di calcestruzzo.



SPETTRO DI PROGETTO D.M. 14/01/2008 : EDIFICI PREFABBRICATI

Strutture prefabbricate	D.M. 14/01/2008	
	q_0	
Tipologia	CD "B"	CD "A"
Struttura a pannelli	3.0	$4.0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture monolitiche a cella	2.0	3.0
Strutture a pilastri isostatici	2.5	3.5

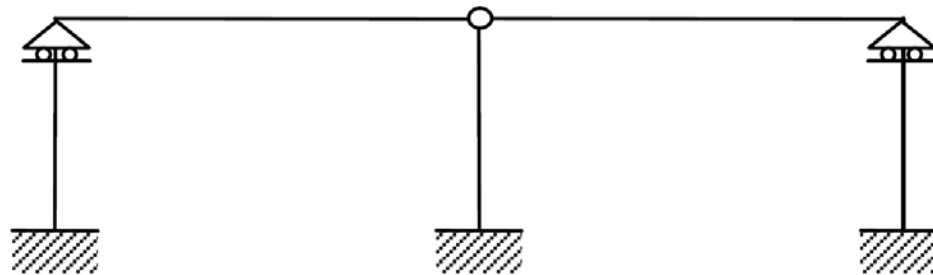


Struttura a pilastri isostatici

AZIONE SISMICA

SPETTRO DI PROGETTO O.P.C.M. 3431/2005: EDIFICI PREFABBRICATI

Strutture prefabbricate	O.P.C.M. 3431/2005	
	q_0	
Tipologia	CD "B"	CD "A"
Struttura a telaio	3.5	5.0
Strutture a pilastri isostatici	2.625	3.75



Struttura a pilastri isostatici

AZIONE SISMICA

SPETTRO DI PROGETTO D.M. 2012/2013? : Edifici in c.a. ed Edifici Prefabbricati

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	q_0	
	CD" A"	CD" B"
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	$4,5 \alpha_w / \alpha_1$	$3,0 \alpha_w / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4,0 \alpha_w / \alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)		
Strutture a pannelli	$4,0 \alpha_w / \alpha_1$	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture a pilastri isostatici	2,5	1,5

D.M. 14/01/2008:

Pilastri isostatici

3.5

2.5

AZIONE SISMICA

SPETTRO DI PROGETTO: EDIFICI IN c.a.

Strutture in c.a.	EC8-1 Marzo 2005		D.M. 14/01/2008		D.M. 2012/2013?	
	q_0		q_0		q_0	
Tipologia	DCM	DCH	CD "B"	CD "A"	CD "B"	CD "A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3.0 \alpha_u/\alpha_1$	$4.5 \alpha_u/\alpha_1$	$3.0 \alpha_u/\alpha_1$	$4.5 \alpha_u/\alpha_1$	$3.0 \alpha_u/\alpha_1$	$4.5 \alpha_u/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3.0	$4.0 \alpha_u/\alpha_1$	3.0	$4.0 \alpha_u/\alpha_1$	3.0	$4.0 \alpha_u/\alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2.0	3.0	2.0	3.0	2.0	3.0
Strutture a pendolo inverso	1.5	2.0	1.5	2.0	1.5	2.0
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano	-	-	-	-	2.5	3.5

BOZZA D.M. 2012/2013? § 7.4.3. TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO

§ 7.4.3.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI

- strutture a pendolo inverso, nelle quali almeno il 50% della massa e nel terzo superiore dell'altezza della costruzione o nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale;
- strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione, **in cui i pilastri sono incastrati in sommità alle travi lungo entrambe le direzioni principali dell'edificio** e nei quali la forza assiale non eccede il 30% della resistenza a compressione della sola sezione di calcestruzzo;

AZIONE SISMICA

SPETTRO DI PROGETTO: EDIFICI PREFABBRICATI

Strutture prefabbricate	O.P.C.M. 3431/2005		D.M. 14/01/2008		D.M. 2012/2013?	
	q_0		q_0		q_0	
Tipologia	CD "B"	CD "A"	CD "B"	CD "A"	CD "B"	CD "A"
Struttura a pannelli	-	-	3.0	$4.0 \alpha_u/\alpha_1$	3.0	$4.0 \alpha_u/\alpha_1$
Strutture monolitiche a cella	-	-	2.0	3.0	2.0	3.0
Strutture a pilastri isostatici	2.625	3.75	2.5	3.5	1.5	2.5

BOZZA D.M. 2012/2013? - §7.4.5.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO

Si considerano le tipologie di sistemi strutturali già definite al § 7.4.3.1 con, in aggiunta, le seguenti:

- strutture a pannelli;
- strutture monolitiche a cella;
- strutture a pilastri isostatici (strutture monopiano con orizzontamenti collegati ai pilastri mediante cerniere fisse o appoggi mobili e non rientranti nella categoria di strutture a pendolo inverso definita al § 7.4.3.1; strutture pluripiano con orizzontamenti collegati ai pilastri mediante cerniere fisse).

Spettro di progetto orizzontale

Inoltre:

C8.7.2.4 “... [...]... l'uso del **fattore di struttura q** , il cui valore è scelto nel campo fra **1,5 e 3,0** sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche ... [...]...”

La differenza sostanziale tra la nuova bozza di normativa e la precedente (attuale) è proprio nella considerazione delle strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano che esclude che il collegamento in testa ai pilastri possa essere fatto con elementi diversi dalle travi.

Nelle analisi successive verrà adottato $q = 1.5$.

Spettro di progetto verticale

§7.2.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

“.... [...].... La **componente verticale** deve essere considerata solo in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, **elementi precompressi** (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, [...]....”

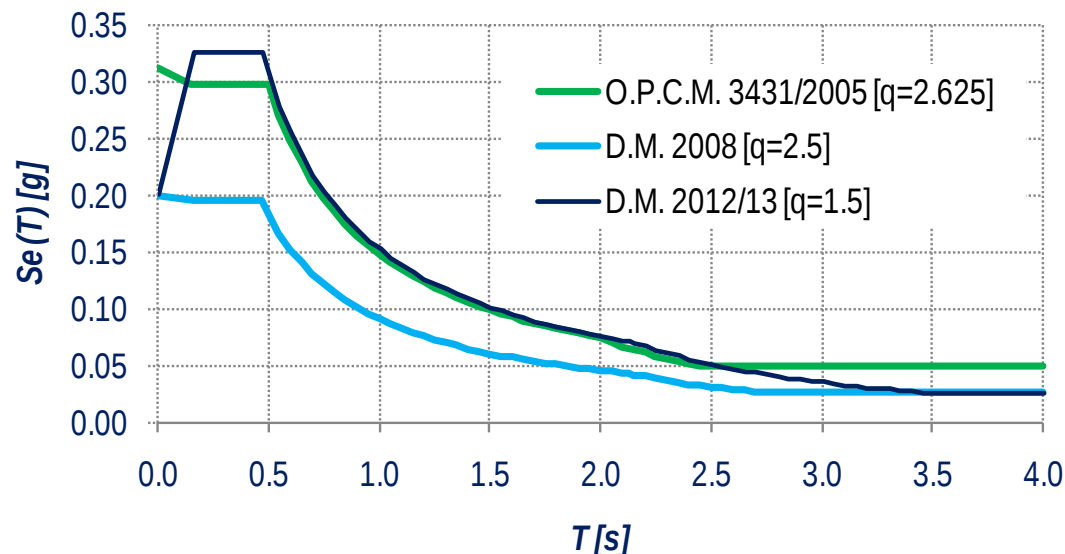
§7.3.1 ANALISI LINEARE O NON LINEARE

“.... [...].... Per la **componente verticale** dell'azione sismica il valore di q utilizzato, a meno di adeguate analisi giustificative, è **$q = 1,5$** per qualunque tipologia strutturale e di materiale, tranne che per i ponti per i quali è $q = 1$ [...].... “

AZIONE SISMICA

Spettro di progetto: Struttura a pilastri isostatici – confronto normative

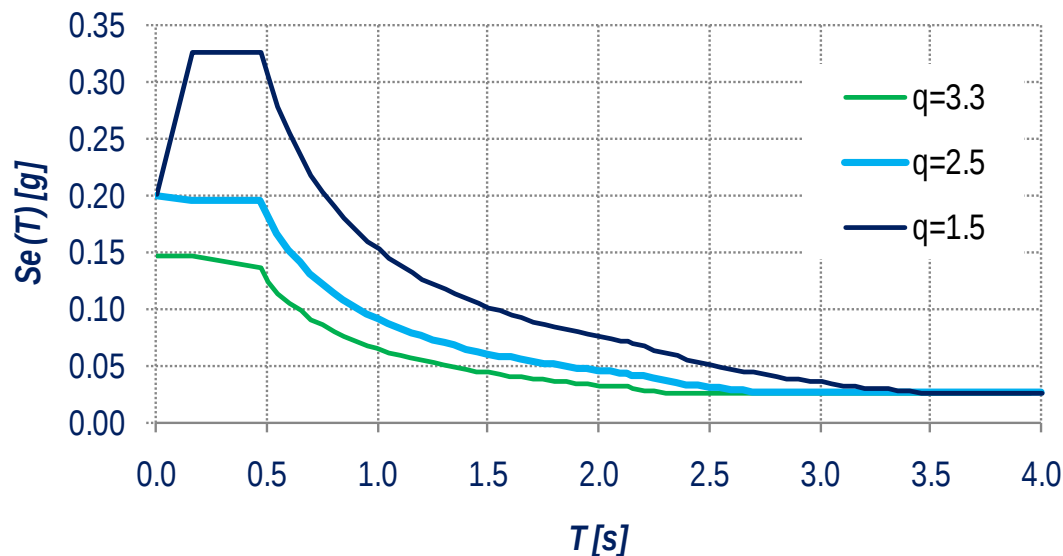
Spettro di Progetto: SLV



- diversi valori del fattore di struttura
- D.M. 14/01/2008 e D.M. 2012/2013: stessa azione sismica
- O.P.C.M. 3431/2005 - D.M. 14/01/2008: oltre al valore di q cambia l'azione sismica

Spettro di progetto

Spettro di Progetto: SLV



- $q = 3.3$: Struttura a Telaio (O.P.C.M. 3431 prevedeva lo schema a telaio con $q_0=5$, $K_D=0.7$)
- $q = 2.5$: Struttura a Pilastri Isostatici
- $q = 1.5$: Struttura a Pendolo Inverso

ANALISI DEI CARICHI COMBINAZIONE DELLE AZIONI PESI SISMICI

ANALISI DEI CARICHI UNITARI

COPERTURA

G_1 peso proprio dei tegoli ($TT\ h=70\text{ cm} - b=15\text{ cm}$) 3.25 kN/m^2

G_2 sovraccarico permanente 0.75 kN/m^2

Totale peso proprio **$G_1 + G_2 = 4.00\text{ kN/m}^2$**

Il carico accidentale Q vale $q_s = 0.80\text{ kN/m}^2$ (sovraccarico accidentale neve $a_s \leq 200\text{ m}$ e $\mu_1 = 0.80$).

PANNELLI VERTICALI PERIMETRALI

pannelli alleggeriti ($sp.\ 20\text{ cm}$) 3.50 kN/m^2

serramenti - finiture 0.50 kN/m^2

Totale peso proprio **$G_2 = 4.00\text{ kN/m}^2$**

ANALISI DEI CARICHI UNITARI

TRAVI

Solaio copertura:

trave a “T” rovescia centrale

$$G_{1,travi} = 11.80 \text{ kN/m}$$

trave a “L” laterale

$$G_{1,travi} = 12.65 \text{ kN/m}$$

PILASTRI

70 x 70 cm

$$G_{1,pilastri} = (0.70 \cdot 0.70) \cdot 25 = 12.25 \text{ kN/m}$$

COMBINAZIONE AGLI SLU

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

ANALISI DEI CARICHI UNITARI

Trave Centrale

		q [kN/m ²]	i [m]	q [kN/m]	γ	$\gamma \cdot q$ [kN/m]
G_1	P.P. Trave (90/40/28)	-	-	11.80	1.30	15.34
G_1	P.P. TT	3.25	15	48.75	1.30	63.38
G_2	Finitura Solaio Copertura	0.75	15	11.25	1.50	16.88
Q_k	Sovraccarico Variabile (Neve)	0.80	15	12.00	1.50	18.00
				83.80		113.59

Trave Laterale

		q [kN/m ²]	i [m]	q [kN/m]	γ	$\gamma \cdot q$ [kN/m]
G_1	P.P. Trave (L90/28)	-	-	12.65	1.30	16.45
G_1	P.P. TT	3.25	7.5	24.38	1.30	31.69
G_2	Finitura Solaio Copertura	0.75	7.5	5.63	1.50	8.44
Q_k	Sovraccarico Variabile (Neve)	0.80	7.5	6.00	1.50	9.00
				48.65		65.57

Pilastro centrale

N [kN]	1136
N [N]	1135900
A [mm ²]	490000
f_{cd} [N/mm ²]	25.5
ν	0.09

→ Carico assiale normalizzato

CALCOLO DEI PESI SISMICI

D.M. 2008 - §3.2.4 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni già fornita in §2.5.3 e che qui si riporta:

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

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

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

CALCOLO DEI PESI SISMICI

TRAVI

TRAVI	b [m]	A [m ²]	L [m]	γ [kN/m ³]	W [kN]	Mi [t]	I_{oi} [t·m ²]	Xgi [m]	Ygi [m]	di [m]	I_{zi} [t·m ²]
T1-2	0.56	0.506	10	25	126.5	12.9	108	5	0	25.0	8,167
T2-3	0.56	0.506	10	25	126.5	12.9	108	15	0	18.0	4,299
T3-4	0.56	0.506	10	25	126.5	12.9	108	25	0	15.0	3,009
T4-5	0.56	0.506	10	25	126.5	12.9	108	35	0	18.0	4,299
T5-6	0.56	0.506	10	25	126.5	12.9	108	45	0	25.0	8,167
T7-8	0.5	0.472	10	25	118.0	12.0	100	5	15	20.0	4,912
T8-9	0.5	0.472	10	25	118.0	12.0	100	15	15	10.0	1,303
T9-10	0.5	0.472	10	25	118.0	12.0	100	25	15	0.0	100
T10-11	0.5	0.472	10	25	118.0	12.0	100	35	15	10.0	1,303
T11-12	0.5	0.472	10	25	118.0	12.0	100	45	15	20.0	4,912
T13-14	0.56	0.506	10	25	126.5	12.9	108	5	30	25.0	8,167
T14-15	0.56	0.506	10	25	126.5	12.9	108	15	30	18.0	4,299
T15-16	0.56	0.506	10	25	126.5	12.9	108	25	30	15.0	3,009
T16-17	0.56	0.506	10	25	126.5	12.9	108	35	30	18.0	4,299
T17-18	0.56	0.506	10	25	126.5	12.9	108	45	30	25.0	8,167
T1-7	0.56	0.506	15	25	189.8	19.3	363	0	7.5	26.1	13,540
T7-13	0.56	0.506	15	25	189.8	19.3	363	0	22.5	26.1	13,540
T6-12	0.56	0.506	15	25	189.8	19.3	363	50	7.5	26.1	13,540
T12-18	0.56	0.506	15	25	189.8	19.3	363	50	22.5	26.1	13,540
2,614						266	122,574				

CALCOLO DEI PESI SISMICI

PILASTRI

PILASTRI	b [m]	h [m]	H/2 [m]	γ [kN/m ³]	W [kN]	Mi [t]	I_{0i} [t·m ²]	Xgi [m]	Ygi [m]	di [m]	I_{zi} [t·m ²]
Pil 1	0.7	0.7	3.7	25	45.3	4.6	0.377	0	0	29.2	3,928
Pil 2	0.7	0.7	3.7	25	45.3	4.6	0.377	10	0	21.2	2,080
Pil 3	0.7	0.7	3.7	25	45.3	4.6	0.377	20	0	15.8	1,155
Pil 4	0.7	0.7	3.7	25	45.3	4.6	0.377	30	0	15.8	1,155
Pil 5	0.7	0.7	3.7	25	45.3	4.6	0.377	40	0	21.2	2,080
Pil 6	0.7	0.7	3.7	25	45.3	4.6	0.377	50	0	29.2	3,928
Pil 7	0.7	0.7	3.7	25	45.3	4.6	0.377	0	15	25.0	2,888
Pil 8	0.7	0.7	3.7	25	45.3	4.6	0.377	10	15	15.0	1,040
Pil 9	0.7	0.7	3.7	25	45.3	4.6	0.377	20	15	5.0	116
Pil 10	0.7	0.7	3.7	25	45.3	4.6	0.377	30	15	5.0	116
Pil 11	0.7	0.7	3.7	25	45.3	4.6	0.377	40	15	15.0	1,040
Pil 12	0.7	0.7	3.7	25	45.3	4.6	0.377	50	15	25.0	2,888
Pil 13	0.7	0.7	3.7	25	45.3	4.6	0.377	0	30	29.2	3,928
Pil 14	0.7	0.7	3.7	25	45.3	4.6	0.377	10	30	21.2	2,080
Pil 15	0.7	0.7	3.7	25	45.3	4.6	0.377	20	30	15.8	1,155
Pil 16	0.7	0.7	3.7	25	45.3	4.6	0.377	30	30	15.8	1,155
Pil 17	0.7	0.7	3.7	25	45.3	4.6	0.377	40	30	21.2	2,080
Pil 18	0.7	0.7	3.7	25	45.3	4.6	0.377	50	30	29.2	3,928
					816	83					36,738

Modellazione numerica degli edifici industriali

CALCOLO DEI PESI SISMICI

SOLAI

SOLAI	Lx [m]	Ly [m]	A [m ²]	g [kN/m ²]	W [kN]	Mi [t]	IOi [t·m ²]	Xgi [m]	Ygi [m]	di [m]	Izi [t·m ²]
Solaio 1	10	15	150	4	600	61	1,656	5	7.5	21.4	29,562
Solaio 2	10	15	150	4	600	61	1,656	15	7.5	12.5	11,213
Solaio 3	10	15	150	4	600	61	1,656	25	7.5	7.5	5,097
Solaio 4	10	15	150	4	600	61	1,656	35	7.5	12.5	11,213
Solaio 5	10	15	150	4	600	61	1,656	45	7.5	21.4	29,562
Solaio 6	10	15	150	4	600	61	1,656	5	22.5	21.4	29,562
Solaio 7	10	15	150	4	600	61	1,656	15	22.5	12.5	11,213
Solaio 8	10	15	150	4	600	61	1,656	25	22.5	7.5	5,097
Solaio 9	10	15	150	4	600	61	1,656	35	22.5	12.5	11,213
Solaio 10	10	15	150	4	600	61	1,656	45	22.5	21.4	29,562
					6,000	612					173,293

PANNELLI PERIMETRALI

PANN. TAMP. (H _{Sup} = 5.38 m)	Lx [m]	Ly [m]	H _{Sup} [m]	A [m ²]	γ [kN/m ²]	W [kN]	Mi [t]	IOi [t·m ²]	Xgi [m]	Ygi [m]	di [m]	Izi [t·m ²]
Pannello 1	10	0.2	5.38	2	4.00	215.2	22	183	5	0	25.0	13,893
Pannello 2	10	0.2	5.38	2	4.00	215.2	22	183	15	0	18.0	7,312
Pannello 3	10	0.2	5.38	2	4.00	215.2	22	183	25	0	15.0	5,119
Pannello 4	10	0.2	5.38	2	4.00	215.2	22	183	35	0	18.0	7,312
Pannello 5	10	0.2	5.38	2	4.00	215.2	22	183	45	0	25.0	13,893
Pannello 6	10	0.2	5.38	2	4.00	215.2	22	183	5	30	25.0	13,893
Pannello 7	10	0.2	5.38	2	4.00	215.2	22	183	15	30	18.0	7,312
Pannello 8	10	0.2	5.38	2	4.00	215.2	22	183	25	30	15.0	5,119
Pannello 9	10	0.2	5.38	2	4.00	215.2	22	183	35	30	18.0	7,312
Pannello 10	10	0.2	5.38	2	4.00	215.2	22	183	45	30	25.0	13,893
Pannello 11	0.2	15	5.38	3	4.00	322.8	33	617	0	7.5	26.1	23,034
Pannello 12	0.2	15	5.38	3	4.00	322.8	33	617	0	22.5	26.1	23,034
Pannello 13	0.2	15	5.38	3	4.00	322.8	33	617	50	7.5	26.1	23,034
Pannello 14	0.2	15	5.38	3	4.00	322.8	33	617	50	22.5	26.1	23,034
						3,443	351					187,195

PESI SISMICI e MASSE

	W [kN]	$M = W/g$ [t]	I_z [t·m²]
<i>Travi</i>	2'614	266	122'574
<i>Pilastri</i>	816	83	36'738
<i>Solai</i>	6'000	612	173'293
<i>Pannelli</i>	3'443	351	187'195
<i>TOTALE</i>	12'873	1'312	519'800

MODELLAZIONE e ANALISI

MODELLAZIONE

MODELLO DI CALCOLO

Il modello di calcolo può essere piano o spaziale. In ogni caso esso è definito dalla **linea d'asse** degli elementi. Il modello, da un punto di vista dinamico, ammettendo valida l'**ipotesi di impalcato infinitamente rigido**, è caratterizzato da **tre gradi di libertà** per ciascun livello. Ossia due traslazioni, nelle due direzioni ortogonali, del baricentro dell'impalcato e la rotazione intorno all'asse verticale passante per esso.

D.M. 2008 - §7.2.6 CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E AZIONE SISMICA

“Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza, con particolare attenzione alle situazioni nelle quali componenti orizzontali dell'azione sismica possono produrre forze d'inerzia verticali (travi di grande luce, sbalzi significativi, etc.).

... [...]”

MODELLAZIONE

MODELLO DI CALCOLO

D.M. 2008 - §7.2.6 CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E AZIONE SISMICA

“... [...] ..”

“Nella definizione del modello alcuni elementi strutturali, considerati “secondari”, e gli elementi non strutturali autoportanti (tamponature e tramezzi), possono essere rappresentati unicamente in termini di massa, considerando il loro contributo alla rigidezza e alla resistenza del sistema strutturale solo qualora essi possiedano rigidezza e resistenza tali da modificare significativamente il comportamento del modello.

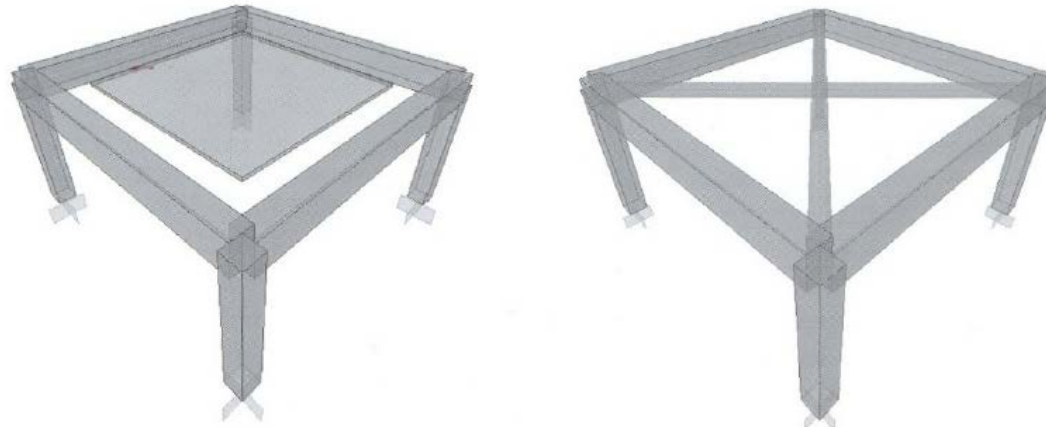
Gli **orizzontamenti** possono essere considerati **infinitamente rigidi nel loro piano**, a condizione che siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata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

MODELLAZIONE

MODELLO DI CALCOLO

PIANO RIGIDO:

- Per gli edifici industriali occorre creare un collegamento tra i pannelli di copertura (dimensionamento del collegamento) o impiegare una soletta armata opportunamente collegata.
- Ipotesi di piano rigido ammissibile quando le differenze di spostamento, tra analisi con piano rigido o meno, sono inferiori al 10%.
- Eventualmente è possibile ricorrere ad una modellazione con elementi “*shell*” o con bielle equivalenti.



MODELLAZIONE

MODELLO DI CALCOLO

D.M. 2008 - §7.2.6 CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E AZIONE SISMICA

“... [...] ..”

Per rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali si possono adottare modelli lineari, che trascurano le non linearità di materiale e geometriche, e modelli non lineari, che le considerano; in ambo i casi si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidezza flessionale e a taglio di elementi in muratura, cemento armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.

... [...] ..”

MODELLO DI CALCOLO

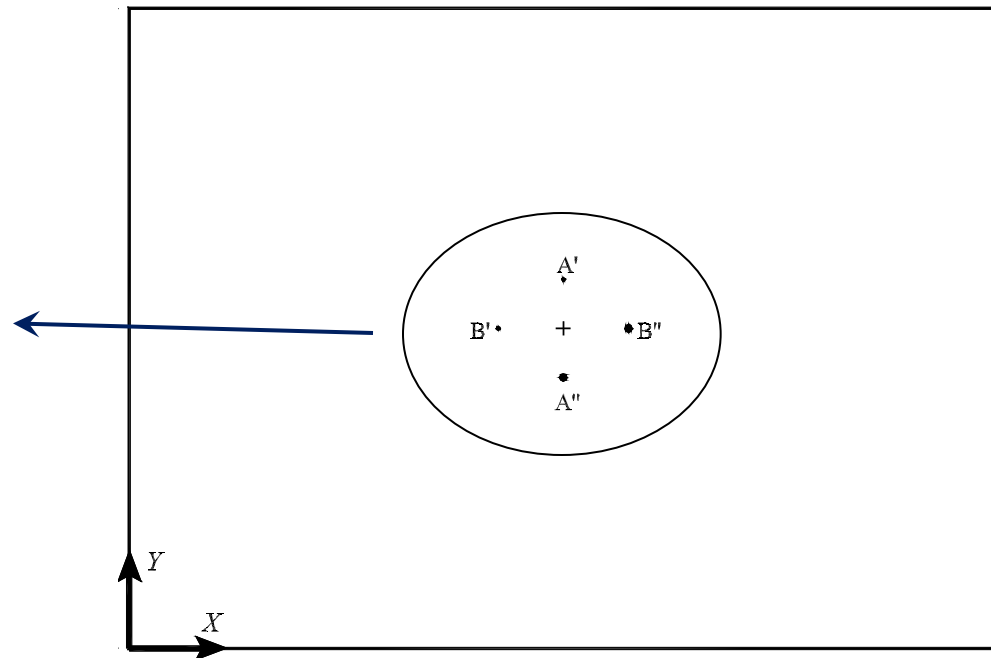
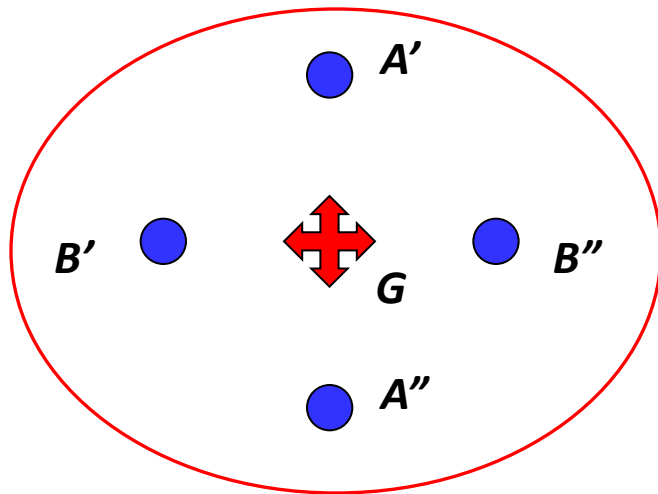
In aggiunta all'eccentricità effettiva del baricentro, dovrà essere considerata un'***eccentricità accidentale***, spostando il centro massa di ogni piano, in ogni direzione considerata, di una distanza pari al 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

Eccentricità accidentale

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.

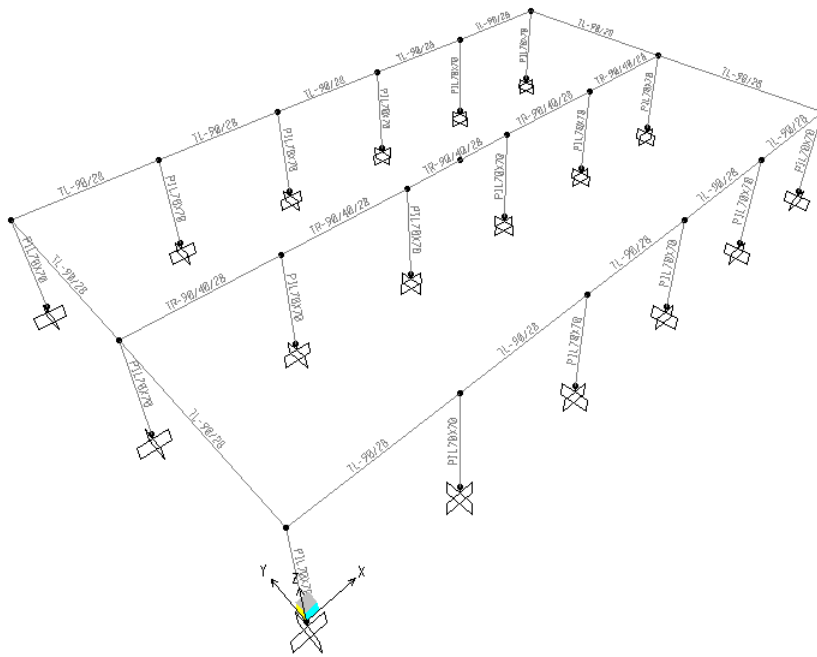
$$E_x \quad \overline{A'G} = \overline{A''G} = 5\% \text{ di } 30 \text{ m} = 1.50 \text{ m}$$

$$E_y \quad \overline{B'G} = \overline{B''G} = 5\% \text{ di } 50 \text{ m} = 2.50 \text{ m}$$

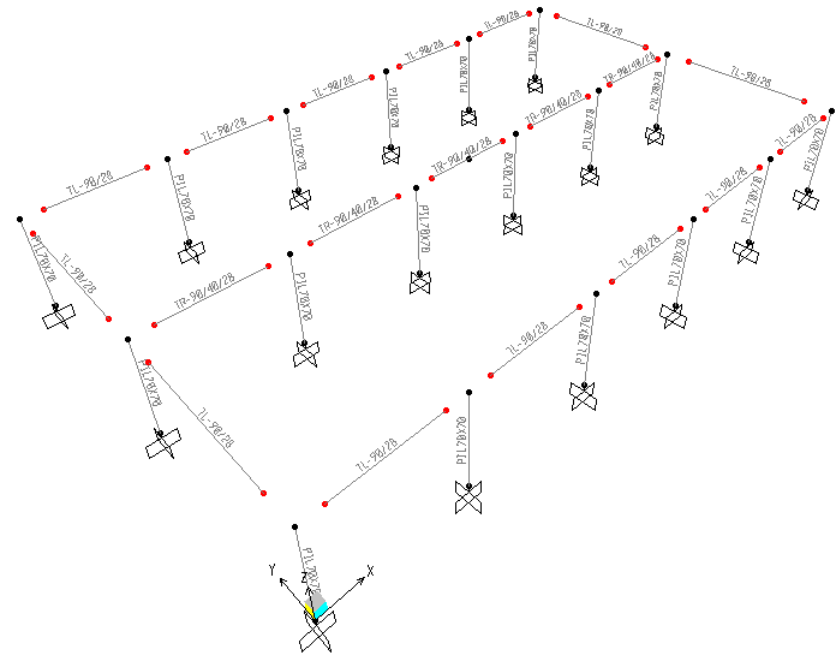


ESEMPIO DI CALCOLO 01: influenza della connessione trave-pilastro

- Linea d'asse degli elementi strutturali principali (quota impalcato copertura 7.40 m)
- Piano rigido
- Masse e I_z concentrate nel Centro di Massa
- Vincolo di estremità delle travi: incastro e cerniera



“A”: Incastri



“B”: Cerniere

MODELLAZIONE

ESEMPIO DI CALCOLO 01: influenza della connessione trave-pilastro

“A”: Incastri

MODO	Periodo [s]		%M _x	%M _y
1	T ₁	0.564	0.000	0.958
2	T ₂	0.416	0.000	0.000
3	T ₃	0.401	0.966	0.000

“B”: Cerniere

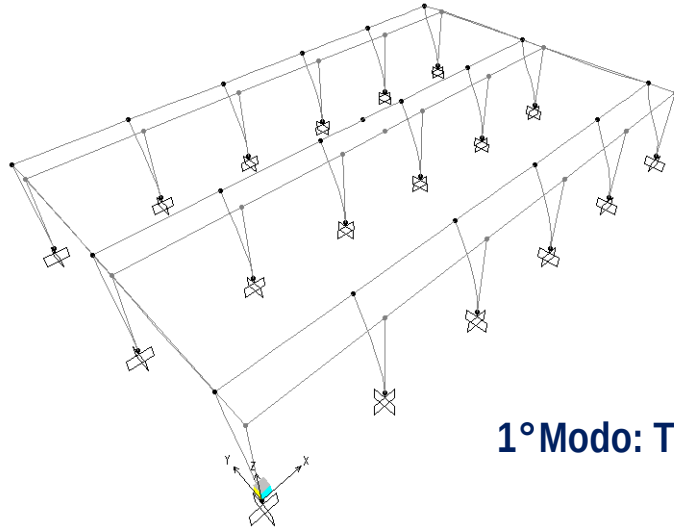
MODO	Periodo [s]		%M _x	%M _y
1	T ₁	0.723	0.955	0.000
2	T ₂	0.723	0.000	0.955
3	T ₃	0.657	0.000	0.000

Le prime 3 forme modali sono sufficienti per attivare l’85% della massa in entrambe le direzioni e tutti i modi con massa partecipante superiore al 5%.

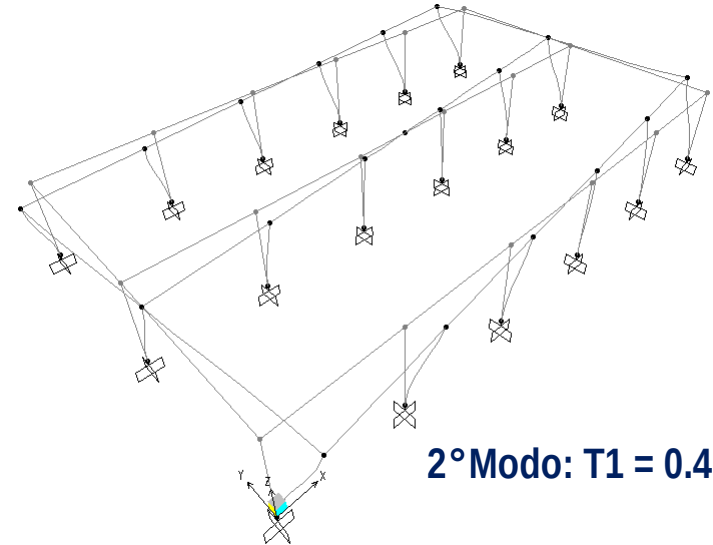
Masse e I_z dei pannelli concentrate nel Centro di Massa oppure distribuite sul perimetro: stessi risultati

ESEMPIO DI CALCOLO 01: influenza della connessione trave-pilastro

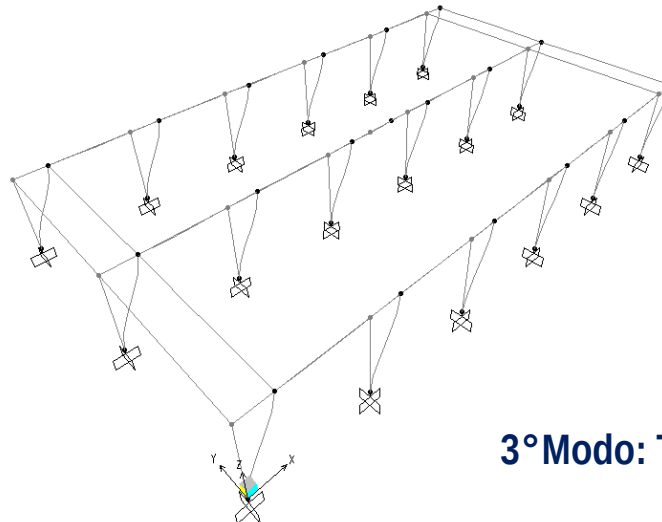
“A”: Incastri



1° Modo: $T_1 = 0.564s$



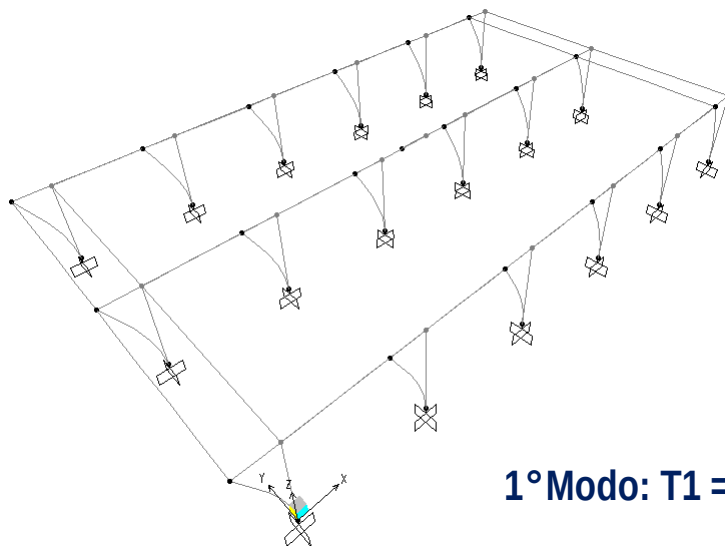
2° Modo: $T_1 = 0.416s$



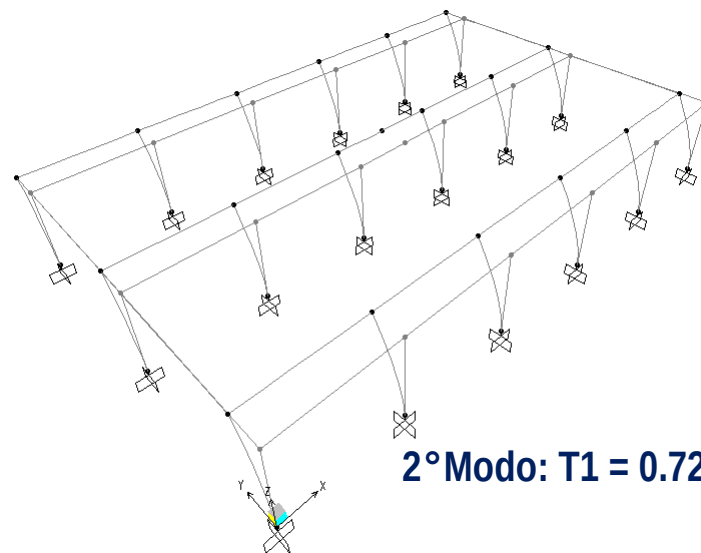
3° Modo: $T_1 = 0.401s$

ESEMPIO DI CALCOLO 01: influenza della connessione trave-pilastro

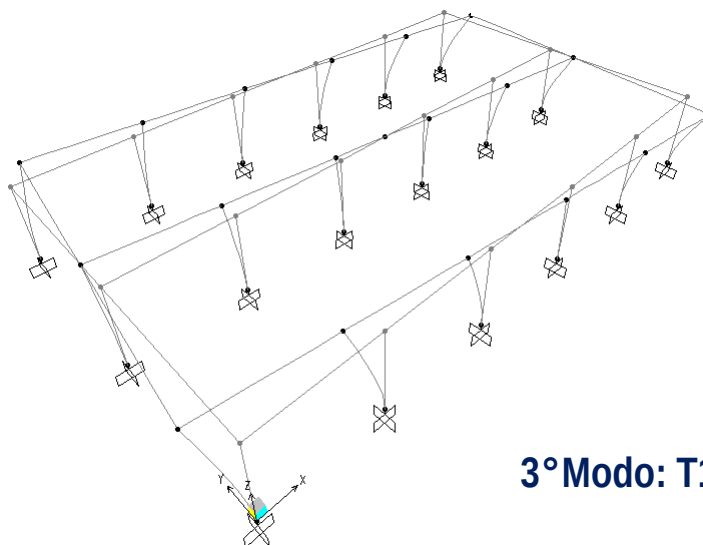
“B”: Cerniere



1° Modo: $T_1 = 0.723s$



2° Modo: $T_1 = 0.723s$



3° Modo: $T_1 = 0.657s$

ANALISI MODALE

- determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale),
 - calcolo degli ***effetti dell'azione sismica***, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati,
 - ***combinazione*** degli effetti.
- Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. Quindi tutti i modi con ***massa partecipante superiore al 5%*** e comunque un numero di modi la cui ***massa partecipante totale sia superiore all'85%***.

ANALISI MODALE

- L'utilizzo dello spettro di risposta consente di calcolare gli effetti massimi del terremoto sulla costruzione associati a ciascun modo di vibrare. Poiché durante il terremoto, tuttavia, gli effetti massimi associati ad un modo di vibrare non si verificano generalmente nello stesso istante in cui sono massimi quelli associati ad un altro modo di vibrare, tali effetti non possono essere combinati tra di loro mediante una semplice somma ma con specifiche regole di combinazione, di natura probabilistica, che tengono conto di questo sfasamento temporale.
- **OPCM e DM 96:** *se il periodo di vibrazione di ciascun modo differisce di almeno il 10% da quello di tutti gli altri, la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi può essere effettuata valutando la combinazione come radice quadrata della somma dei quadrati (Square Root of Sum of Squares o SRSS) degli effetti relativi a ciascun modo, secondo l'espressione:*

$$E = (\sum E_i^2)^{1/2}$$

- E_j : valore dell'effetto relativo al modo j ;

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

ANALISI MODALE

La possibilità che i massimi contributi modali siano correlati può essere tenuta in conto attraverso la combinazione quadratica completa (**Complete Quadratic Combination o CQC**) indicata nell'espressione (7.3.3):

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

- E_j : valore dell'effetto relativo al modo j ;
- ρ_{ij} : coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j , calcolato con formule di comprovata validità quale:

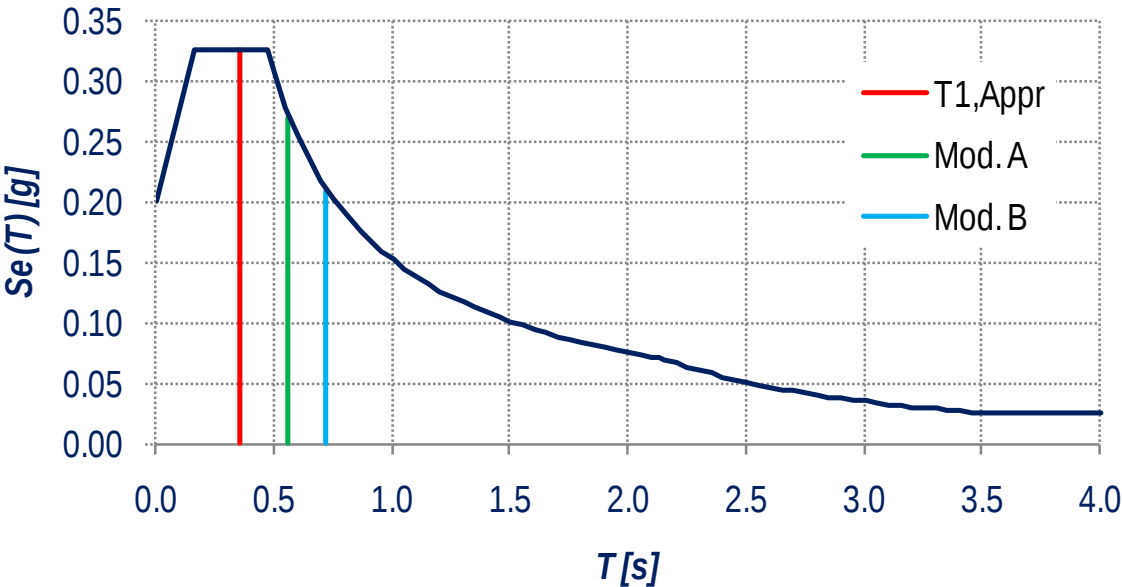
$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2\beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij}) \left[(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2\beta_{ij} \right]}$$

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

MODELLAZIONE

ESEMPIO DI CALCOLO 01: influenza della connessione trave-pilastro

Spettro di Progetto ($q = 1.5$): SLV



	T_1 [s]	S_d [T ₁]	V [kN]	$\Delta\%$
$T_{1, APP}$ [s]	0.356	0.325	4'184	+55%
Mod. A	0.564	0.270	3'473	+28%
Mod. B	0.723	0.210	2'706	-

Es.: 1° Modo Y

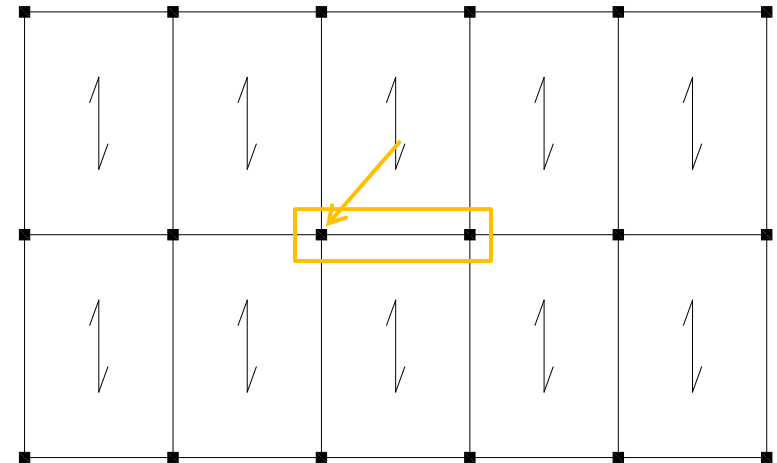
ESEMPIO DI CALCOLO 01: influenza della connessione trave-pilastro

Confronto sollecitazioni

“Comb Sisma X” SLV

<u>Pilastro Centrale</u>	Mod. A	Mod. B	$\Delta\%$
V [kN]	246	151	+63%
M ₃ [kN·m]	960	1'105	-13%

<u>Trave Centrale</u>	Mod. A	Mod. B	$\Delta\%$
V _{MAX} [kN]	443	360	+23%
M ₃ ⁺ [kN·m]	354	898	-61%
M ₃ ⁻ [kN·m]	-1'015	0	-



MODELLAZIONE

ESEMPIO DI CALCOLO 01: influenza della connessione trave-pilastro

Confronto spostamenti:

		Mod. A		Mod. B		$\Delta\%$
		d_{Ee}	d_E	d_{Ee}	d_E	
<u>Sisma X</u>	Δ_X [cm]	1.4	2.1	2.8	4.2	+100%
<u>Sisma Y</u>	Δ_Y [cm]	2.2	3.3	2.8	4.2	+27%

§7.3.3.3 “Valutazione degli spostamenti”:

“Gli spostamenti d_E della struttura sotto l’azione sismica di progetto allo *SLV* si ottengono moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall’analisi lineare, dinamica o statica, secondo l’espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

Dove: $\mu_d = q$ se $T_1 \geq T_C$

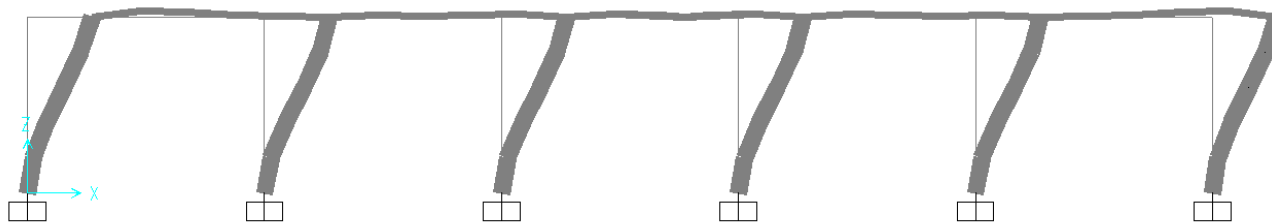
$$\mu_d = 1 + (q-1) \cdot T_C / T_1 \quad \text{se } T_1 < T_C$$

MODELLAZIONE

ESEMPIO DI CALCOLO 01: influenza della connessione trave-pilastro

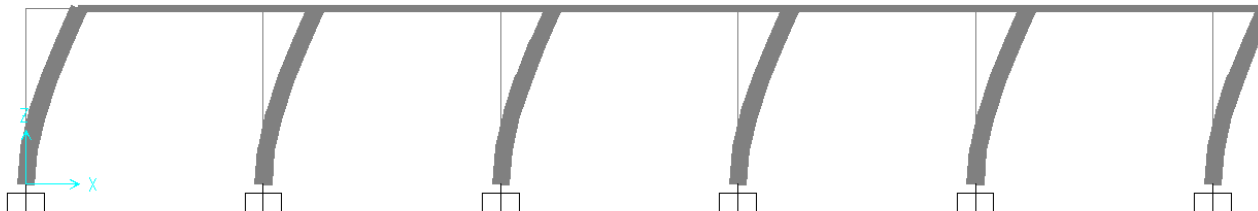
Confronto spostamenti:

Telaio longitudinale - Sisma X



“A”:

Comportamento
a telaio



“B”:

Pilastri con
comportamento
a mensola

MODELLAZIONE

EFFETTI DEL SECONDO ORDINE (*stima valori con analisi semplificata - §7.3.1*)

Gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati nel caso in cui la condizione seguente sia verificata ad ogni piano:

$$\vartheta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h}$$

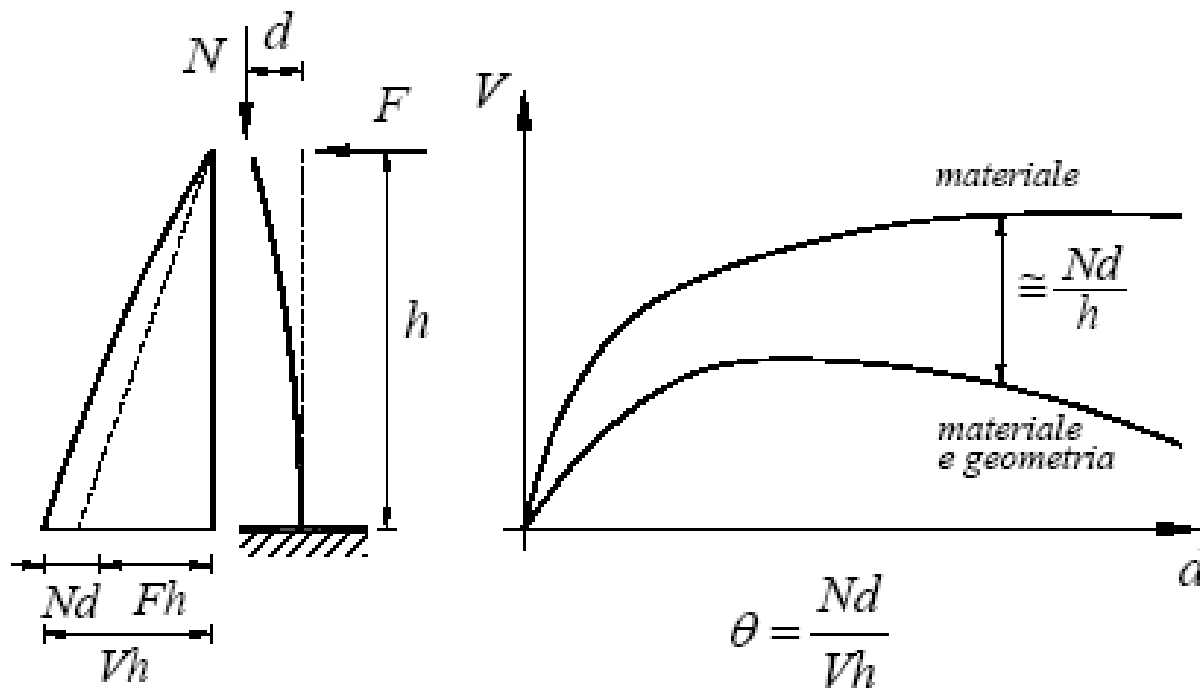
- P è il carico verticale totale di tutti i piani superiori al piano in esame;
- d_r è lo spostamento interpiano;
- V è la forza orizzontale totale al piano in esame;
- h è l'altezza del piano.

Lo *spostamento* d_r indotto dall'azione sismica allo *SLV*, va calcolato come indicato al §7.3.3.3 "*Valutazione degli spostamenti*":

La *forza orizzontale totale* V è stata valutata come somma dei tagli alla base di ciascun pilastro del piano in esame.

Quando θ è compreso tra 0.1 e 0.2 gli effetti delle non linearità geometriche possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1/(1-\theta)$; θ non può comunque superare il valore 0.3.

EFFETTI DEL SECONDO ORDINE



$\theta < 0.10$	, effetti trascurabili
$0.10 \leq \theta \leq 0.20$	, con forze sismiche $F' = F / (1 - \theta)$
$0.20 < \theta \leq 0.30$	, in forma esatta
$\theta > 0.30$	, situazione non ammessa

MODELLAZIONE

ESEMPIO DI CALCOLO 01: influenza della connessione trave-pilastro

Valutazione effetti del II Ordine

$$\vartheta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h}$$

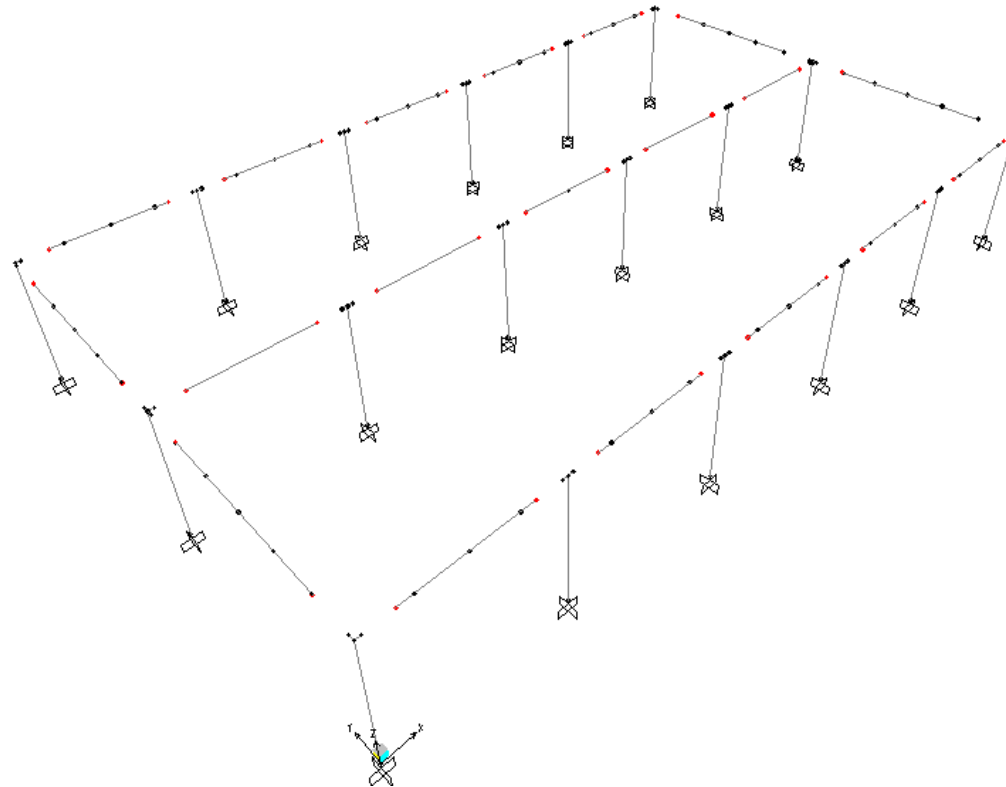
Comb_SismaX	P [kN]	d _{r,x} [cm]	V _x [kN]	h [cm]	θ
Mod. A	11'336	2.1	4'243	740	0.005
Mod. B	10'273	4.2	2'720	740	0.014

Comb_SismaY	P [kN]	d _{r,y} [cm]	V _y [kN]	h [cm]	θ
Mod. A	10'983	3.3	3'475	740	0.009
Mod. B	10'273	4.2	2'720	740	0.014

- $\theta < 0.1$ in entrambe le direzioni
- Modello “B” (travi incernierate): risultati analoghi nelle due direzioni

ESEMPIO DI CALCOLO 02: influenza della quota delle masse sismiche

- Massa sismica quota 7.98 m (estradosso tegoli copertura)
- Masse pannelli distribuiti sulle travi perimetrali
- Piano rigido
- Travi incernierate alle estremità



MODELLAZIONE

ESEMPIO DI CALCOLO 02: influenza della quota dell'impalcato di copertura

"B": 7.40 m

"C": 7.98 m

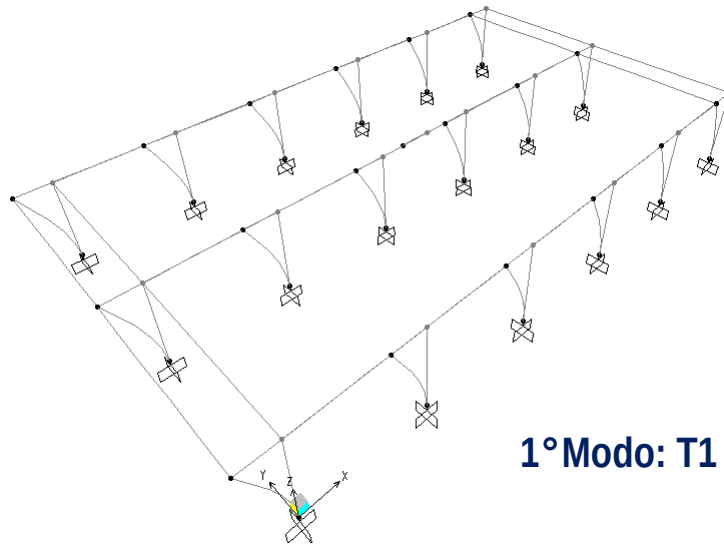
MODO	Periodo [s]		%M _X	%M _Y
1	T ₁	0.723	0.955	0.000
2	T ₂	0.723	0.000	0.955
3	T ₃	0.657	0.000	0.000

MODO	Periodo [s]		%M _X	%M _Y
1	T ₁	0.810	0.952	0.000
2	T ₂	0.810	0.000	0.952
3	T ₃	0.733	0.000	0.000

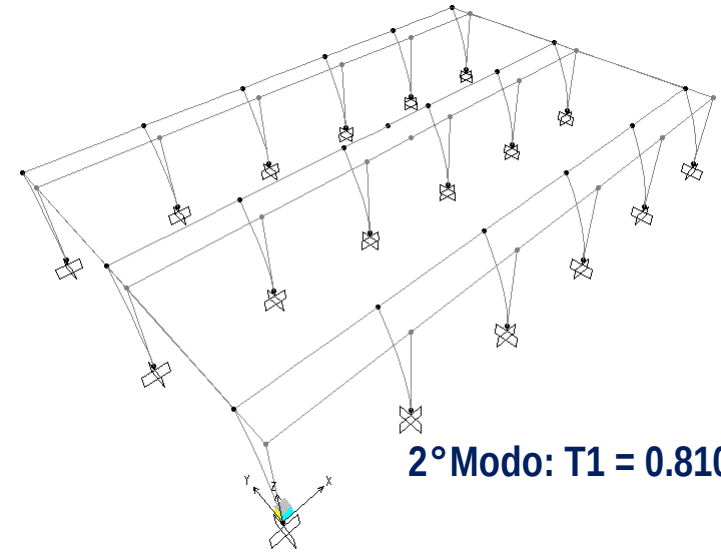
- Le prime 3 forme modali sono sufficienti per attivare l'85% della massa in entrambe le direzioni e tutti i modi con massa partecipante superiore al 5%.
- I periodi aumentano di circa il 12%.
- Le masse attivate non subiscono variazioni significative.
- In entrambi i casi:
 - le prime due forme modali sono traslazionali
 - la 3^a forma modale rotazionale

ESEMPIO DI CALCOLO 02: influenza della quota dell'impalcato di copertura

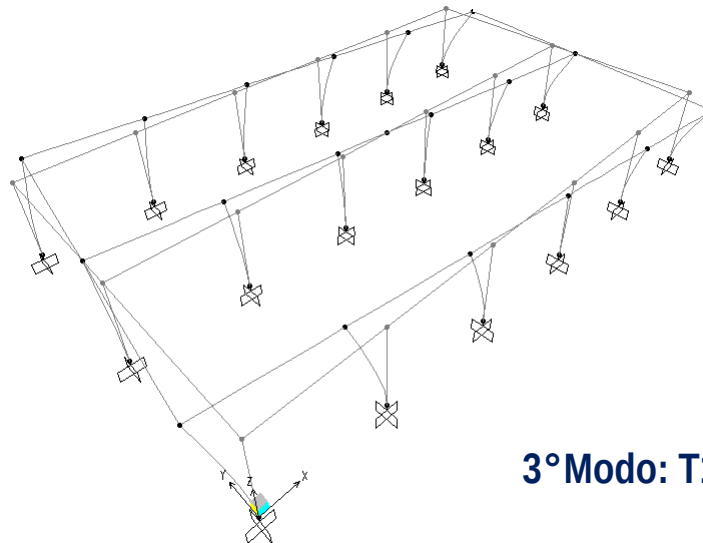
“C”: Cerniere



1° Modo: $T_1 = 0.810s$



2° Modo: $T_1 = 0.810s$

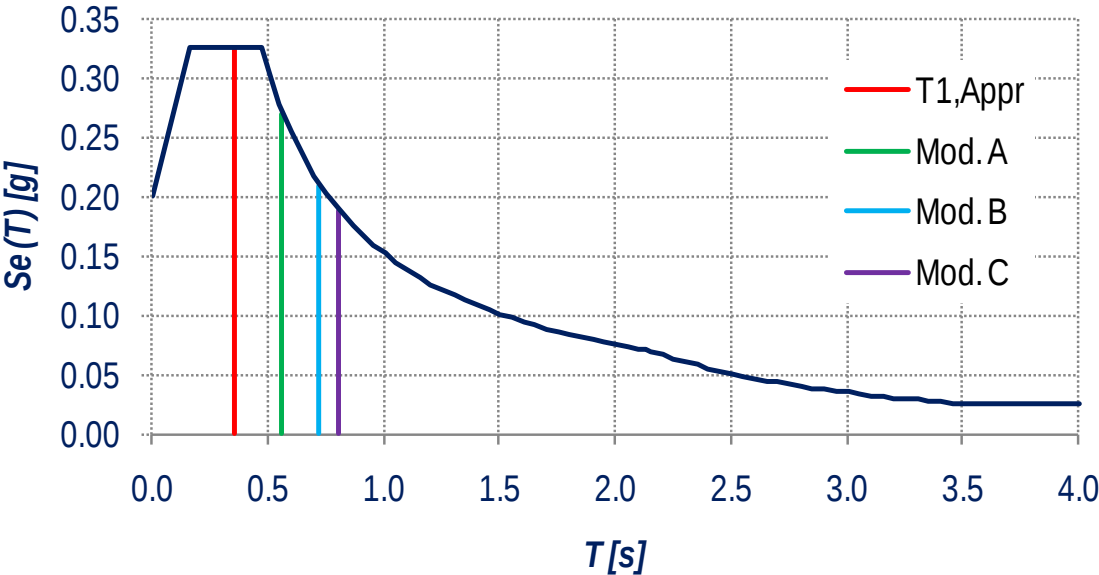


3° Modo: $T_1 = 0.733s$

MODELLAZIONE

ESEMPIO DI CALCOLO 02: influenza della quota dell’impalcato di copertura

Spettro di Progetto ($q = 1.5$): SLV



Es.: 1° Modo Y

	T_1 [s]	S_d [T_1]	V [kN]	$\Delta\%$
$T_{1, APP}$ [s]	0.356	0.325	4'184	+73%
Mod. A	0.564	0.270	3'473	+44%
Mod. B	0.723	0.210	2'706	+12%
Mod. C	0.810	0.188	2'419	-

MODELLAZIONE

ESEMPIO DI CALCOLO 02: influenza della quota dell'impalcato di copertura

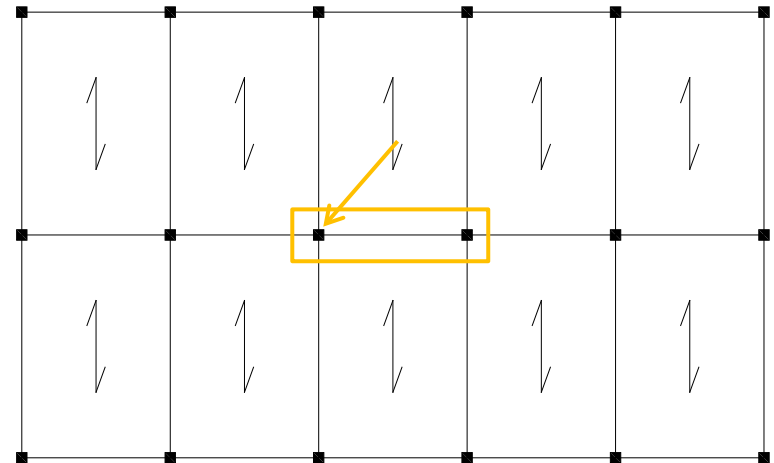
Confronto sollecitazioni

"Comb Sisma X" SLV

<u>Pilastro Centrale</u>	Mod. B	Mod. C	$\Delta\%$
V [kN]	151	135	-12%
M ₃ [kN·m]	1'105	1'066	-4%

<u>Trave Centrale</u>	Mod. B	Mod. C	$\Delta\%$
V _{MAX} [kN]	359	359	-
M ₃ ⁺ [kN·m]	898	898	-
M ₃ ⁻ [kN·m]	0	0	-

Le sollecitazioni per carichi gravitazionali restano pressoché invariate e non dimensionanti per i pilastri; le sollecitazioni indotte dalle azioni sismiche diminuiscono.



MODELLAZIONE

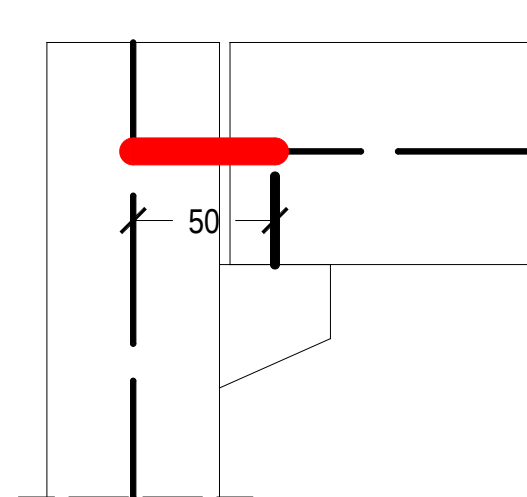
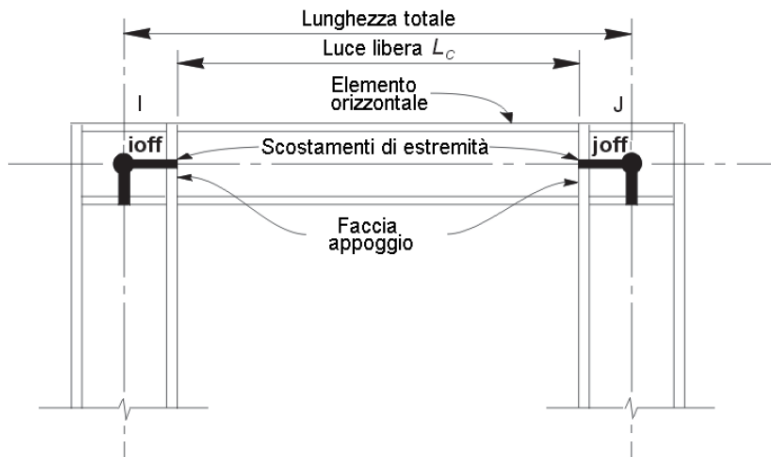
ESEMPIO DI CALCOLO 02: influenza della quota dell'impalcato di copertura

Confronto sollecitazioni: End Length Offset - tratto rigido $L = 50$ cm all'estremità delle travi

Trave Centrale	Mod. C	Mod. C*	$\Delta\%$
V_{MAX} [kN]	359	359	-
M_3^+ [kN·m]	898	808	-10%
M_3^- [kN·m]	0	0	-

Mod. "C": $L_{trave} = 10.0$ m

Mod. "C*": $L_{trave} = 9.0$ m



MODELLAZIONE

ESEMPIO DI CALCOLO 02: influenza della quota dell'impalcato di copertura

Confronto spostamenti:

		Mod. B		Mod. C		$\Delta\%$
		d_{Ee}	d_E	d_{Ee}	d_E	
<u>Sisma X</u>	Δ_X [cm]	2.8	4.2	3.1	4.7	+11%
<u>Sisma Y</u>	Δ_Y [cm]	2.8	4.2	3.1	4.7	+11%

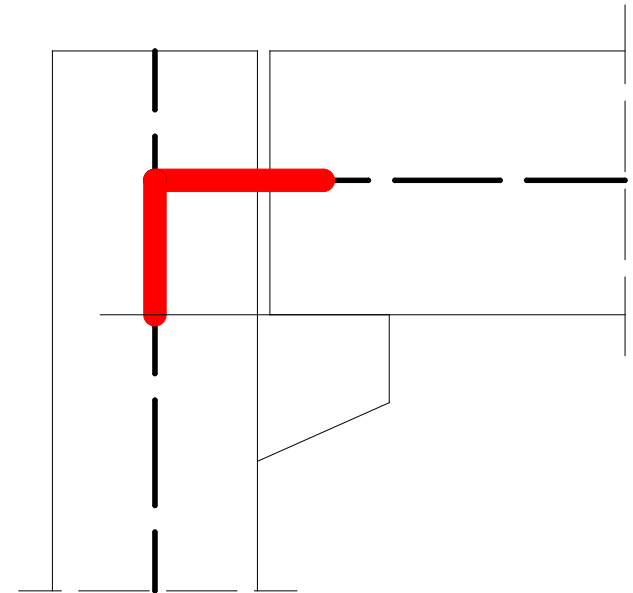
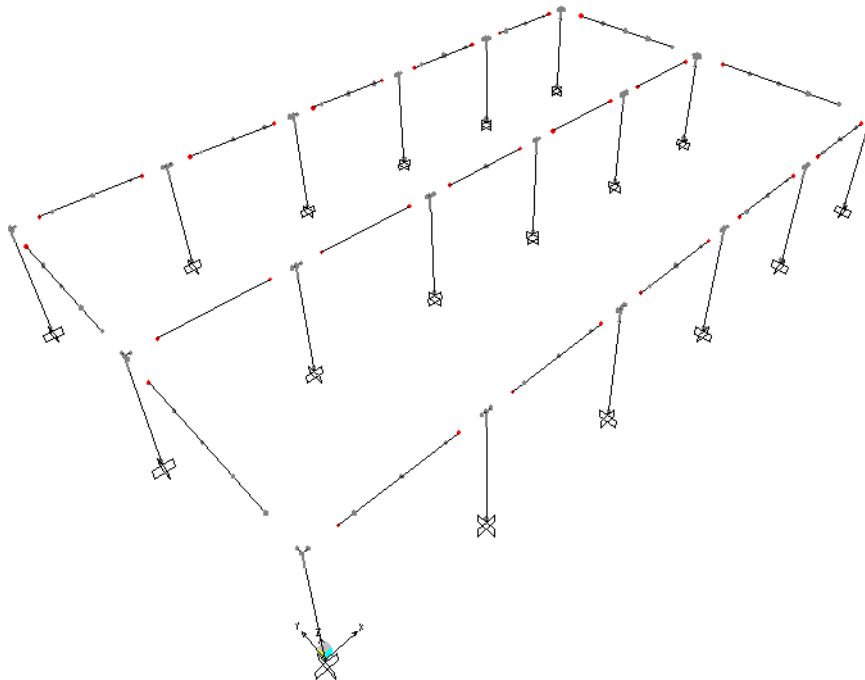
Effetti del II Ordine:

$$\mathcal{G} = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h}$$

Comb_SismaX Comb_SismaY	P [kN]	d_r [cm]	$V_X = V_Y$ [kN]	h [cm]	θ
Mod. B	10'273	4.2	2'720	740	0.014
Mod. C	10'398	4.7	2'437	798	0.017

ESEMPIO DI CALCOLO 03: Modello “D” - “NODO RIGIDO”

- Massa sismica quota 7.98 m (estradosso tegoli copertura)
- Masse pannelli distribuiti sulle travi perimetrali
- Piano rigido
- Travi incernierate alle estremità
- Nodo rigido



MODELLAZIONE

ESEMPIO DI CALCOLO 03: Modello “D” - “NODO RIGIDO”

“C”: 7.98 m

“D”: 7.98 m

MODO	Periodo [s]		%M _X	%M _Y
1	T ₁	0.810	0.952	0.000
2	T ₂	0.810	0.000	0.952
3	T ₃	0.733	0.000	0.000

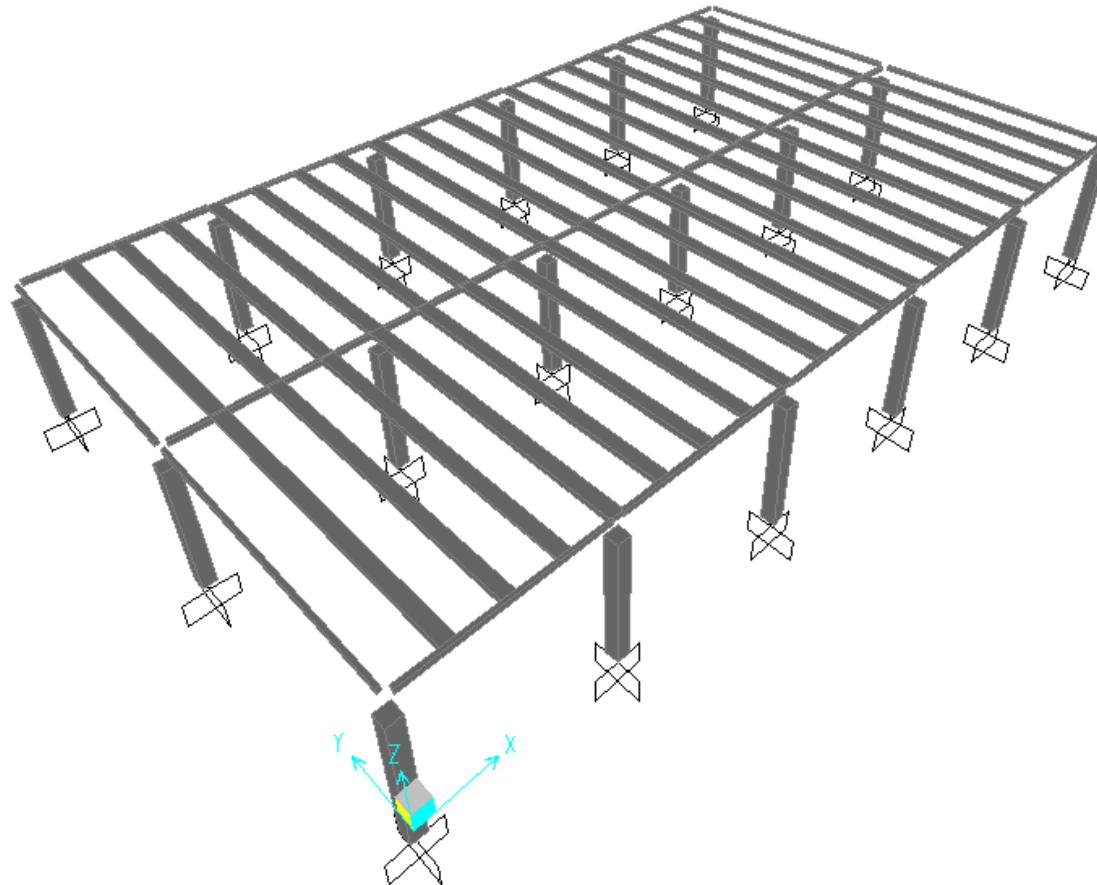
MODO	Periodo [s]		%M _X	%M _Y
1	T ₁	0.805	0.952	0.000
2	T ₂	0.805	0.000	0.952
3	T ₃	0.728	0.000	0.000

- Le prime 3 forme modali sono sufficienti per attivare l’85% della massa in entrambe le direzioni e tutti i modi con massa partecipante superiore al 5%.
- I periodi diminuiscono e le masse attivate non subiscono variazioni.
- In entrambi i casi:
 - le prime due forme modali sono traslazionali
 - la 3^a forma modale rotazionale
- Le sollecitazioni sugli elementi strutturali e gli spostamenti diminuiscono in modo non significativo.

MODELLAZIONE

ESEMPIO DI CALCOLO 04: Modello "E"

- Modellata l'effettiva rigidezza della copertura (Tegoli Π incernierati alle estremità)



ESEMPIO DI CALCOLO 04:

“E”

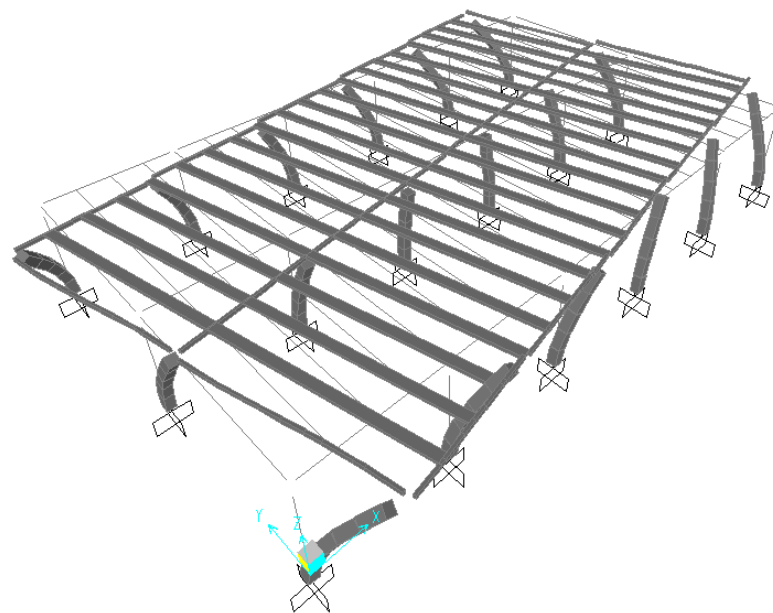
MODO	Periodo [s]		%M _x	%M _y
1	T ₁	1.039	0.000	0.000
2	T ₂	0.868	0.000	0.937
3	T ₃	0.832	0.949	0.000

“C”

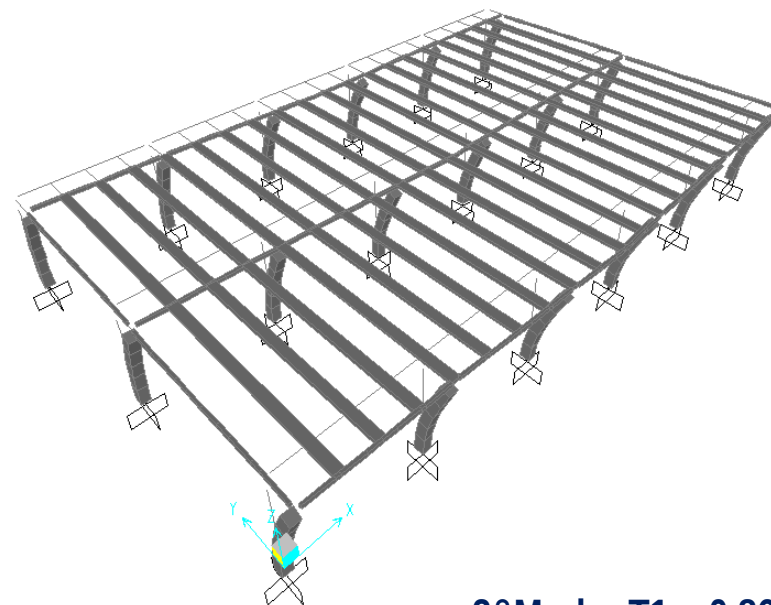
MODO	Periodo [s]		%M _x	%M _y
1	T ₁	0.810	0.952	0.000
2	T ₂	0.810	0.000	0.952
3	T ₃	0.733	0.000	0.000

- Le prime 3 forme modali sono sufficienti per attivare l'85% della massa in entrambe le direzioni e tutti i modi con massa partecipante superiore al 5%
 - 1^a forma modale rotazionale
 - 2^a e 3^a forma modale traslazionale
- I periodi aumentano:
 - 42% forma rotazionale,
 - 16% traslazione lungo y,
 - 3% traslazione lungo x.

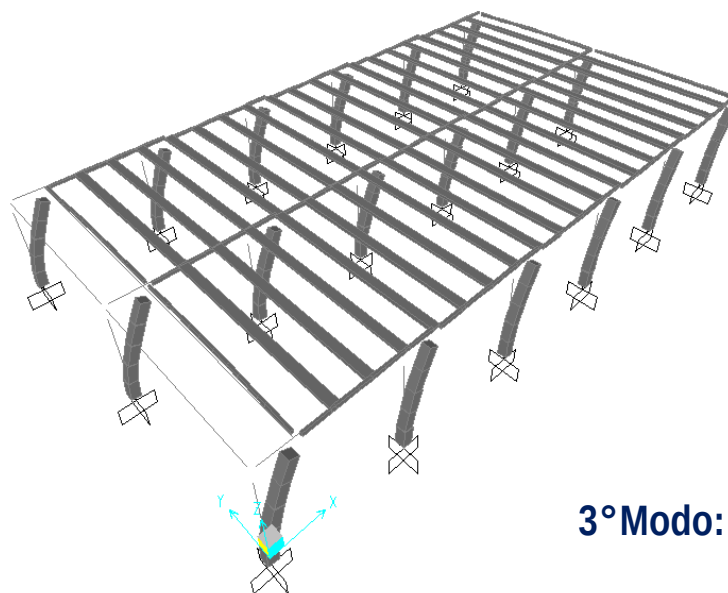
MODELLAZIONE



1° Modo: $T_1 = 1.039s$



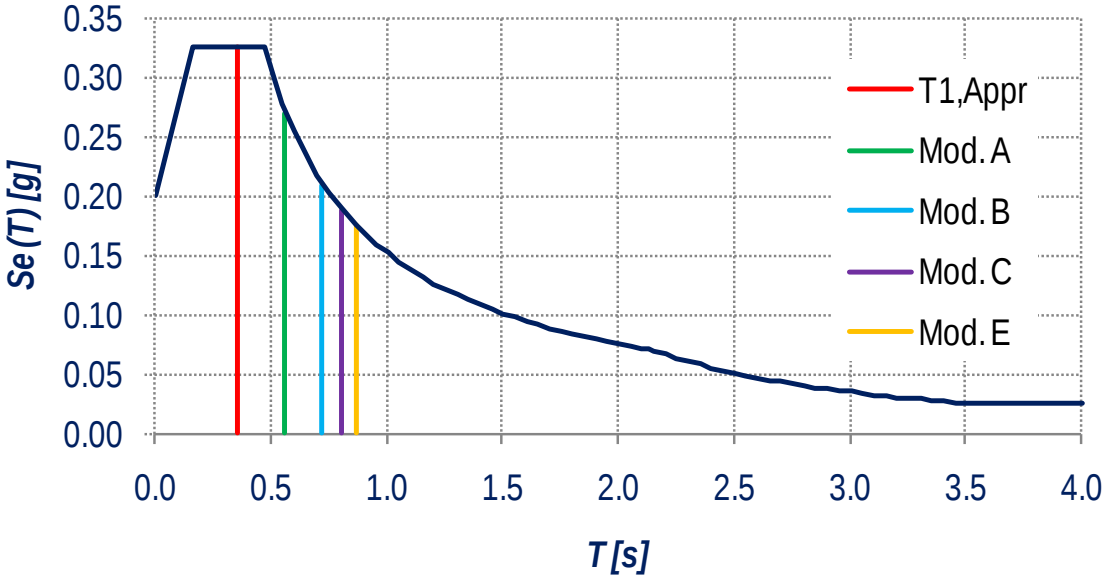
2° Modo: $T_1 = 0.868s$



3° Modo: $T_1 = 0.832s$

MODELLAZIONE

Spettro di Progetto ($q = 1.5$): SLV



Es.: 1° Modo Y

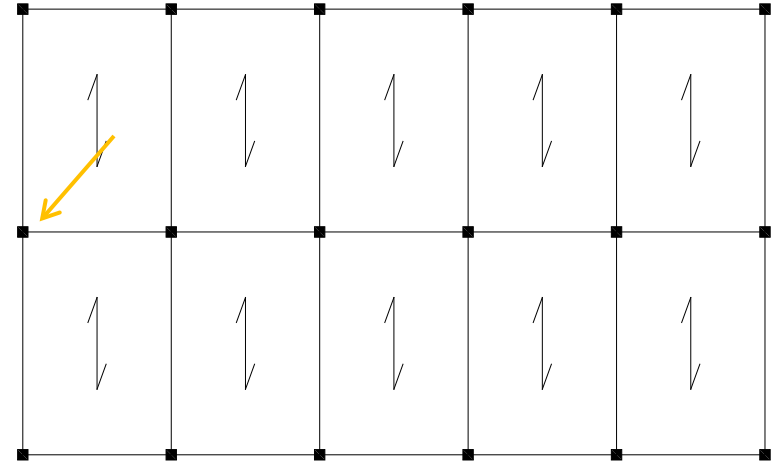
	T_1 [s]	$S_d [T_1]$	V [kN]	$\Delta\%$
$T_{1, APP}$ [s]	0.356	0.325	4'184	+85%
Mod. A	0.564	0.270	3'473	+54%
Mod. B	0.723	0.210	2'706	+20%
Mod. C	0.810	0.188	2'419	+7%
Mod. E	0.868	0.175	2'256	-

MODELLAZIONE

Confronto sollecitazioni

"Comb Sisma Y" SLV

<u>Pilastro Perimetrale</u>	Mod. C	Mod. E	$\Delta\%$
V_3 [kN]	153	134	-14%
M_2 [kN·m]	1'208	1'052	-15%



Confronto spostamenti:

	Mod. C		Mod. E		$\Delta\%$
	d_{Ee}	d_E	d_{Ee}	d_E	
<u>Sisma X</u>					
Δ_x [cm]	3.1	4.7	3.2	4.9	+4%
<u>Sisma Y</u>					
Δ_y [cm]	3.1	4.7	3.3	4.9	+4%

MODELLAZIONE

Effetti del II Ordine: Direzione X

$$\vartheta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h}$$

Comb_SismaX	P [kN]	d _{r,x} [cm]	V _X [kN]	h [cm]	θ
Mod. C	10'398	4.7	2'437	798	0.017
Mod. E	10'206	4.9	2'354	798	0.018

Effetti del II Ordine: Direzione Y

Comb_SismaY	P [kN]	d _{r,x} [cm]	V _X [kN]	h [cm]	θ
Mod. C	10'398	4.7	2'437	798	0.017
Mod. E	10'204	4.9	2'336	798	0.018

MODELLAZIONE

D.M. 2008 - §7.2.6 CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E AZIONE SISMICA

“ ... [...] ...

*Per rappresentare la **rigidezza** degli elementi strutturali si possono adottare **modelli lineari**, **che trascurano le non linearità di materiale e geometriche**, e **modelli non lineari**, che le considerano; **in ambo i casi si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili.***

*In caso non siano effettuate analisi specifiche, **la rigidezza flessionale e a taglio di elementi in muratura, cemento armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati**, tenendo debitamente conto dell'influenza della sollecitazione assiale permanente. ... [...] ...”*

MODELLAZIONE

ESEMPIO DI CALCOLO 05:

- MODELLO “F”: rigidezza Fessurata al 50% (D.M. 14/01/2008 - §7.2.6)
- MODELLO “G”: adottando i valori di riduzione “raccomandati” in Paulay T. and Priestley M.J.N. [1992] “*Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*” – John Wiley & Sons Inc., New York

Membri strutturali	Intervallo di J_r/J_i	J_r/J_i raccomandato
Travi, rettangolari	0.30 – 0.50	0.40
Travi, a T e a L	0.25 – 0.45	0.35
Colonne, $N > 0.5 f_c \times A$	0.70 – 0.90	0.80
Colonne, $N = 0.2 f_c \times A$	0.50 – 0.70	0.60
Colonne, $N = -0.05 f_c \times A$	0.30 – 0.50	0.40

MODELLAZIONE

“C”

MODO	Periodo [s]		%M _X	%M _Y
1	T ₁	0.810	0.952	0.000
2	T ₂	0.810	0.000	0.952
3	T ₃	0.733	0.000	0.000

“F”

MODO	Periodo [s]		%M _X	%M _Y
1	T ₁	1.144	0.952	0.000
2	T ₂	1.144	0.000	0.952
3	T ₃	1.035	0.000	0.000

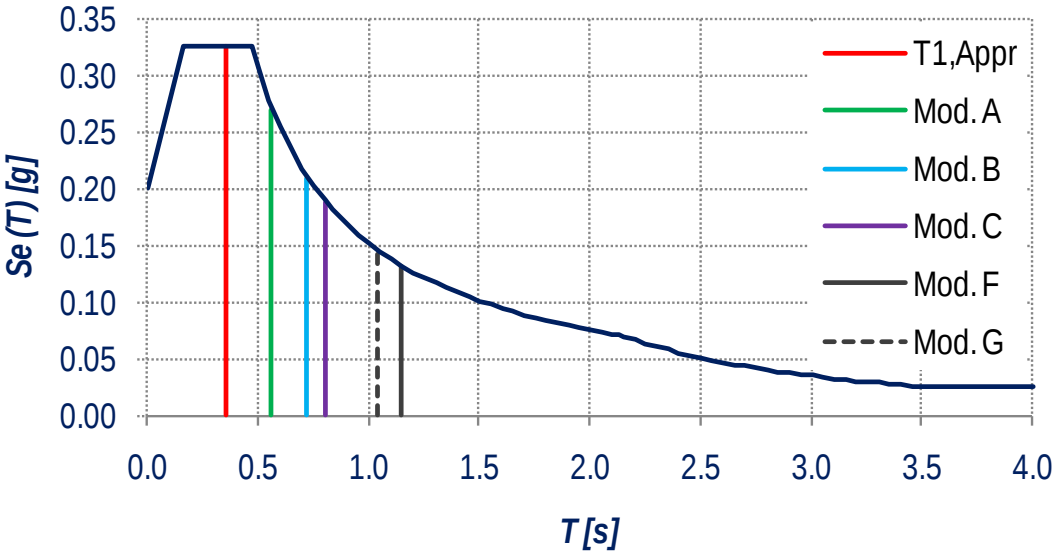
“G”

MODO	Periodo [s]		%M _X	%M _Y
1	T ₁	1.044	0.950	0.000
2	T ₂	1.044	0.000	0.950
3	T ₃	0.955	0.000	0.000

- Travi incernierate alle estremità: non influenti sul comportamento dinamico
- Modello “F”: aumento dei periodi del 41% (rispetto al modello “C”)
- Modello “G”: aumento dei periodi del 30% (rispetto al modello “C”)

MODELLAZIONE

Spettro di Progetto ($q = 1.5$): SLV



Es.: 1° Modo Y

	T_1 [s]	S_d [T_1]	V [kN]	$\Delta\%$
$T_{1, APP}$ [s]	0.356	0.325	4'184	+144%
Mod. A	0.564	0.270	3'473	+103%
Mod. B	0.723	0.210	2'706	+58%
Mod. C	0.810	0.188	2'419	+32%
Mod. F	1.144	0.133	1'712	-
Mod. G	1.044	0.146	1'876	+10%

MODELLAZIONE

Confronto spostamenti:

$$\underline{Sisma X} = \underline{Sisma Y}$$

	Mod. C		Mod. F		Mod. G	
	d_{Ee}	d_E	d_{Ee}	d_E	d_{Ee}	d_E
Δ [cm]	3.1	4.7	4.4	6.6	4.0	6.0

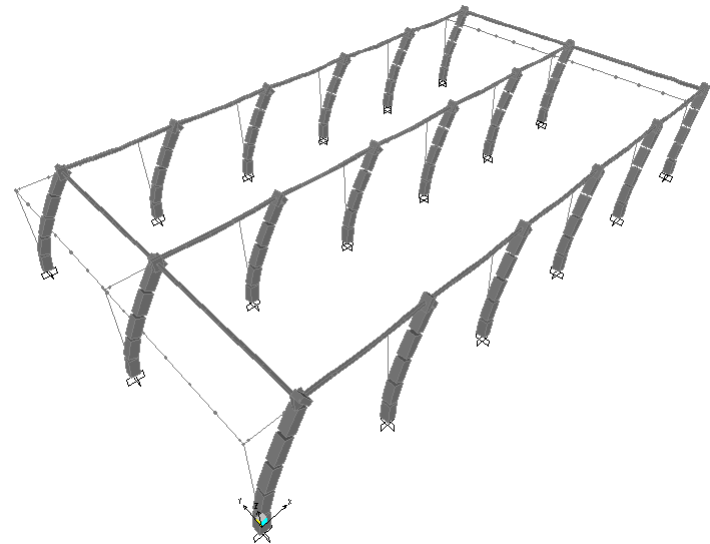
+40%

+28%

Effetti del II Ordine:

$$\vartheta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h}$$

$$\theta < 0.1$$



MODELLAZIONE

Bozza D.M. 2012/2013 - §7.2.6 CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DELL'AZIONE SISMICA

“ ... [...] ... Per rappresentare la **rigidezza** degli elementi strutturali si possono adottare **modelli lineari**, che trascurano le non linearità di materiale e geometriche, e **modelli non lineari**, che le considerano; in ambo i casi si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la **rigidezza flessionale e a taglio di elementi in muratura, cemento armato, acciaio-calcestruzzo**, può essere ridotta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dell'influenza della sollecitazione assiale permanente. ... [...] ...” **COME D.M. 2008**

“Nel valutare la domanda, nel rispetto dei criteri di modellazione riportati al § 7.2.6, si possono adottare i valori riportati nella tabella seguente:

Tipo di elemento	Stati Limite Ultimi	Stati Limite di Esercizio		
		q = 1,25	q = 3	q = 6
Travi				
Rettangolari	0,40 I _g	I _g	0,70 I _g	0,40 I _g
Travi a T e a L	0,35 I _g	I _g	0,60 I _g	0,35 I _g
Pilastri				
N _{Ed} /A _g f _{cd} > 0,5	0,80 I _g	I _g	1,00 I _g	1,00 I _g
N _{Ed} /A _g f _{cd} <= 0,5	0,40 I _g	I _g	0,70 I _g	0,45 I _g
Pareti				
N _{Ed} /A _g f _{cd} > 0,2	0,45 I _g	I _g	0,70 I _g	0,45 I _g
N _{Ed} /A _g f _{cd} <= 0,2	0,30 I _g	I _g	0,50 I _g	0,30 I _g
Non fessurate	0,80 I _g	I _g	0,90 I _g	0,80 I _g
Travi di accoppiamento con armatura diagonale				
Flessione	0,60 I _g	I _g	0,75 I _g	
Rigidezza a taglio	A _{taglio}	1,5 A _{taglio,SLU}	1,25 A _{taglio,SLU}	

MODELLAZIONE

Bozza D.M. 2012/2013 - §7.2.6 CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DELL'AZIONE SISMICA

Tab. 7.2.III -

Tipo di elemento	Stati Limite Ultimi	Stati Limite di Esercizio		
		q = 1,25	q = 3	q = 6
Travi				
Rettangolari	0,40 I _g	I _g	0,70 I _g	0,40 I _g
Travi a T e a L	0,35 I _g	I _g	0,60 I _g	0,35 I _g
Pilastri				
N _{Ed} /A _g f _{cd} > 0,5	0,80 I _g	I _g	1,00 I _g	1,00 I _g
N _{Ed} /A _g f _{cd} ≤ 0,5	0,40 I _g	I _g	0,70 I _g	0,45 I _g
Pareti				
N _{Ed} /A _g f _{cd} > 0,2	0,45 I _g	I _g	0,70 I _g	0,45 I _g
N _{Ed} /A _g f _{cd} ≤ 0,2	0,30 I _g	I _g	0,50 I _g	0,30 I _g
Non fessurate	0,80 I _g	I _g	0,90 I _g	0,80 I _g
Travi di accoppiamento con armatura diagonale				
Flessione	0,60 I _g	I _g	0,75 I _g	
Rigidezza a taglio	A _{taglio}	1,5 A _{taglio,SLU}	1,25 A _{taglio,SLU}	

- Valori riduzione rigidezza
proposti < 50%

Membri strutturali	J _r /J _i raccomandato
Travi, rettangolari	0.40
Travi, a T e a L	0.35
Colonne, N > 0.5 f _c ×A	0.80
Colonne, N = 0.2 f _c ×A	0.60
Colonne, N = -0.05 f _c ×A	0.40

VERIFICHE *SLD*

D.M. 2008 - §7.3.7.2 Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali

“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.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall’analisi in presenza dell’azione sismica di progetto relativa allo SLD (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai limiti indicati nel seguito:

- a) per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa $d_r < 0,005 h$
- b) **per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura: $d_r \leq d_{rp} \leq 0,01 h$**
- c) ... [...] ...”

VERIFICHE SLD

D.M. 2008 - §7.3.7.2 Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali

” ... [...] ...

b) per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura: $d_r \leq d_{rp} \leq 0,01 h$

... [...] ...

dove:

d_r è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo i §§ 7.3.3 o 7.3.4, h è l'altezza del piano.

... [...] ...

Qualora gli spostamenti di interpiano siano superiori a $0,005 h$ (**caso b**) le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutti i tamponamenti, alle tramezzature interne ed agli impianti. ... [...] ...

VERIFICHE SLD

- Mod. A: “Telaio in c.a.” - travi incastrate – Quota 7.40 m
- Mod. B: “Telaio in c.a.” - travi incernierate – Quota 7.40 m
- Mod. C: “Telaio in c.a.” - travi incernierate – Quota 7.98 m
- Mod. D: “Nodo rigido” - travi incernierate – Quota 7.98 m
- Mod. E: “Tegoli Copertura” - travi incernierate – Quota 7.98 m
- Mod. F: “Rigidezza ridotta al 50%” - travi incernierate – Quota 7.98 m
- Mod. G: “Rigidezza ridotta Priestley” - travi incernierate – Quota 7.98 m

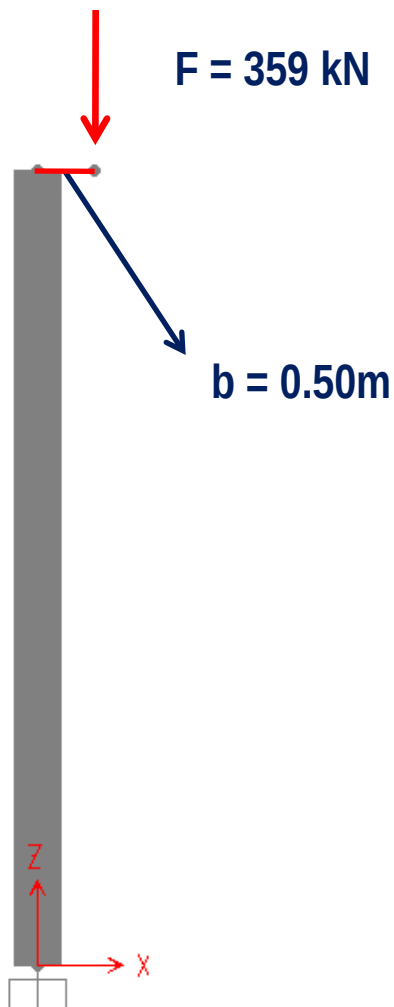
	$d_{r,x}$ [cm]	$d_{r,y}$ [cm]
Mod. A	0.94	1.39
Mod. B	1.75	1.75
Mod. C	1.97	1.97
Mod. D	1.94	1.94
Mod. E	2.04	2.10
Mod. F	2.79	2.79
Mod. G	2.55	2.55

- In tutti i casi $d_r < 0.005 \cdot h$

EFFETTI DEL II ORDINE

MODELLAZIONE

EFFETTI DEL II ORDINE:



Pil 70x70

	$\Delta_x [\text{mm}]$	$M [\text{kN}\cdot\text{m}]$
Analisi I Ordine	6.06	179.5
Analisi II Ordine	6.12	181.7

+1% circa

Pil 40x40

	$\Delta_x [\text{mm}]$	$M [\text{kN}\cdot\text{m}]$
Analisi I Ordine	56.8	179.5
Analisi II Ordine	62.8	202.0

Momento flettente alla base : +13%

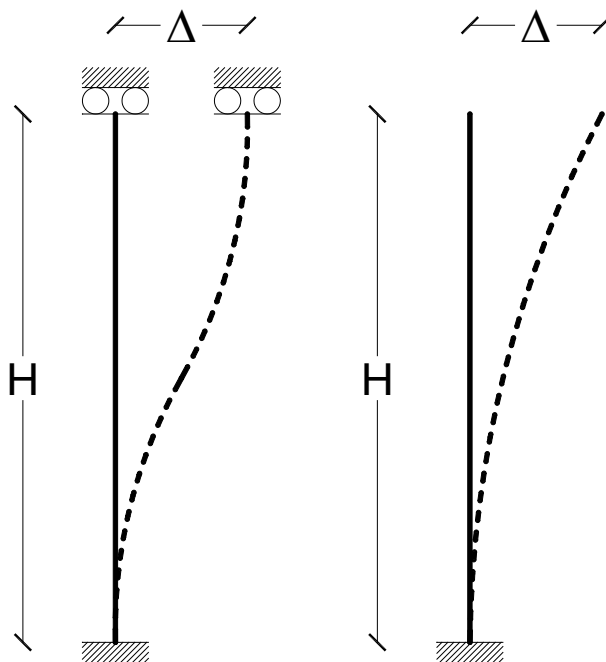
Spostamento in sommità: +11%

“Zona critica”

§ 7.4.6.1 Limitazioni geometriche

§ 7.4.6.1.2 Pilastri

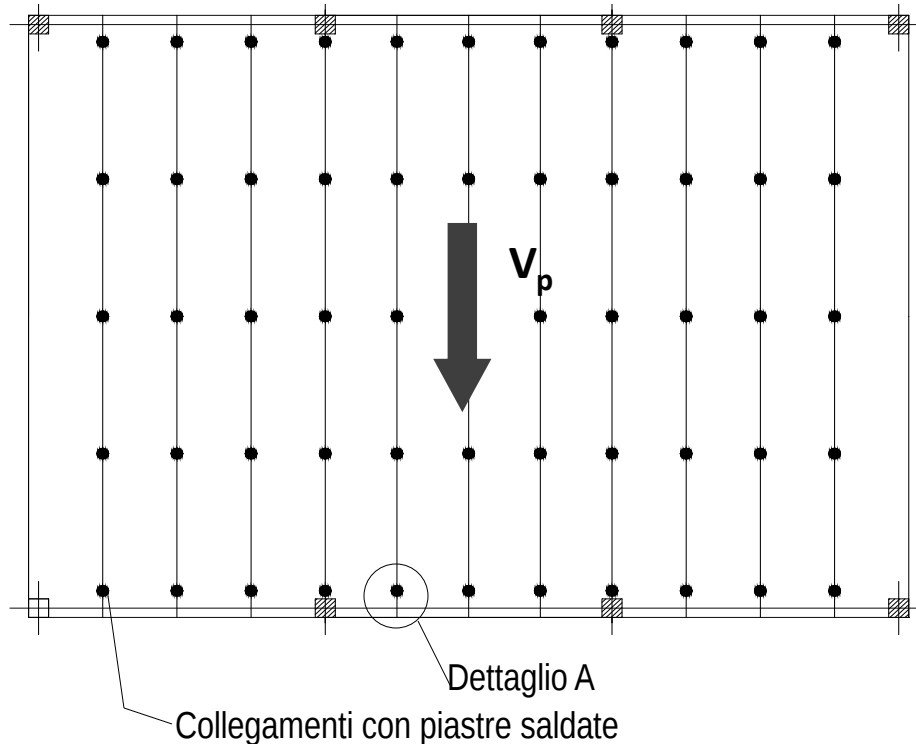
” ... [...] ... In assenza di analisi più accurate si può assumere che la lunghezza della zona critica sia la maggiore tra: l'altezza della sezione, **1/6 dell'altezza libera del pilastro**, 45 cm, l'altezza libera del pilastro se questa è inferiore a 3 volte l'altezza della sezione.”



I due schemi statici presentano luce libera di inflessione diversa.

COLLEGAMENTI

COLLEGAMENTO TEGOLI DI COPERTURA: esempio di calcolo



§7.3.6.1 Verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza

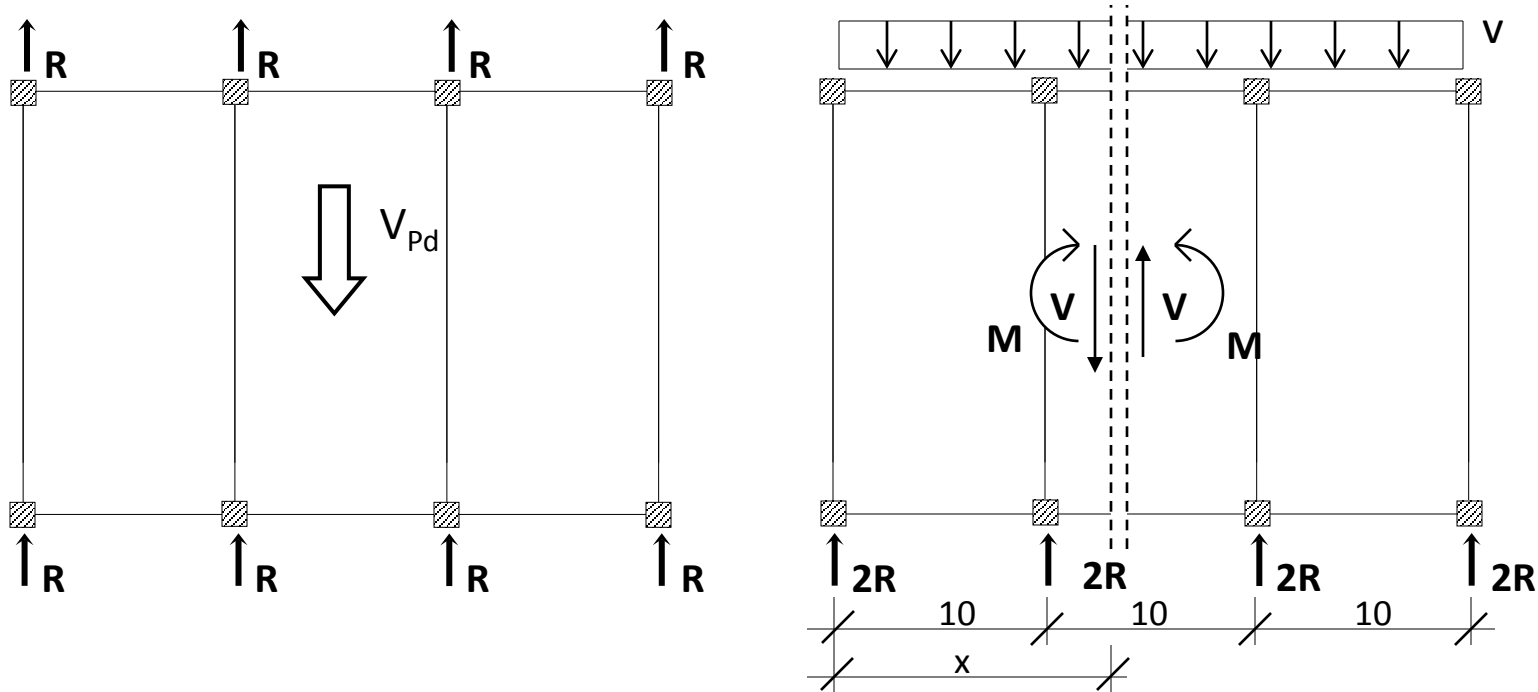
” ... [...] ... In particolare gli orizzontamenti devono essere in grado di trasmettere le forze ottenute dall'analisi, aumentate del 30 %. ... [...] ... “

Forza orizzontale di piano ottenuta dall'analisi: $V_p = 985 \text{ kN}$

Forza orizzontale di piano di progetto: $V_{pd} = 1.30 \cdot 985 = 1'280 \text{ kN}$

PROGETTAZIONE

Piano rigido sottoposto alla forza di piano V_{Pd} e alle reazioni R (tagli) dei pilastri.

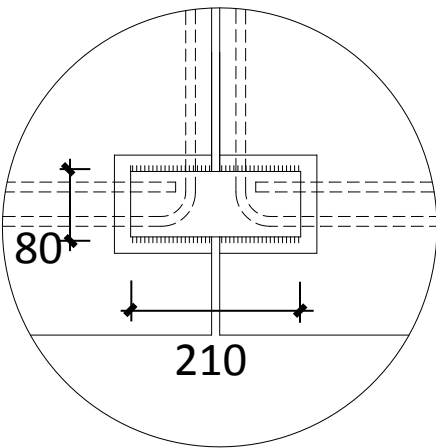
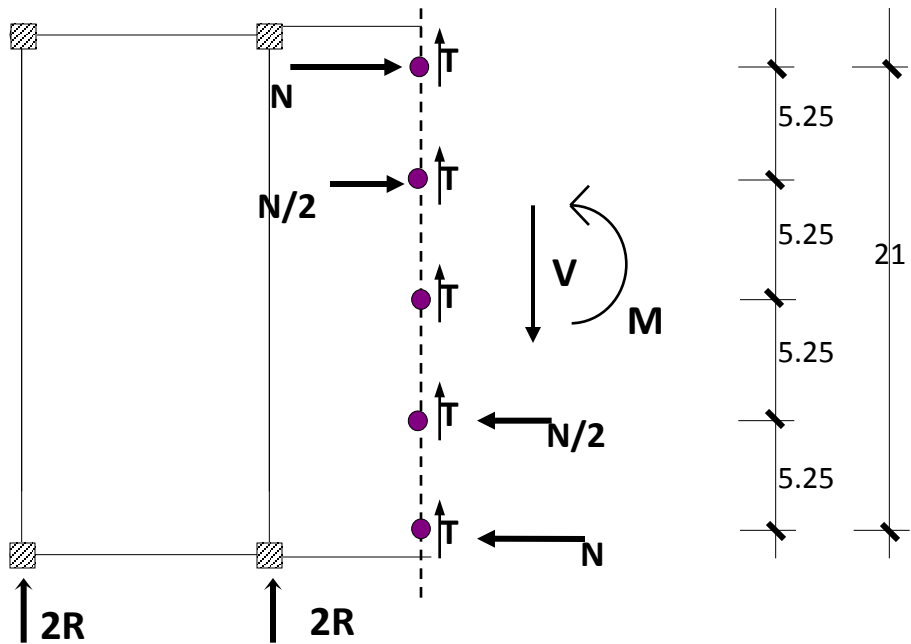


$$R = \frac{V_{Pd}}{8} = 160 \text{ kN}$$

$$v = \frac{V_{Pd}}{30} = 42.7 \text{ kN/m}$$

	V (kN)	M (kNm)
x=0	$2 \cdot R = 320$	0
x=10	$4 \cdot R - v \cdot 10 = 213$	$2 \cdot R \cdot 10 - v \cdot 10^2 / 2 = 1067$
x=15	$4 \cdot R - v \cdot 15 = 0$	$2 \cdot R \cdot (15 + 5) - v \cdot 15^2 / 2 = 1600$

PROGETTAZIONE



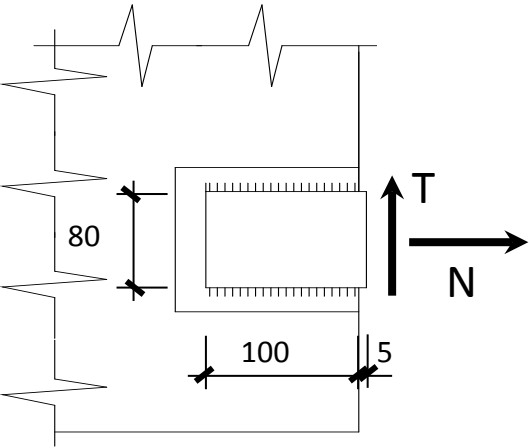
Dettaglio A

Forze sui collegamenti:

$$T = \frac{V}{5}$$

$$M = N \cdot 5.25 \cdot 2 \cdot 2 + (N/2) \cdot 5.25 \cdot 2 \Rightarrow N = \frac{M}{26.25}$$

	T (kN)	N (kN)
x=0	64.0	0.0
x=10	42.6	40.6
x=15	0.0	61.0



PROGETTAZIONE

Piatto 210 x 80 x 8 (Fe 430 – S275)

	$\sigma = \frac{N}{80 \cdot 8}$ (N/mm ²)	$\tau = \frac{T}{80 \cdot 8}$ (N/mm ²)	$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$ (N/mm ²)
x=0	0.0	100.0	173.0
x=10	63.4	66.5	131.5
x=15	95.3	0.0	95.3

< f_d = 275 N/mm²

Saldatura



6 x 6

a = 6 cos(45°) = 4.24 mm

	$\tau_{\perp} = \frac{T}{2 \cdot l_s \cdot a} = \frac{T}{2 \cdot 80 \cdot 4.24}$ (N/mm ²)	$\tau_{//} = \frac{N}{2 \cdot l_s \cdot a} + \frac{T \cdot e}{l_s \cdot a \cdot h}$ (N/mm ²)	$\sigma \leq \frac{f_{tk}}{\beta \cdot \gamma_{M2}}$ (N/mm ²)
x=0	94.3	0+223.8=223.8	398.9
x=10	62.8	59.8 + 149.1 = 208.9	365.6
x=15	0.0	89.9 + 0 = 89.9	155.7

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)]^{0.5} \leq f_{tk} / (\beta \gamma_{M2}), \quad (4.2.75) \quad = 404.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta = 0,85 \quad \gamma_{M2} = 1,25$$

VALUTAZIONE SISMICA ed INTERVENTI

Documenti di riferimento:

➤ **LINEE GUIDA C.S.L.P:**

“Valutazione della vulnerabilità e interventi per le costruzioni ad uso produttivo in zona sismica”

➤ **Gruppo di Lavoro Agibilità Sismica dei Capannoni Industriali (Protezione Civile, RELUIS, CNI, ASSOCONCRETO) :**

“Linee di indirizzo per interventi locali e globali su edifici industriali monopiano non progettati con criteri antisismici”

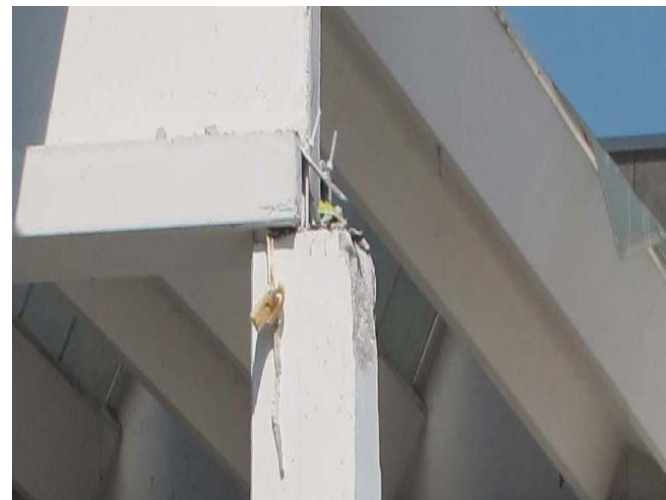
ultima versione: 12 novembre 2012

COLLEGAMENTO TRAVE - PILASTRO



Collegamento per attrito

Forcella poco armata

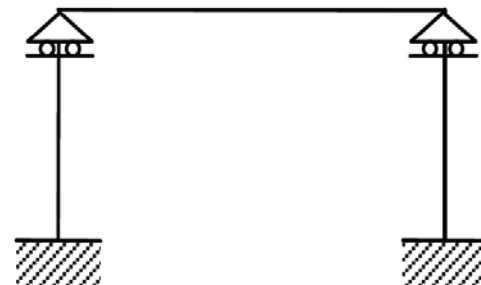


Collegamento insufficiente

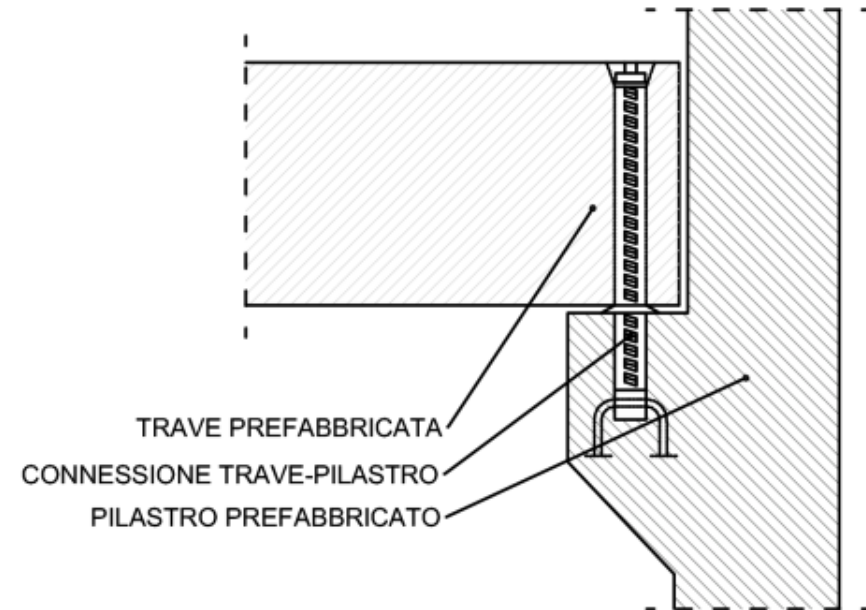
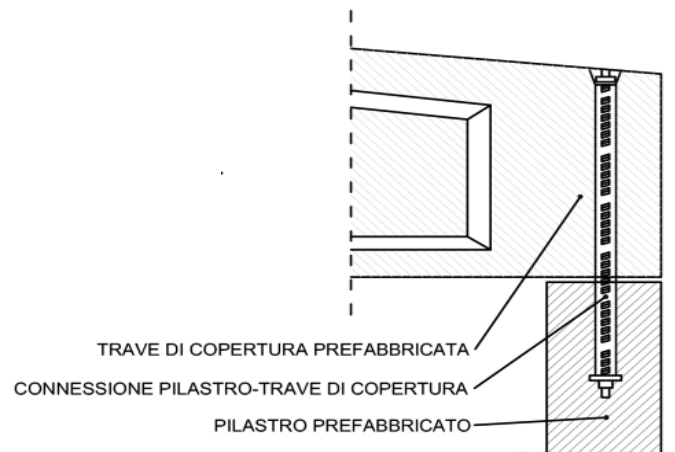


COLLEGAMENTO TRAVE - PILASTRO

Perdita di appoggio

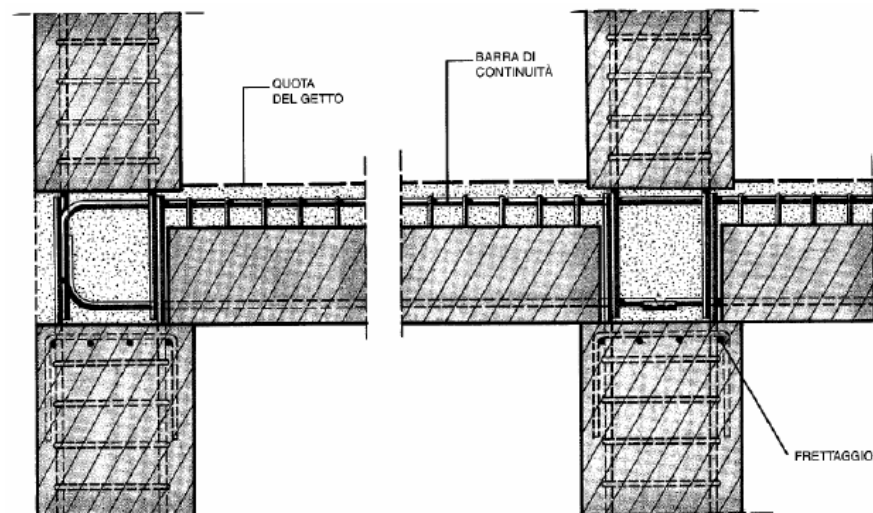


COLLEGAMENTO TRAVE - PILASTRO: “spinotti”

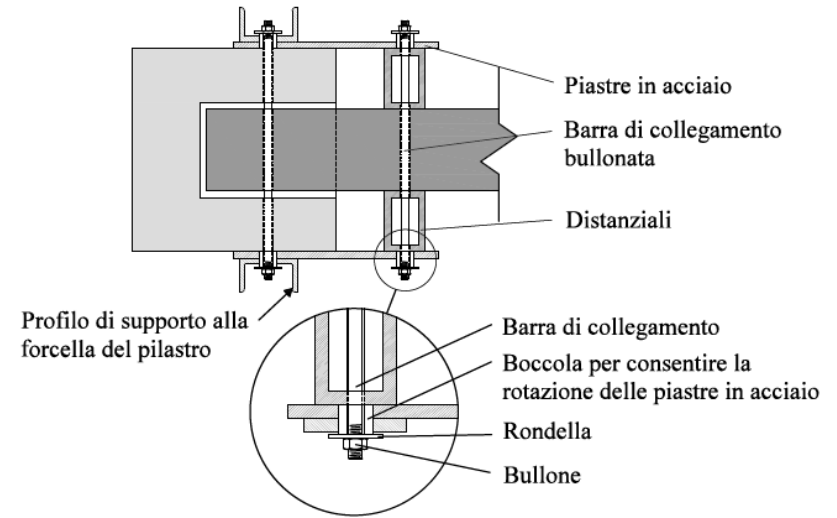
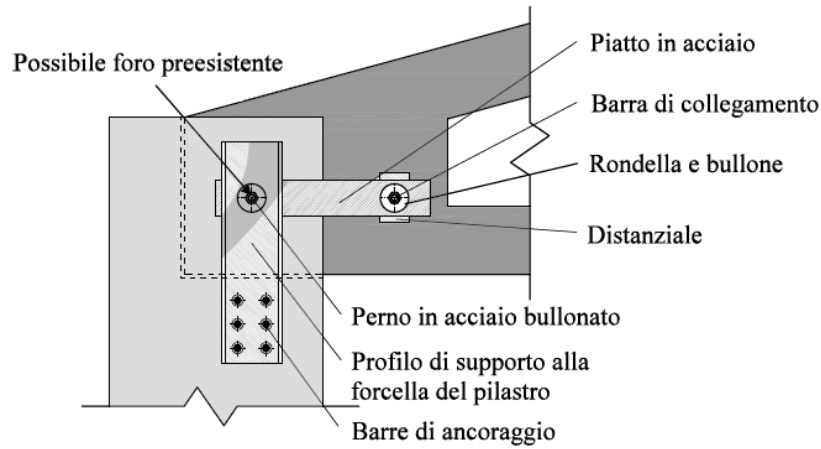


COLLEGAMENTI

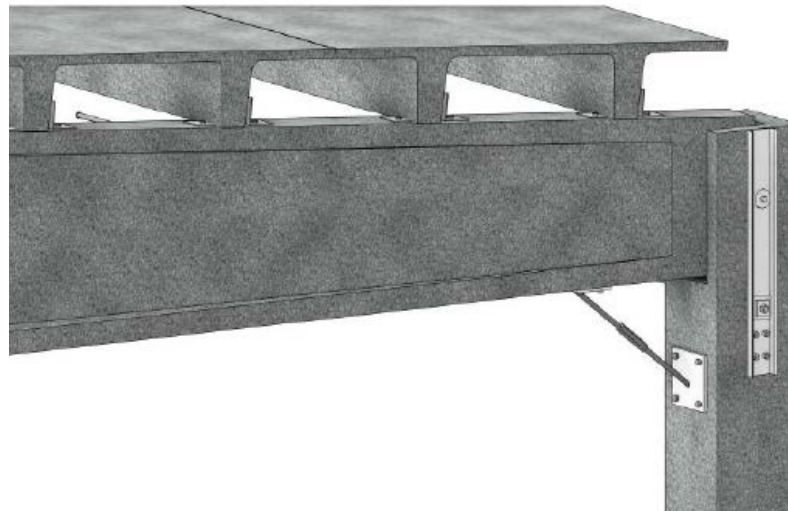
COLLEGAMENTO TRAVE - PILASTRO: “giunto umido”



COLLEGAMENTO TRAVE - PILASTRO: “*interventi a secco*”

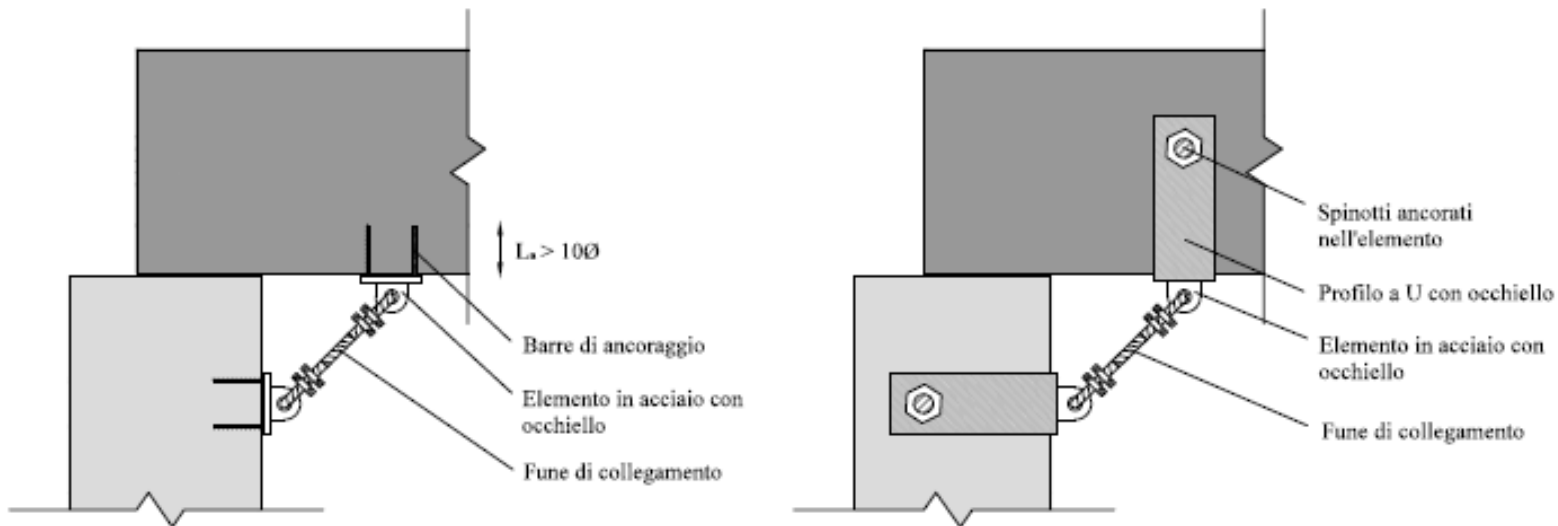


Piastre di collegamento in acciaio

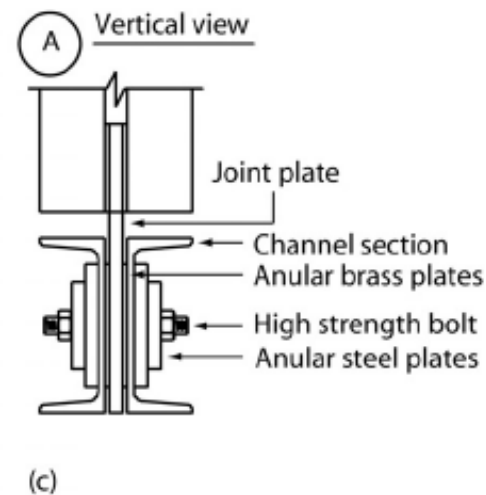
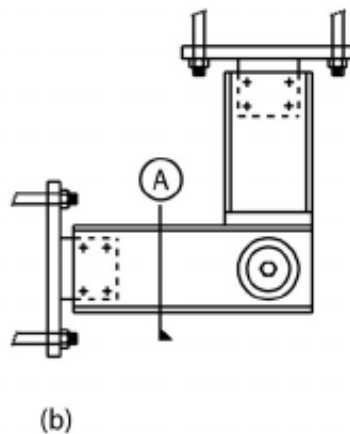
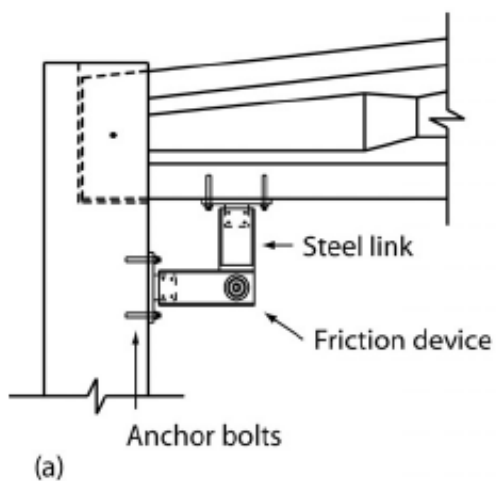


COLLEGAMENTI

COLLEGAMENTO TRAVE - PILASTRO: “*interventi a secco*”



Cavi in acciaio



Dissipazione per attrito

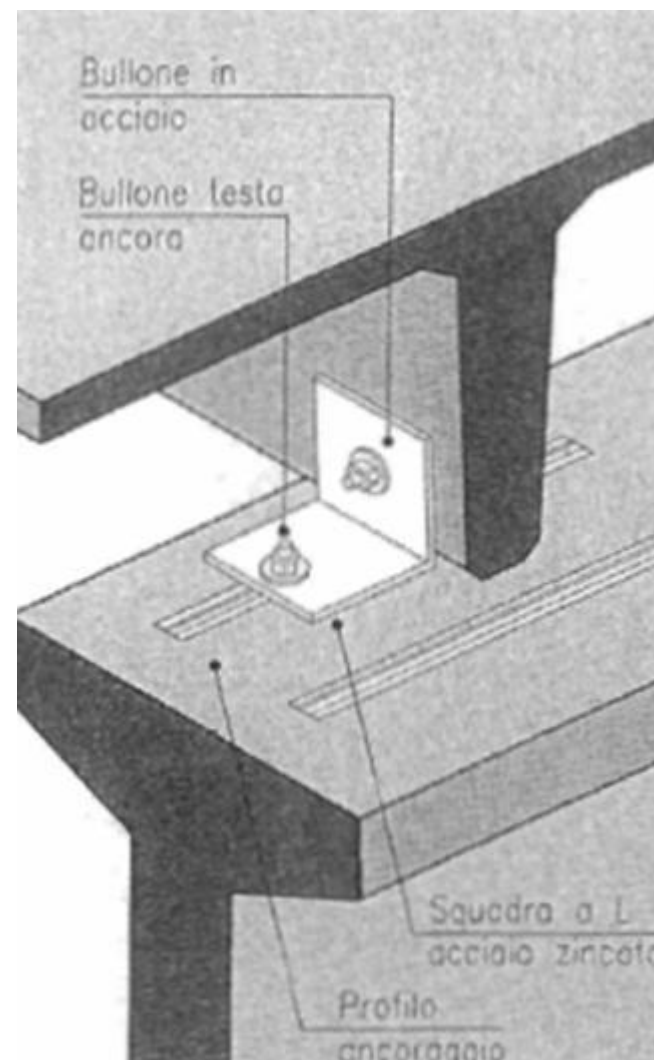
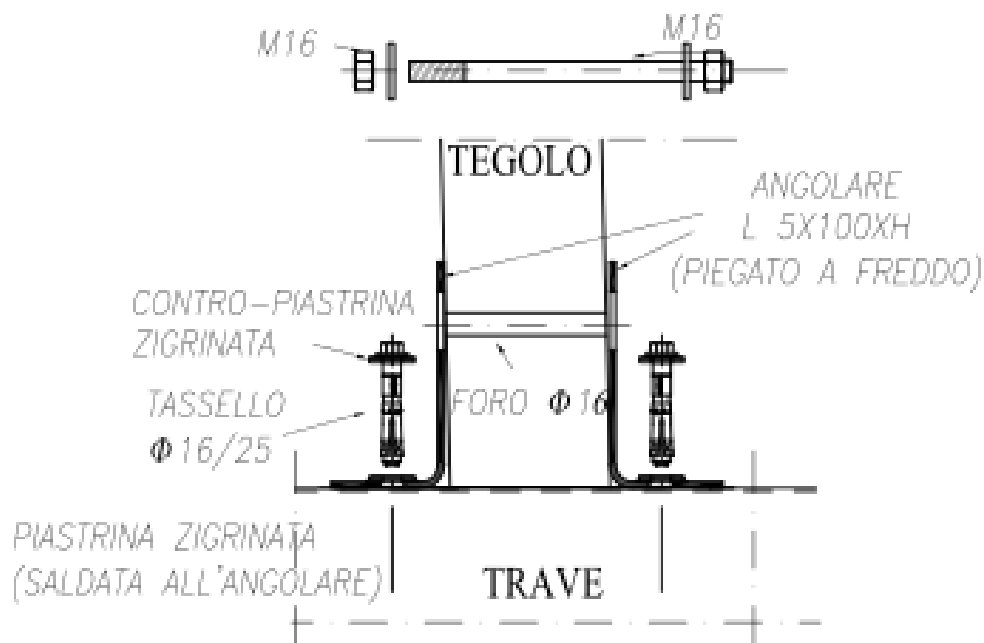
COLLEGAMENTI

COLLEGAMENTO TRAVE - TEGOLI COPERTURA



COLLEGAMENTO TRAVE - TEGOLI COPERTURA

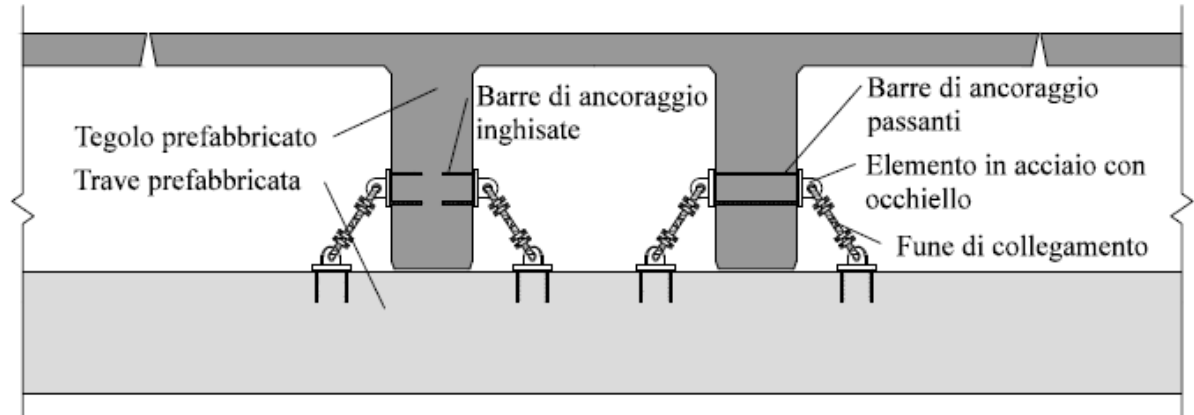
Squadrette in acciaio



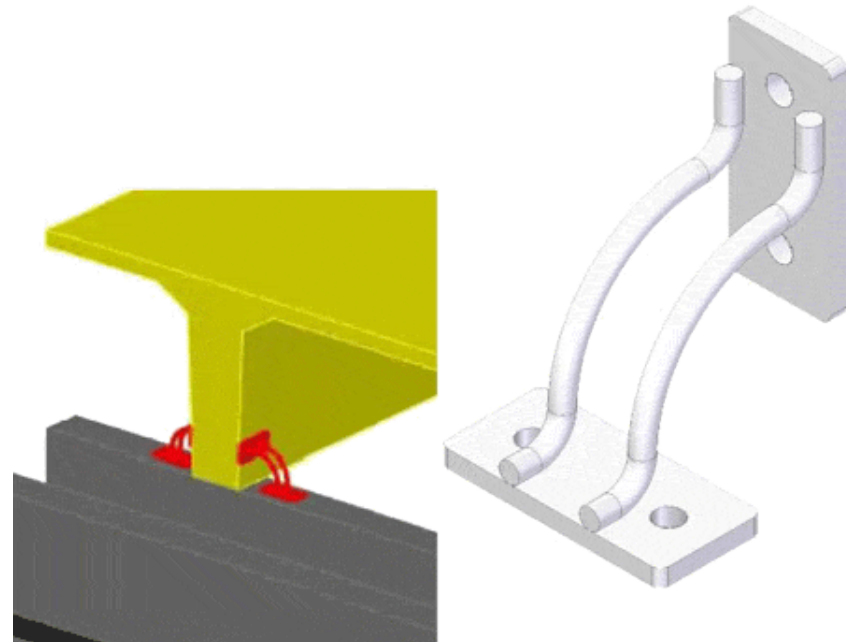
COLLEGAMENTI

COLLEGAMENTO TRAVE - TEGOLI COPERTURA

Cavi in acciaio



Dissipatore





***Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale
Università degli Studi di Firenze***



***Corso di aggiornamento professionale
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Prato***

Protezione Sismica degli Edifici a Destinazione Produttiva del Distretto Pratese

Grazie per l'attenzione

Prato, Palazzo dell'Industria

26 Novembre 2012

Prof. Ing. Andrea Vignoli

***Ordinario di Scienza delle Costruzioni
docente di:***

Dinamica delle strutture e Ingegneria sismica