

Spettri di progetto

In questo esempio saranno confrontati gli spettri di progetto in accelerazione delle componenti orizzontali calcolati con Jasp con quelli calcolati con il software "Azioni sismiche - Spettri di risposta ver. 1.03" distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici http://www.cslp.it/cslp/index.php?option=com_content&task=view&id=75&Itemid=1



La struttura in oggetto (Jasp vers \geq 2.95) è ipotizzata situata nel comune di Formia, via degli Orti, Latitudine, 41.25657° , Longitudine 13.663929°

La struttura ha 2 piani ed è intelaiata in c.a. I telai hanno 2 campate nella direzione x ed 1 campata nella direzione y

Dati della struttura	
Provincia	Latina
Comune	Formia
Latitudine	41.25657°
Longitudine	13.663929°
Vita nominale	50 anni
Classe uso	II Affollamento normale
Periodo di riferimento	50 anni
Risposta locale sisma	
Categoria Sottosuolo	C 180m/s < Vs,30 < 360 m/s
Categoria topografica	Pianeggiante
Fattore di struttura	
Duttilità	B Bassa
Regolarità altezza	SI
Regolarità piante	SI
Tipologia Dir X	Telai più piani e più campate
Tipologia Dir Y	Telai più piani e una campata
Fattore di struttura qx	3.9
Fattore di struttura qy	3.6

Come si vede dalle figure i parametri ag/g , F_o e T_c^* calcolati dai due software coincidono.

Parametri ag, F_o, T_c^*				
Pvr[%]	Tr	ag/g	F_o	$T_c^*[s]$
SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_3 [g]	F_o [-]	T_c^* [s]

Parametri a_g, F_o, T_c^*							
	Pvr[%]	Tr		a_g/g	F_o	$T_c^* [s]$	
SLO	<input type="checkbox"/>	81	30	<input type="checkbox"/>	0.037	2.5	0.27
SLD	<input type="checkbox"/>	63	50	<input type="checkbox"/>	0.044	2.51	0.308
SLV	<input type="checkbox"/>	10	475	<input type="checkbox"/>	0.087	2.73	0.455
SLC	<input type="checkbox"/>	5	975	<input type="checkbox"/>	0.107	2.78	0.53

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	30	0.036	2.504	0.271
SLD	50	0.043	2.513	0.307
SLV	475	0.086	2.729	0.455
SLC	975	0.105	2.776	0.530

Sono di seguito riportati gli spettri calcolati per lo SLV per la direzione x ($q=3.9$) e gli spettri per lo SLD ($q=1.5$)

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato: **SLV** info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: **C** info
 Categoria topografica: **T1** info
 $S_B = 1.500$ $C_D = 1.362$ info
 $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) **5** $\eta = 1.000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_o **3.9** Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q **1.5** $\eta = 0.667$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

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

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato: **SLD** info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: **C** info
 Categoria topografica: **T1** info
 $S_B = 1.500$ $C_D = 1.551$ info
 $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) **5** $\eta = 1.000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_o **3.9** Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q **1.5** $\eta = 0.667$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

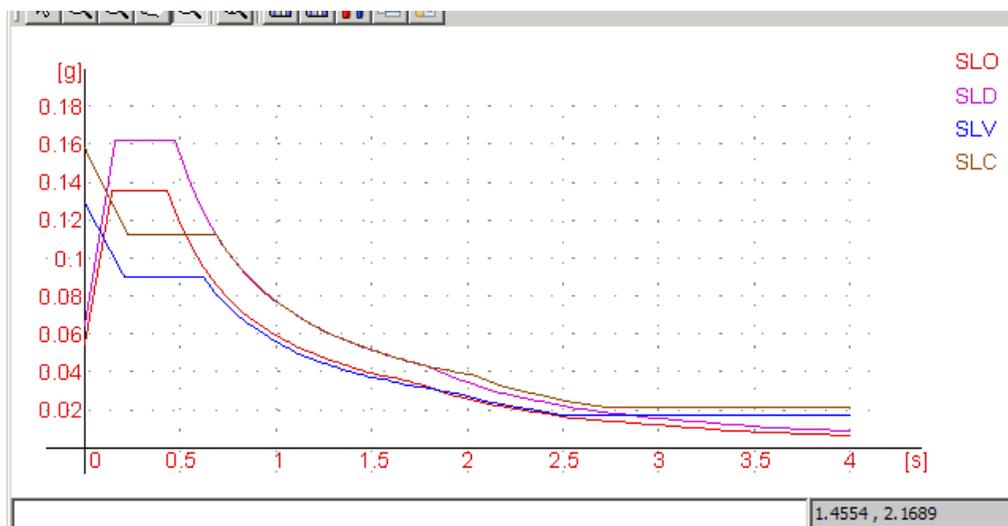
Spettri di risposta

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

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

Spettri direzione X di progetto

[g] SLO
 0.18 SLD



Gli spettri calcolati con i due software coincidono.

Calcolo dell'accelerazione orizzontale equivalente

Il calcolo dell'accelerazione orizzontale equivalente per l'analisi lineare statica è fatto secondo il §7.3.3.2 delle NTC08. Gli spettri sono calcolati come indicato nel §3.2.3 delle NTC08.

Altezza edificio = $H = 7\text{m}$

$$T_1 = C_1 \cdot H^{(0.75)} = 0,075 \cdot 7^{(0.75)} = 0,323 \text{ s}$$

Stato Limite della Vita:

$$a_g = 0.087 \text{ g}$$

$$F_o = 2.73$$

$$S_s = 1.50$$

$$T_c^* = 0.455\text{s}$$

$$C_c = 1.05 \cdot (T_c^*)^{(-0.33)} = 1.36$$

$$T_c = C_c \cdot T_c^* = 0.6188\text{s}$$

$$T_b = T_c / 3 = 0.207\text{s}$$

$$S = S_s \cdot S_t = 1.559$$

$$\text{Dir } x = \text{Sve } (T) = a_g \cdot S \cdot F_o / 3.9 = 0.087 \cdot 1.5 \cdot 2.73 / 3.9 = 0.091\text{g}$$

$$\text{Dir } y = \text{Sve } (T) = a_g \cdot S \cdot F_o / 3.9 = 0.087 \cdot 1.5 \cdot 2.73 / 3.6 = 0.099\text{g}$$

Stato Limite del Danno:

$$a_g = 0.044 \text{ g}$$

$$F_o = 2.51$$

$$S_s = 1.50$$

$$T_c^* = 0.308\text{s}$$

$$C_c = 1.05 \cdot (T_c^*)^{(-0.33)} = 1.55$$

$$T_c = C_c \cdot T_c^* = 0.4774\text{s}$$

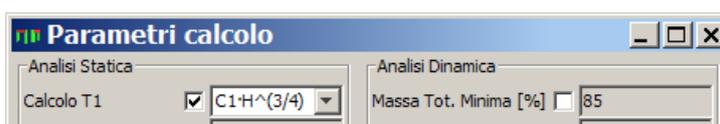
$$T_b = T_c / 3 = 0.159\text{s}$$

$$S_t = 1$$

$$S = S_s \cdot S_t = 1.50$$

$$\text{Dir } x = \text{Sve } (T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o / 3.9 = 0.044 \cdot 1.5 \cdot 1 \cdot 2.51 = 0.165\text{g}$$

I risultati calcolati coincidono con quelli proposti da Jasp



Parametri calcolo

Analisi Statica

Calcolo T1 C1-H^(3/4)

Periodo X: [s] 0.32276

Periodo Y: [s] 0.32276

Orizzontamenti: 2

Acc X SLV [g] 0.090066

Acc Y SLV [g] 0.097571

Acc Z SLV [g] 0.061731

Acc X SLD $\eta=2/3$ [g] 0.10778

Acc Y SLD $\eta=2/3$ [g] 0.10778

Acc Z SLD $\eta=2/3$ [g] 0.020089

Acc X SLD $\eta=1$ [g] 0.16167

Acc Y SLD $\eta=1$ [g] 0.16167

Acc Z SLD $\eta=1$ [g] 0.030133

Acc X SLO [g] 0.13508

Acc Y SLO [g] 0.13508

Acc Z SLO [g] 0.023051

Analisi Dinamica

Massa Tot. Minima [%] 85

Massa Tot. Stop [%] 95

Massa Min Modo [%] 5

Dim. Sottospazio 40

Num. max. Modi 36

Num. max. Interaz. 100

Errore relativo λ 1E-10

Amplificazione per effetto P- Δ Sisma

Amplif. Sisma X

Amplif. Sisma Y

Amplificazione per effetto P- Δ Vento

Amplif. Vento X

Amplif. Vento Y

Solutore

Metodo risolutivo

Ok chiudi

Capacità portante e scorrimento

Capacità portante

La verifica per carico limite dell'insieme fondazione-terreno è effettuato secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3) con i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

$$\gamma_{G1} = 1,3; \quad \gamma_{G2} = 1,5; \quad \gamma_{Qi} = 1,5; \quad \gamma_R = 2,3; \quad \gamma_M = 1,0;$$

La verifica della capacità portante viene fatta come indicato nell'appendice D dell'EC7-1-2005 secondo il procedimento di seguito riportato.

Simboli utilizzati

q = pressione litostatica totale di progetto agente sul piano di posa della fondazione;

q' = pressione litostatica efficace di progetto agente sul piano di posa della fondazione;

B' = larghezza efficace di progetto della fondazione;

L' = lunghezza efficace di progetto della fondazione;

$A' = B' \cdot L'$ = area della fondazione efficace di progetto (per le travi: $A' = B' \cdot 1m$);

$B'/L' \leq 1$ (per le travi: $B'/L' = 0$);

D = profondità del piano di posa

γ' = peso di volume efficace di progetto del terreno al di sotto del piano di posa della fondazione

V = carico verticale

H = carico orizzontale

θ = angolo che H forma con la direzione L'

R = Resistenza totale fondazione

c_u = Resistenza a taglio non drenata

c' = Coesione intercetta in termini di tensioni efficaci

φ' = Angolo di resistenza a taglio in termini di tensioni efficaci

φ'_{cv} = angolo di resistenza a taglio allo stato critico

Condizioni non drenate

Il carico limite di progetto si calcola con la formula:

$$R/A' = \sigma_c \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c + \sigma_q$$

dove:

$$\sigma_c = (2 + \pi)$$

$$\sigma_q = q$$

$$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$$

$$i_c = \frac{1}{2} + \frac{1}{2} [1 - H/(A' \cdot c_u)]^{0,5} \text{ con } H \leq A' \cdot c_u$$

$$d_c = 1 + 0,4 \operatorname{atg}(D/B')$$

dove il coefficiente di profondità d_c è calcolato come indicato da Meyerof (1951), Skempton (1951) e Hansen 1961 ([1] §8.17.2 pag 437; [2] §4.2 pag 117)

Nel caso di suoli con più strati, la resistenza portante è calcolata utilizzando i parametri dello strato meno resistente. La ricerca dello strato meno resistente viene fatta tenendo presente il meccanismo di collasso non drenato interessa un zona con profondità $0,707 B$ ([1] §8.13.1 pag 412, fig.8.51).

Condizioni drenate

Il carico limite di progetto è calcolato con la formula:

$$R/A' = \sigma_c \cdot N_c \cdot d_c \cdot s_c \cdot i_c + \sigma_q \cdot N_q \cdot d_q \cdot s_q \cdot i_q + \sigma_\gamma \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

con:

$$\sigma_c = c'$$

$$\sigma_q = q'$$

$$\sigma_\gamma = 0,5 \gamma' B'$$

e con i valori di progetto dei fattori adimensionali per

- la resistenza portante:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2(45^\circ + \varphi'/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \varphi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \operatorname{tg} \varphi'$$

- la forma della fondazione:

$$N\gamma = 2(Nq - 1) \operatorname{tg} \varphi'$$

- la forma della fondazione:

$$s_q = 1 + (B'/L') \operatorname{sen} \varphi'$$

$$s_c = (s_q \cdot Nq - 1) / (Nq - 1)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L')$$

- la profondità della fondazione (Hansen 1970, Vesic 1973) ([1] §8.17.1 pag 435; [2] §4.2 pag 117)

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \operatorname{atg}(D/B')$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (Nc \cdot \operatorname{tg} \varphi')$$

$$d_\gamma = 1$$

- l'inclinazione del carico, dovuta ad un carico orizzontale H che forma un angolo θ con la direzione di L',

$$i_q = [1 - H / (V + A'c' \cot \varphi')]^m;$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (Nc \cdot \tan \varphi');$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi')]^{m+1};$$

dove:

$$m = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$

$$m_B = [2 + (B'/L')] / [1 + (B'/L')]$$

$$m_L = [2 \cdot B'/L' + 1] / [1 + (B'/L')]$$

Nel caso di suoli con più strati, la resistenza portante è calcolata utilizzando i parametri dello strato meno resistente. La ricerca dello strato meno resistente viene tenendo presente che il meccanismo di collasso drenato interessa una zona con profondità $z = B \sin \psi \exp(\psi \operatorname{tg} \varphi')$ con $\psi = 45^\circ + \varphi'/2$ ([1] §8.13.1 pag 430, fig.8.59).

Verifica sismica SLV

Gli effetti sismici sono tenuti in conto come indicato nei §7.11.5.3 NTC08 e §C7.11.5.3 CNTC08.

In particolare l'effetto inerziale è portato in conto nel calcolo delle forze orizzontali H trasmesse dalla fondazione al terreno ed impiegando le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa.

L'effetto cinematico, che modifica il solo coefficiente $N\gamma$, è tenuto in conto con l'introduzione di una forza orizzontale aggiuntiva $H_k = k_{vk} \cdot V$, con k_{vk} calcolato come indicato nel §7.11.3.5.2 NTC08

Scorrimento

La verifica per scorrimento sul piano di posa è effettuato secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3) con i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

$$\gamma_{G1} = 1,0; \quad \gamma_{G2} = 1,0; \quad \gamma_{Qi} = 1,0; \quad \gamma_R = 1,1; \quad \gamma_M = 1,0$$

Il calcolo della resistenza allo scorrimento è fatto come indicato nel §6.5.3 EC7-1:2005 ([4] §3.3.2 pag 96; [3] §2.5 pag 41)

La verifica a scorrimento in condizione drenate è fatta con la relazione:

$$H \leq R_d$$

Dove,

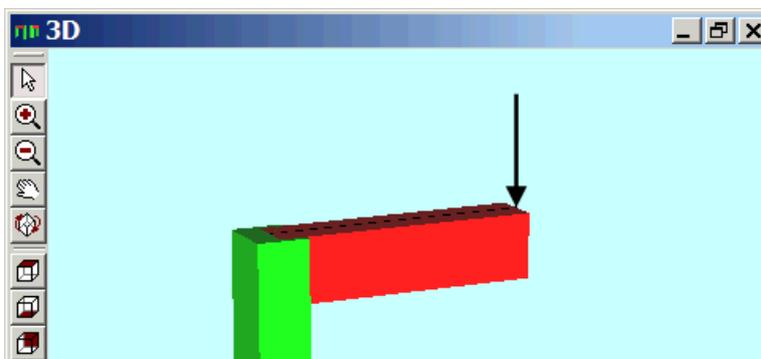
$$\text{in condizioni drenate: } R_d = V \cdot \operatorname{tg} \varphi'_{cv} / \gamma_R$$

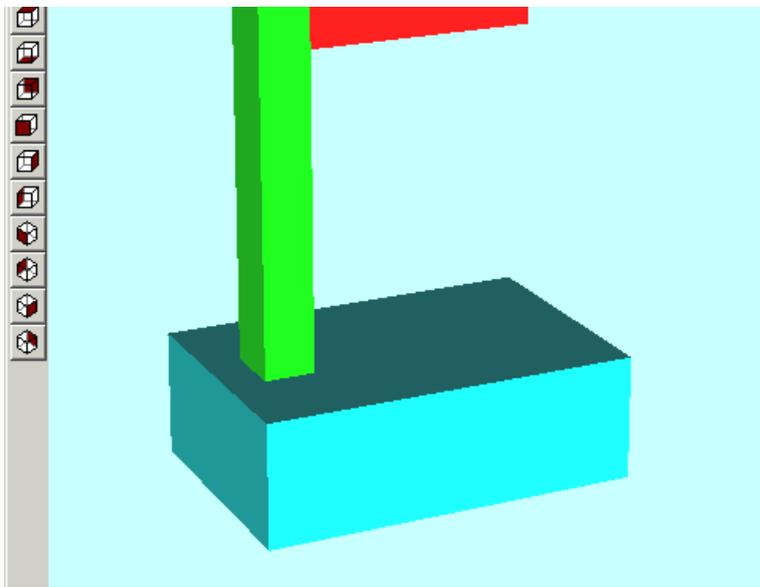
$$\text{in condizioni non drenate: } R_d = A \cdot c_u / \gamma_R$$

con A = area della fondazione.

Esempio numerico

Oggetto di questo esempio è la verifica della capacità portante del terreno e dello scorrimento per il plinto asimmetrico in figura.





esempio_portanza.jas

Dati di progetto:

- base del plinto 2,5m x 1,8m
- profondità piano di posa = 1,0 m
- profondità falda = 1,0 m
- $\gamma = 18$
- $\varphi' = 25^\circ$
- $\varphi'_{cv} = 28^\circ$
- $c' = 5$ kPa
- $c_u = 30$ kPa

Il presente esempio ha come obiettivo la validazione del calcolo della portanza del programma Jasp (file: esempio_portanza.jas), pertanto si esegue, per lo stesso terreno, sia la verifica in condizione drenate che in condizioni non drenate.

Le sollecitazioni che agiscono sul terreno sono:

Inviluppo Carichi

Piano	Rettangolo Fond.	Fam. Cmb.	Min						Max					
			Fx [N]	Fy [N]	Fz [N]	Mx [Nm]	My [Nm]	Mz [Nm]	Fx [N]	Fy [N]	Fz [N]	Mx [Nm]	My [Nm]	Mz [Nm]
0	Plinto 1	1) Fondamentale	0	0	-373k	30.8p	131k	0	0	0	-373k	30.8p	131k	0
0	Plinto 1	4) Quasi Perm.	0	0	-202k	8.44p	15.3k	0	0	0	-202k	8.44p	15.3k	0
0	Plinto 1	5) Sismica SLV	-15.9k	-53.1k	-202k	-45.2k	1.74k	-5.42k	15.9k	53.1k	-202k	45.2k	28.8k	5.42k

Reazione terreno

Fam	Cmb	Punto di applicazione			Forza						Reagente		
		x [m]	y [m]	z [m]	Fx [N]	Fy [N]	Fz [N]	Mx [Nm]	My [Nm]	Mz [Nm]	x [m]	y [m]	Press. [Pa]
1	1	0.351	-0.000	0.000	0	0	-373k	0	0	0	2.30	2.00	81.2k
4	1	0.078	-0.000	0.000	0	0	-202k	0	0	0	2.85	2.00	35.4k
5	1	0.118	0.234	0.000	-15.9k	-53.1k	-202k	1.36p	0.45p	-0.28p	2.76	1.53	47.6k
5	2	-0.021	0.216	0.000	15.9k	-53.1k	-202k	2.27p	0.23p	0.11p	2.96	1.57	43.5k
5	3	0.118	-0.234	0.000	-15.9k	53.1k	-202k	-0.91p	0.68p	0.28p	2.76	1.53	47.6k
5	4	-0.021	-0.216	0.000	15.9k	53.1k	-202k	-1.36p	0	-0.11p	2.96	1.57	43.5k

Reazione terreno per verifica portanza

Fam	Cmb	B'[m]	L'[m]	B'/L'	V [N]	HB' [N]	HL' [N]	Hk [N]
1	1	2.000	2.298	0.870	373k	0	0	0
5	1	1.532	2.784	0.554	202k	53.1k	15.9k	7.71k
5	2	1.568	2.958	0.530	202k	53.1k	15.9k	7.71k
5	3	1.532	2.784	0.554	202k	53.1k	15.9k	7.71k
5	4	1.568	2.958	0.530	202k	53.1k	15.9k	7.71k

Cedimenti edometrici

Per terreni a grana fine i cedimenti sono calcolati utilizzando il metodo edometrico, proposto da Terzaghi (1943) ([1] §8.7.2 pag 437; [2] §5.3.2 pag.164; [3] §2.7 pag.58)

Il terreno al di sotto della fondazioni viene diviso in n strati e per ogni strato si calcola il cedimento con la formula

$$\Delta H_i = H_i [RR \cdot \text{Log}(k_R) + CR \cdot \text{Log}(k_C)]$$

con:

$$k_R = \min\{\sigma'_p; \sigma'_f\} / \sigma'_{v0}$$

$$k_C = \max\{\sigma'_f / \sigma'_p; 1\}$$

σ'_{v0} è la tensione geostatica efficace

$\Delta\sigma_v$ è l'incremento di tensione prodotto dal carico netto, calcolato trascurando la rigidità della fondazione e modellando il suolo con un semispazio elastico.

$$\sigma'_f = \Delta\sigma_v + \sigma'_{v0}$$

$$\sigma'_p = \text{tensione di preconsolidazione} = \text{OCR} \cdot \sigma'_{v0}$$

dove OCR è il rapporto di preconsolidazione.

H_i = spessore dello strato

RR = rapporto di ricomprensione

CR = rapporto di compressione

Per terreni normalconsolidati $CR = 2,3 \cdot \sigma'_{v0} / E_{ed}$

Per terreni sovraconsolidati $RR = 2,3 \cdot \sigma'_{v0} / E_{ed}$

dove E_{ed} è il modulo edometrico.

Il cedimento totale è calcolato sommando il sedimento di tutti gli strati in cui $\Delta\sigma_v > 0,10 \sigma'_{v0}$

$$w = \sum \Delta H_i$$

Per argille tenere il metodo fornisce il cedimento di consolidazione ed il cedimento immediato è pari al 10% del cedimento di consolidazione

Per fondazioni su argille consistenti il metodo fornisce il cedimento totale.

Esempio numerico

Per questo test di validazione si fa riferimento all'esempio contenuto nel libro [3], §2.7 pag 60,

Dati fondazione:

- plinto quadrato di lato 4 m
- profondità di posa 1,8 m
- N SLE quasi permanente = 1570 kN

Il terreno di fondazione è costituito da argilla moderatamente sovraconsolidata fino alla profondità di 6.6m, posta al di sopra di uno strato di ghiaie e ciottoli, con il livello di falda a -11m.

Per lo strato argilloso, sovraconsolidato per fenomeni erosivi, vengono assunti i seguenti parametri caratteristici:

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3; RR = 0,022; CR = 0,168; \sigma'_p = \sigma'_{v0} + 76 \text{ kPa}$$

I cedimenti edometrici calcolati da Jasp sono confrontati con quelle ottenuti con un foglio di calcolo xls (per Microsoft Excel o OpenOffice Calc).

q=	98125 [N/m²]	Cedimenti edometrici autore: ing. Silvestro Giordano http://www.ingegnerianet.it
B=	4 [m]	
L=	4 [m]	
z0=	1,8 [m]	
γsup=	19000 [N/m³]	
z falda=	11 [m]	
γH2O=	10000 [N/m³]	
σ sup =	34200 [N/m²]	
qN=	63925 [N/m²]	

	pot. [m]	z sup [m]	z centr. [m]	γ [N/m³]	u0 [N/m²]	Δσv [N/m²]	σv0 [N/m²]	σ'v0 [N/m²]	σf [N/m²]	σ'f [N/m²]	Δσp [N/m²]	σ'p [N/m²]	RR	CR	kR	kC	Δwi [m]
1	0,8	1,8	2,2	19000	0	63560	41800	41800	105360	105360	76000	117800	0,022	0,168	2,521	1,000	0,00707
2	0,8	2,6	3	19000	0	56993	57000	57000	113993	113993	76000	133000	0,022	0,168	2,000	1,000	0,00530
3	0,8	3,4	3,8	19000	0	44804	72200	72200	117004	117004	76000	148200	0,022	0,168	1,621	1,000	0,00360
4	0,8	4,2	4,6	19000	0	32270	87400	87400	120770	120770	76000	163400	0,022	0,168	1,282	1,000	0,00247

	z [m]	z [m]	z [m]	σ'_{v0} [N/m ²]	σ'_p [N/m ²]	$\Delta\sigma_v$ [N/m ²]	$\Delta\sigma_v/q_{ll}$ [N/m ²]	σ'_f [N/m ²]	CR	RR	CR	RR	CR	RR	Δw_i [m]		
1	0,8	1,8	2,2	19000	0	63560	41800	41800	105360	105360	76000	117800	0,022	0,168	2,521	1,000	0,00707
2	0,8	2,6	3	19000	0	56993	57000	57000	113993	113993	76000	133000	0,022	0,168	2,000	1,000	0,00530
3	0,8	3,4	3,8	19000	0	44804	72200	72200	117004	117004	76000	148200	0,022	0,168	1,621	1,000	0,00369
4	0,8	4,2	4,6	19000	0	33370	87400	87400	120770	120770	76000	163400	0,022	0,168	1,382	1,000	0,00247
5	0,8	5	5,4	19000	0	24784	102600	102600	127384	127384	76000	178600	0,022	0,168	1,242	1,000	0,00165
5	0,8	5,8	6,2	19000	0	18727	117800	117800	136527	136527	76000	193800	0,022	0,168	1,159	1,000	0,00113
																	0,02131

cedimenti_edometrici.xls

Cedimento edometrico

Piano	Rettangolo fondazione	Fam	Cmb	q [Pa]	q _{ll} [Pa]	σ'_{v0} [Pa]	WTot [mm]	k.Wink. [N/cm ³]
0	Plinto 1	4	1	98125	63925	34200	21.325	4.6013

Calcolo cedimento edometrico

z sup [m]	spess. [m]	σ'_{v0} [Pa]	σ'_p [Pa]	$\Delta\sigma_v$ [Pa]	$\Delta\sigma_v/q_{ll}$	σ'_f [Pa]	CR	RR	Δw_i [m]
1.8	0.8	41800	117800	63560	0.99429	105360	0.168	0.022018	0.0070723
2.6	0.8	57000	133000	56993	0.89156	113993	0.168	0.022018	0.0053021
3.4	0.8	72200	148200	44804	0.70089	117004	0.168	0.022018	0.0036932
4.2	0.8	87400	163400	33370	0.52201	120770	0.168	0.022018	0.0024739
5	0.8	102600	178600	24784	0.3877	127384	0.168	0.022018	0.0016552
5.8	0.8	117800	193800	18727	0.29295	136527	0.168	0.022018	0.0011286

cedimenti_edometrici.jas

I risultati coincidono

Cedimenti Burland Burbidge

Il calcolo dei cedimenti per i terreni a grana grossa è effettuato con il metodo di Burland e Burbidge (1985) ([1] §8.8.1 pag 482; [2] §5.2.1 pag.153; [3] §2.8.1 pag.62)

Il cedimento totale è calcolato con la formula :

$$w = fs \cdot fh \cdot ft \cdot Z_I \cdot I_c \cdot (\sigma_A/3 + \sigma_B)$$

dove:

$$\sigma_A = \min\{\sigma'_p; q\}$$

$$\sigma_B = \max\{q' - \sigma_A; 0\}$$

$$\sigma'_p = \text{tensione di preconsolidazione al piano di posa della fondazione} = \text{OCR} \cdot \sigma'_{v0}$$

$$Z_I = B^{0,7} = \text{profondità di influenza}$$

B è la larghezza minima della fondazione espressa in m

L è la lunghezza della fondazione (L>B)

q' è il carico unitario efficace della fondazione espresso in kPa

$$I_c = 1,71/N_c^{1,4} = \text{indice di compressibilità}$$

Nc è la media aritmetica dei valori Ncs per la profondità H

con:

$$H = \text{spessore dello strato comprimibile, se } H < Z_I$$

$$H = Z_I, \text{ se } N_{SP_T} \text{ è costante o cresce con la profondità}$$

$$H = 2B, \text{ se } N_{SP_T} \text{ decresce con la profondità}$$

e, per ogni strato:

$$N_{cs} = 15 + (N_{SP_T} - 15)/2 \text{ per sabbie fini o limose sotto falda con } N_{SP_T} > 15$$

$$N_{cs} = N_{SP_T} \text{ negli altri casi.}$$

inoltre:

$$fh = k_{HZ}/(2 - k_{HZ})$$

$$k_{HZ} = \min\{1, H/Z_I\}$$

$$fs = [1,25 / (1 + 0,25 \cdot B/L)]^2$$

$$ft = (1,3 + 0,2 \cdot \text{Log}(t/3)) \text{ con } t \text{ la vita nominale della struttura in anni.}$$

Esempio numerico

Per questo test di validazione si fa riferimento all'esempio contenuto nel libro [1], §9.8.1 pag 489,

Dati fondazione:

- plinto quadrato di lato 2,5 m
- profondità di posa 1,5 m
- q' = 200 kPa

Dati terreno di posa:

- sabbia medio-fine
- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$;
- $N_{SP_T} = 30$
- falda > -10 m.

I cedimenti calcolati da Jasp sono confrontati con quelle ottenuti con un foglio di calcolo xls (per Microsoft Excel o OpenOffice Calc).

	A	B	C	D	E
1					
2	Cedimenti Burland Burbidge				
3	autore: ing Silvestro Giordano		http://www.ingegnerianet.it		
4	q=		200,0	[kPa]	
5	B=		2,5	[m]	
6	L=		2,5	[m]	L>=B
7	z0=		1,5	[m]	quota piano di posa
8	γ_{sup} =		19	[kPa]	
9	z falda=		10	[m]	
10	sabbie fini o limose=		VERO		Vero o falso
11	OCR =		1		

8	$\gamma_{sup} =$	19 [kPa]	
9	$z_{falda} =$	10 [m]	
10	sabbie fini o limose =	VERO	Vero o falso
11	OCR =	1	
12	H =	100 [m]	Spessore comprimibile
13	NSPT =	30	
14	NSPT decrescente	FALSO	Vero o falso
15	t = vita nominale =	30 [anni]	
16	carichi statici	VERO	Vero o falso
17	$\gamma_{H2O} =$	10000 [N/m ³]	
18	$q' =$	200	
19	$ZI = B \cdot 0,7 =$	1,899 [m]	
20	Hc =	1,899 [m]	Spessore comprimibile di calcolo
21	$\sigma'_{v0} =$	28,5 [kPa]	
22	$\sigma'_P = OCR \cdot \sigma'_{v0} =$	28,5 [kPa]	
23	kF =	0,000	aliquota sabbia fine sottofalda con $N \geq 15$
24	Nc =	30,00	
25	$k_{HZ} = \min\{Hc/ZI; 1\} =$	1,00	
26	$f_h = (Hc/ZI)/(2-Hc/ZI) =$	1	
27	fs =	1,000	
28	R3 =	0,3	
29	R =	0,2	
30	$f_t = 1 + R3 + R \cdot \log(t/3) =$	1,50	
31	$\sigma_A = \min\{\sigma'_P; q'\} =$	28,5 [kPa]	
32	$\sigma_B = \max\{0; q' - \sigma_A\} =$	171,5 [kPa]	
33	$l_c = 1,71/Nc^{1,4} =$	0,0146	
34	$w = f_s \cdot f_t \cdot f_h \cdot ZI \cdot l_c \cdot (\sigma_A/3 + \sigma_A) =$	7,54 [mm]	
35			

cedimenti_burland_burbidge.xls

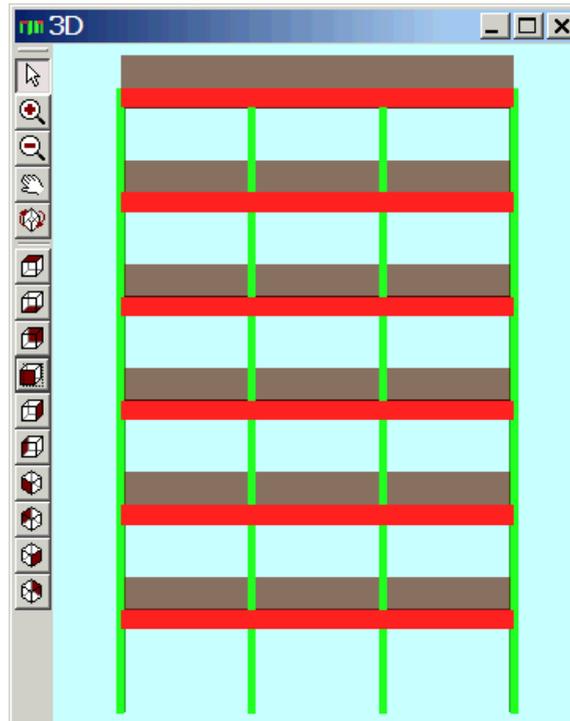
The screenshot shows a software window titled "Cedimenti Burland e Burbidge" with a table of results. The table has 14 columns: Piano, Rettangolo fondazione, Fam, Cmb, q' [Pa], ZI, H [m], Nc, fs, fh, ft, σ'_p [Pa], lc, WTot [mm], and k.Wink. [N/cm³]. The first row of data is for Piano 0, with values: Rettangolo fondazione Plinto 1, Fam 4, Cmb 1, q' 200000, ZI 1.8991, H 1.8991, Nc 30, fs 1, fh 1, ft 1.5, σ'_p 28500, lc 0.014623, WTot 7.5397, and k.Wink. 26.526.

Piano	Rettangolo fondazione	Fam	Cmb	q' [Pa]	ZI	H [m]	Nc	fs	fh	ft	σ'_p [Pa]	lc	WTot [mm]	k.Wink. [N/cm ³]
0	Plinto 1	4	1	200000	1.8991	1.8991	30	1	1	1.5	28500	0.014623	7.5397	26.526

Oscillazioni Telaio shear type 6 piani

L'oggetto di questo esempio è un telaio di tipo shear type (con traversi rigidi) bidimensionale di 6 piani. Si calcoleranno gli autovalori e gli autovettori con Jasp e manualmente con l'ausilio del software Octave.

La struttura in oggetto è la seguente (file shear-type-6.jas)



Le caratteristiche dei materiali sono le seguenti:

- $E = 29962 \text{ N/mm}^2$
- $\nu = 0.2$
- $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$

Le caratteristiche geometriche della struttura sono:

- $L = 3 \times 4 \text{ m} = 12 \text{ m}$
- $H = 6 \times 3.2 \text{ m} = 19.2 \text{ m}$
- Le travi hanno sezione $30 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}$
- I pilastri hanno sezione quadrata $25 \text{ cm} \times 25 \text{ cm}$

Le masse totali dei piani sono:

Piano	Massa [Kg]	Simbolo
1	21320	m1
2	21320	m2
3	21320	m3
4	21320	m4
5	21320	m5
6	20320	m6

Le rigidezze totali dei piastrini, per piano, calcolate con la formula $12EI/L^3$, sono:

Piano inf	Piano Sup	Rigidezza [Nm]	Simbolo
0	1	1.429E+07	k1
1	2	1.429E+07	k2
2	3	1.429E+07	k3
3	4	1.429E+07	k4
4	5	1.429E+07	k5

3	4	1.429E+07	k4
4	5	1.429E+07	k5
5	6	1.429E+07	k6

Per i telai con traversi rigidi le matrici delle masse e delle rigidezze sono:

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_4 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_5 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_6 \end{bmatrix}$$

$$K = \begin{bmatrix} k_1+k_2 & -k_2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -k_2 & k_2+k_3 & -k_3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -k_3 & k_3+k_4 & -k_4 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -k_4 & k_4+k_5 & -k_5 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -k_5 & k_5+k_6 & -k_6 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -k_6 & k_6 \end{bmatrix}$$

Il calcolo degli autovalori e degli autovettori è fatto con Octave, un software gratuito per il calcolo matriciale, in parte simile e compatibile con MatLab.

Il file di input per Octave (shear-type-6.m) è:

```
M = [ 21320 , 0 , 0 , 0 , 0 , 0 ;
      0 , 21320 , 0 , 0 , 0 , 0 ;
      0 , 0 , 21320 , 0 , 0 , 0 ;
      0 , 0 , 0 , 21320 , 0 , 0 ;
      0 , 0 , 0 , 0 , 21320 , 0 ;
      0 , 0 , 0 , 0 , 0 , 20320 ]

K = [ 2857E+4 , -1429E+4 , 0 , 0 , 0 , 0 ;
      -1429E+4 , 2857E+4 , -1429E+4 , 0 , 0 , 0 ;
      0 , -1429E+4 , 2857E+4 , -1429E+4 , 0 , 0 ;
      0 , 0 , -1429E+4 , 2857E+4 , -1429E+4 , 0 ;
      0 , 0 , 0 , -1429E+4 , 2857E+4 , -1429E+4 ;
      0 , 0 , 0 , 0 , -1429E+4 , 1429E+4 ]
```

```
[PSI,LAMBDA]=eig(K,M)
T=2*pi./sqrt(diag(LAMBDA))
```

L' output risulta essere:

```
M =
 21320    0    0    0    0    0
    0  21320    0    0    0    0
    0    0  21320    0    0    0
    0    0    0  21320    0    0
    0    0    0    0  21320    0
    0    0    0    0    0  20320

K =
 28570000 -14290000    0    0    0    0
-14290000  28570000 -14290000    0    0    0
    0 -14290000  28570000 -14290000    0    0
    0    0 -14290000  28570000 -14290000    0
    0    0    0 -14290000  28570000 -14290000
    0    0    0    0 -14290000  14290000

PSI =
-9.1957e-004  2.5402e-003 -3.5665e-003  3.7665e-003  3.1060e-003 -1.7470e-003
-1.7847e-003  3.7859e-003 -2.4823e-003 -9.6480e-004 -3.5615e-003  3.0998e-003
-2.5443e-003  3.1021e-003  1.8388e-003 -3.5193e-003  9.7785e-004 -3.7529e-003
-3.1534e-003  8.3737e-004  3.7622e-003  1.8663e-003  2.4403e-003  3.5591e-003
-3.5759e-003 -1.8541e-003  7.7966e-004  3.0412e-003 -3.7760e-003 -2.5620e-003
-3.7869e-003 -3.6007e-003 -3.2195e-003 -2.6453e-003  1.8895e-003  9.8667e-004
```

LAMBDA =
Diagonal Matrix

LAMBDA =

Diagonal Matrix

39.182	0	0	0	0	0	0
0	341.121	0	0	0	0	0
0	0	873.550	0	0	0	0
0	0	0	1511.748	0	0	0
0	0	0	0	2108.618	0	0
0	0	0	0	0	2529.309	0

T =

- 1.00378
- 0.34019
- 0.21259
- 0.16160
- 0.13683
- 0.12493

Confronto con Jasp

Gli autovalori e gli autovettori calcolati con Jasp sono:

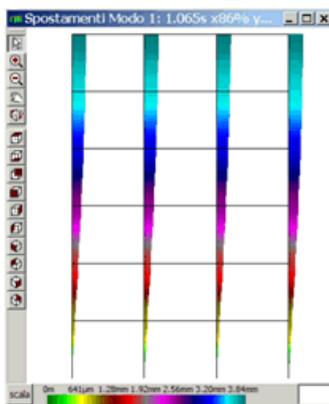
n	Descrizione	T [s]	sx [%]	sy [%]	sz [%]	Esatto	Scelto	Err.λ	Err.ψ
1	1.065s x86% y0% z0%	1.0647	86.013	0	9.484E-33	SI	SI	2.0402E-16	2.966E-12
2	0.36s x9% y0% z0%	0.35955	9.4874	0	3.3806E-32	SI	SI	3.7229E-16	4.784E-13
3	0.22s x2.9% y0% z0%	0.22046	2.8734	0	5.3632E-33	SI	SI	4.1989E-16	6.9564E-12
4	0.165s x1.1% y0% z0%	0.16545	1.1222	0	3.2109E-32	SI	SI	4.7296E-16	1.8764E-12
5	0.138s x0.4% y0% z0%	0.13841	0.40989	0	7.9248E-20	SI	SI	4.4133E-16	6.0595E-11
6	0.125s x0.1% y0% z0%	0.12534	0.093422	0	1.4661E-9	SI	SI	9.515E-11	5.8464E-6
	Totale		100	0	1.4661E-9			9.515E-11	5.8464E-6

Spostamenti x [mm] (Autovettori)

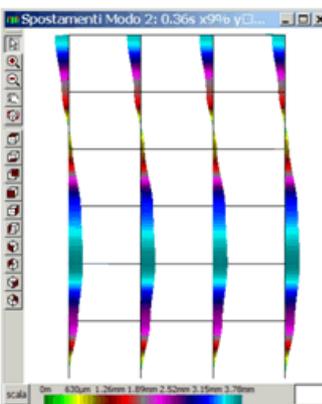
Modo	Piano 1	Piano 2	Piano 3	Piano 4	Piano 5	Piano 6
1	0.84502	1.7003	2.4644	3.0895	3.5367	3.7793
2	2.4041	3.7151	3.1291	0.94186	-1.737	-3.553
3	3.4532	2.5793	-1.669	-3.712	-0.86558	3.1415
4	-3.718	0.78938	3.5165	-1.716	-3.048	2.5523
5	3.1368	-3.438	0.84197	2.474	-3.69	1.8082
6	1.7885	-3.081	3.6822	-3.465	2.4699	-0.93503

Modi

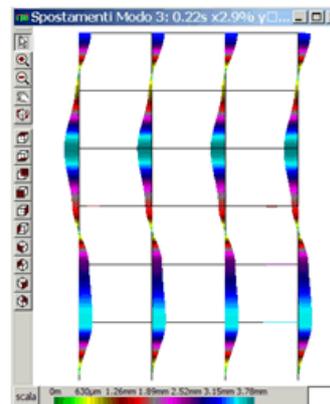
modo 1



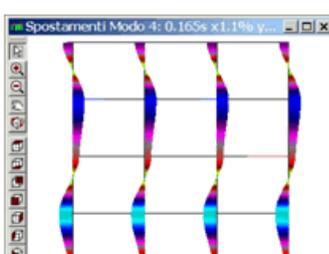
modo 2



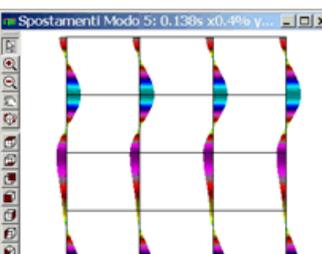
modo 3



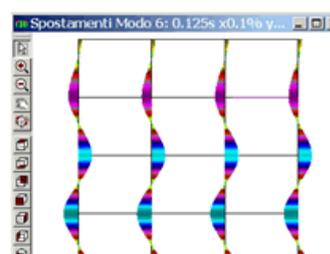
modo 4

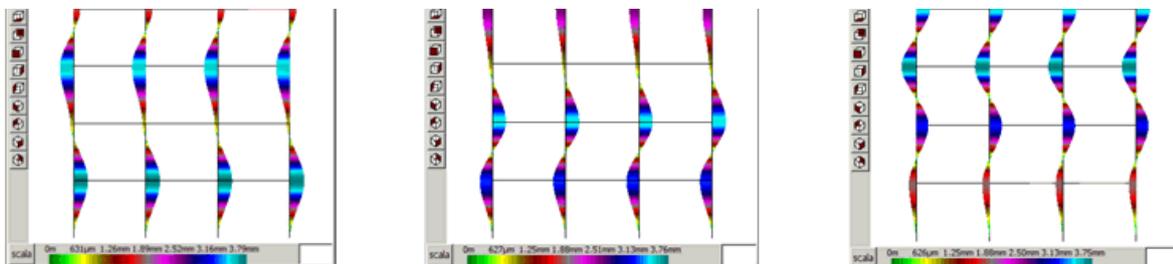


modo 4



modo 6





Gli autovettori ottenuti con Octave, in mm, sono:

Modo	Piano 1	Piano 2	Piano 3	Piano 4	Piano 5	Piano 6
1	-0.91957	-1.78475	-2.54434	-3.15342	-3.57595	-3.78694
2	2.54024	3.78588	3.1021	0.83737	-1.85411	-3.60067
3	-3.56654	-2.48233	1.83883	3.76216	0.77966	-3.21952
4	3.76645	-0.9648	-3.51931	1.8663	3.04125	-2.64533
5	3.10602	-3.56154	0.97785	2.44028	-3.77602	1.88952
6	-1.74704	3.09979	-3.75295	3.5591	-2.56199	0.98667

I periodi calcolati con Jasp sono superiori a quelli calcolati manualmente perché il modello in Jasp ha rigidità minore rispetto al modello shear-type.

Per controllo si può aumentare di 1000 volte il modulo E dei traversi in modo da avvicinarsi maggiormente all'ipotesi di traversi infinitamente rigidi (file: shear-type-6-2.jas)

I risultati ottenuti con Jasp per il nuovo modello sono:

n	Descrizione	T [s]	sx [%]	sy [%]	sz [%]	Esatto	Scelto	Err.λ	Err.ψ
1	1.011s x87% y= z0%	1.0115	86.584	□	2.2067E-28	SI	SI	1.8413E-16	2.4502E-9
2	0.344s x9% y= z0%	0.34369	9.2738	□	2.1616E-27	SI	SI	0	3.9753E-10
3	0.213s x2.7% y= z0%	0.21303	2.7064	□	8.279E-28	SI	SI	7.841E-16	9.6082E-11
4	0.162s x1% y= z0%	0.1618	1.0071	□	1.568E-27	SI	SI	4.5231E-16	6.2419E-11
5	0.137s x0.4% y= z0%	0.13688	0.35087	□	1.129E-18	SI	SI	2.1582E-16	2.5981E-10
6	0.125s x0.1% y= z0%	0.12495	0.077218	□	8.6859E-10	SI	SI	8.6277E-11	4.9001E-6
	Totale		100	□	8.6859E-10			8.6277E-11	4.9001E-6

Spostamenti x [mm] (Autovettori)

Modo	Piano 1	Piano 2	Piano 3	Piano 4	Piano 5	Piano 6
1	0.90057	1.7582	2.5208	3.1422	3.5847	3.8216
2	-2.531	-3.781	-3.124	-0.88913	1.803	3.6021
3	3.5713	2.5092	-1.805	-3.762	-0.81564	3.2014
4	-3.766	0.9586	3.5341	-1.84	-3.061	2.62
5	-3.113	3.5575	-0.96757	-2.457	3.7738	-1.871
6	1.7484	-3.105	3.7553	-3.559	2.5541	-0.97436

I valori coincidono con quelli calcolati "manualmente" con Octave.

Conclusioni

L'analisi dinamica condotta con Jasp risulta in linea con le aspettative.

Solecitazioni edificio con 6 pilastri e 2 piani

Questo esempio avrà come oggetto la struttura rappresentata in figura.

Si eseguirà il calcolo delle sollecitazioni della combinazione fondamentale e dell'analisi sismica statica equivalente.

I valori calcolati manualmente saranno confrontati con quelli ottenuti da Jasp.

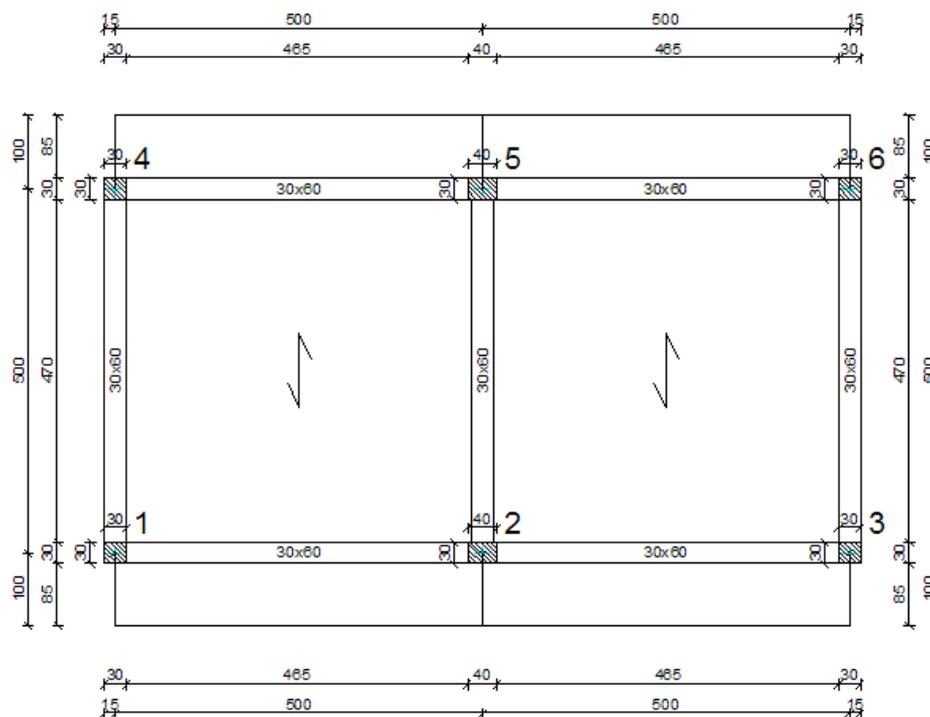


edificio6pilastri.jas

Per il calcolo sismico la struttura è ipotizzata situata nel comune di Formia, via degli Orti, Latitudine, 41.25657° , Longitudine 13.663929 ad una quota di m 5 s.l.m.

Analisi dei carichi

Di seguito è riportata la pianta (generata in modo automatico da Jasp) dell'impalcato tipo.



I carichi di tipo "pannello" presenti nella struttura sono di 4 tipi.

N	Descrizione	Massa propria [Kg/m ²]	Sovr. Perm. [Kg/m ²]	Sovr.Acc [Kg/m ²]	Sovr. Acc Uso
1	solaio	300	250	200	3) Resid
2	tompagno	0	350	0	3) Resid
3	balcone	300	150	400	5) Affoll
4	Solaio cop.	300	250	100	10) Copert

La densità (massa volumica del calcestruzzo armato) è 2500 Kg/m³.

4	Solaio cop.	300	250	100	10) Copert
---	-------------	-----	-----	-----	------------

La densità (massa volumica del calcestruzzo armato) è 2500 Kg/m^3 .

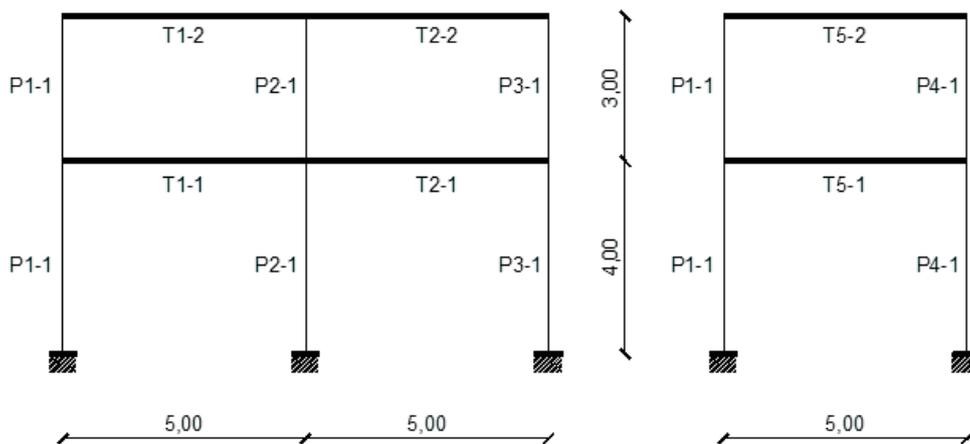
Per il calcolo delle relative forze peso si assume $g = 10 \text{ m/s}^2$

Sezioni trasversali delle travi e dei pilastri presenti nella struttura:

N	Tipo Sezione	Elemento	B [cm]	H [cm]	Ix [cm ⁴]	Iy [cm ⁴]
1	Rettangolare	Pilastro	30	30	67500	67500
2	Rettangolare	Pilastro	30	40	160000	90000
3	Rettangolare	Trave	30	60	540000	-

Il momento d'inerzia delle travi è maggiore del triplo del massimo momento d'inerzia dei pilastri. Per controllare le sollecitazioni fornite da Jasp calcoleremo manualmente le sollecitazioni considereremo modelli a telaio con traversi orizzontali rigidi.

I due telai presi in esame sono:



I coefficienti per il calcolo delle combinazioni “fondamentale” e “sismica” sono:

Combinazione	Peso proprio	Permanente	Residenziale	Affollata	Copertura
Principale	1.3	1.5	1.5	1.5	0
Sismica	1	1	0.3	0.6	0

I carichi distribuiti sulle travi:

Travi	Piano	Peso proprio [N/m]	Permanente [N/m]	Residenziale [N/m]	Affollata [N/m]	Copertura [N/m]	Comb Fond. [N/m]	Comb Sismica [N/m]
1,2,3,4	2	15000	8750	8750	0	3500	37875	23750
5,6,7	2	4500	0	0	0	0	5850	4500
1,2,3,4	1	15000	16150	5000	4000	0	57225	35050
5,7	1	4500	8400	0	0	0	18450	12900
6	1	4500	0	0	0	0	5850	4500

Peso proprio pilastri:

Pilastri	Piano	Peso proprio [N]	Comb Fond. [N]	Comb Sismica [N]
1,3,4,6	2	6750	8775	6750
2,5	2	9000	11700	9000
1,3,4,6	1	9000	11700	9000
2,5	1	12000	15600	12000

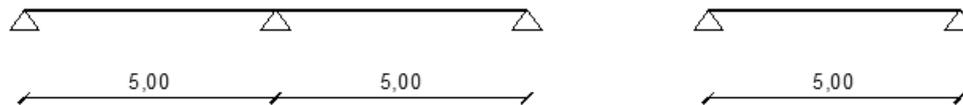
Calcolo Sollecitazioni

Calcolo Momento massimo negativo T1-2 per combinazione fondamentale.

Per il calcolo delle sollecitazioni delle travate dovute ai carichi verticali si possono utilizzare, in primo

Calcolo Sollecitazioni**Calcolo Momento massimo negativo T1-2 per combinazione fondamentale.**

Per il calcolo delle sollecitazioni delle travate dovute ai acricchi verticali si possono utilizzare, in prima approssimazione, i seguenti schemi:



Calcolo Momento massimo negativo T1-2 per combinazione fondamentale.

$$M_2 = -ql^2/8 = -33850 \cdot 5^2/8 = -105781 \text{ Nm}$$

Il valore fornito da Jasp è -99835 Nm.

Tagli e momenti nella trave T1-1 per peso proprio.

	M-Nodo1 [Nm]	V-Nodo1 [N]	M-Nodo2 [Nm]	V-Nodo2 [N]
Calcolo	0	28125	-46875	-46875
Jasp	-11379	31896	-39401	-43104

In questo caso l'approssimazione fatta, (aver considerato la rigidità della trave molto maggiore di quella del pilastro) ci porta ad avere valori abbastanza diversi da quelli calcolati con Jasp.

Di seguito sono riportate le forze di compressione nei pilastri calcolati manualmente e con Jasp:

Pilastro	Peso proprio [N]	Permanente [N]	Residenziale [N]	Affollata [N]	Copertura [N]	Comb Fond. [N]	Comb Sismica [N]
P1-2	46125	16406	0	0	6563	94416	62531
P2-2	114000	54688	0	0	21875	263044	168688
P1-1	94500	67688	9375	7500	6563	259538	169500
P1-2	231000	155625	31250	25000	21875	650925	411000

Pilastro	Peso proprio [N]	Permanente [N]	Residenziale [N]	Affollata [N]	Copertura [N]	Comb Fond. [N]	Comb Sismica [N]
P1-2	49070	18414	297	238	7058	102802	67800
P2-2	108109	50672	-595	-476	20885	246271	158000
P1-1	101216	73098	10600	8490	7293	280825	183000
P1-2	217568	144803	28800	23000	20414	608349	385000

Analisi statica equivalente.

Per eseguire l'analisi statica equivalente Jasp calcola preliminarmente le sollecitazioni per le seguenti azioni di carico.

- 1g direzione X
- 1g direzione Y
- Eccentricità lungo x del 5% per sisma Y di 1 g
- Eccentricità lungo y del 5% per sisma X di 1 g

Calcolo masse per impalcato:

$$\text{Impalcato 1: } 4 \cdot 5 \cdot 3505 + 2 \cdot 5 \cdot 1290 + 5 \cdot 450 + (4 \cdot 900 + 2 \cdot 1200)/2 + (4 \cdot 675 + 2 \cdot 900)/2 = 90500 \text{ Kg}$$

$$\text{Impalcato 2: } 4 \cdot 5 \cdot 2375 + 3 \cdot 5 \cdot 450 + (4 \cdot 675 + 2 \cdot 900)/2 = 56500 \text{ Kg}$$

$$\text{Totale} = 147000 \text{ Kg}$$

$$V_i = V_{TOT} \frac{12E_i I_i / L^3}{\sum 12E_i I_i / L^3}$$

Il taglio del pilastro i-esimo =

$$V_i = V_{TOT} \frac{I_i}{\sum I_j}$$

Nel nostro caso per ogni piano E ed L sono uguali per tutti i pilastri, pertanto:

La somma delle inerzie vale:

--	--	--	--

Nel nostro caso per ogni piano E ed L sono uguali per tutti i pilastri, pertanto:

← J

La somma delle inerzie vale:

Piano	Sisma X	Sisma Y
1	590000	450000
2	590000	450000

Le aliquote di taglio assorbito da ogni pilastro sono identiche per i due piani e valgono:

Pilastro	Sisma X	Sisma Y
1,3,4,6	0.114	0.15
2,5	0.272	0.2

Calcolo delle forze orizzontali sismiche.

La formula da utilizzare è la (7.3.6) NTC-08 con $F_h = W \cdot g = 147000 \text{ N}$

Pertanto $\sum_j z_j W_j = 4 \cdot 90500 + 7 \cdot 56500 = 757500 \text{ Kg m}$

$F_1 = 147000 \cdot (4 \cdot 90500) / 757500 = 702500 \text{ N}$

$F_2 = 147000 \cdot (7 \cdot 56500) / 757500 = 767500 \text{ N}$

Si può quindi calcolare il taglio dei singoli pilastri dovuti ad un sisma con accelerazioni sulla struttura di $1g$

Pilastro	Piano	Sisma X-Vx [N]	Sisma Y-Vy [N]
1,3,4,6	1	167580	220500
2,5	1	399840	294000
1,3,4,6	2	87496	115125
2,5	2	208761	153501

Valori forniti da Jasp:

Pilastro	Piano	Sisma X Vx [N]	Sisma Y Vy [N]
1,3,4,6	1	171k	220k
2,5	1	393k	296k
1,3,4,6	2	94.1k	114k
2,5	2	196k	156k

I valori sostanzialmente coincidono.

Eccentricità accidentale

Il taglio del pilastro i-esimo dovuto al momento prodotto dall'eccentricità accidentale =

$$V_i = \frac{M}{d_i} \frac{d_i^2 12 E I_i / L^3}{\sum d_i^2 12 E I_j / L^3}$$

Nel nostro caso per ogni piano E ed L sono uguali per tutti i pilastri, pertanto:

$$V_i = \frac{M}{d_i} \frac{d_i^2 I_i}{\sum d_i^2 I_j}$$

$\sum_j d_j^2 I_j = 4 \cdot 2,5^2 \cdot I_{30 \times 30} + 4 \cdot 5^2 \cdot I_{30 \times 30} + 2 \cdot 2,5^2 \cdot I_{30 \times 40} = 4 \cdot 421875 + 4 \cdot 1687500 + 2 \cdot 1000000 = 10437500 \text{ m}^2 \text{ cm}^4$

Pilastri	Vx	Vy
1,3,4,6	M-0,04042/2,5m	M-0,1617/5m
2,5	M-0,0958/2,5m	0

Calcolo dei momenti dovuti all'eccentricità accidentali:

Piano	F [N]	Ex [m]	Ey [m]	Mex [Nm]	Mey [Nm]
2	764645	0.5	0.25	383752	191876
1	1446000	0.5	0.25	735000	367500

Tagli dovuti al momento Mex:

--	--	--	--	--	--

1	1446000	0.5	0.25	735000	367500
---	---------	-----	------	--------	--------

Tagli dovuti al momento Mex:

Pilastr	Piano	Mex [Nm]	Vx [N]	Vy [N]
1,3,4,6	2	383752	6205	12411
2,5	2	383752	14705	0
1,3,4,6	1	735000	11883	23770
2,5	1	735000	28165	0

Tagli dovuti al momento Mey

Pilastr	Piano	Mey [Nm]	Vx [N]	Vy [N]
1,3,4,6	2	191876	3102	6205
2,5	2	191876	7353	0
1,3,4,6	1	367500	5942	11885
2,5	1	367500	14083	0

Sollecitazioni calcolate con Jasp

Tagli dovuti al momento Mex:

Pilastr	Piano	Vx [N]	Vy [N]
1,3,4,6	2	5.28k	13.8k
2,5	2	11.0k	0
1,3,4,6	1	8.99k	27.0k
2,5	1	20.6k	0

Tagli dovuti al momento Mey:

Pilastr	Piano	Vx [N]	Vy [N]
1,3,4,6	2	4.55k	4.95k
2,5	2	9.40k	0
1,3,4,6	1	8.79k	8.87k
2,5	1	20.2k	0

In questo caso le differenze sono dovute sia alla rigidità torsionale dei pilastri (non considerata nel calcolo manuale) che all'impalcato considerato infinitamente rigido nel calcolo manuale ma non in Jasp.

Conclusioni

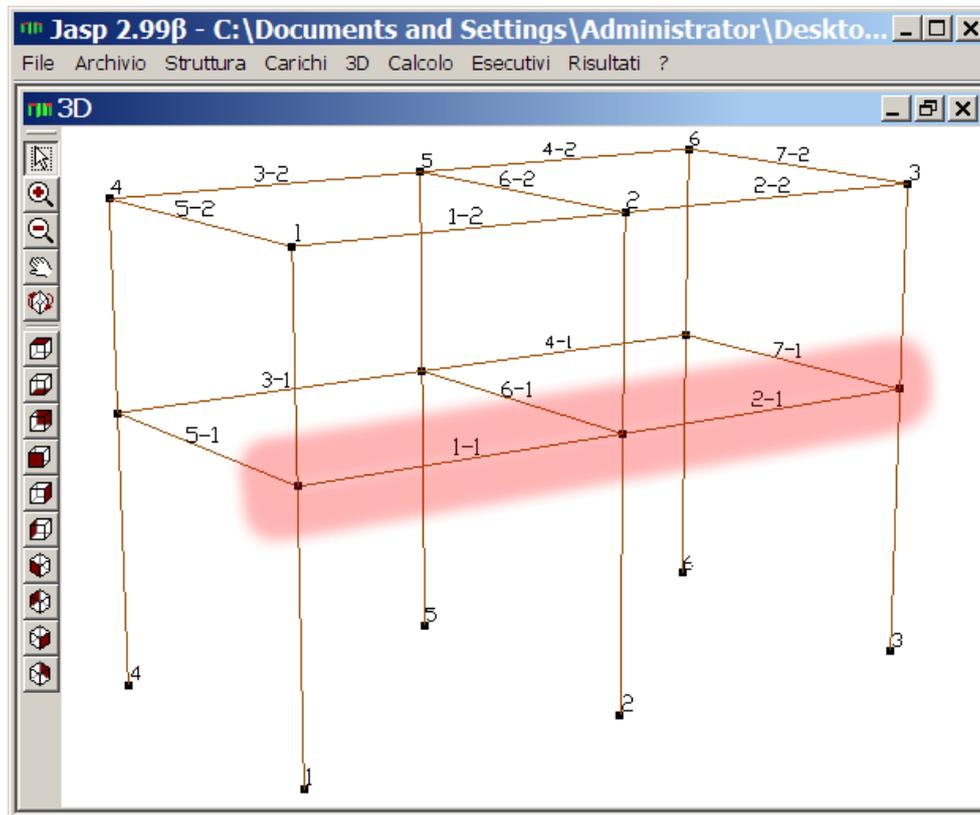
I valori delle sollecitazioni forniti da Jasp risultano sempre conformi ai valori calcolati manualmente mediante l'uso di schemi semplificati.

Travata SLU

Questo esempio ha come oggetto la verifica agli stati limite ultimi di una travata della struttura trattata nell'esempio Edificio 1.

Le verifiche effettuate con Jasp sono confrontate con verifiche effettuate mediante calcoli manuali e utilizzando software terzi. In particolare si utilizzano i freeware **Telaio 2D** e **VcaSlu** del prof. Piero Gelfi dell'università di Brescia.

La travata in esame è costituita dalle travi 1 e 2 del primo impalcato.



Stutture 3D - Jasp (file edificio6pilastri.jas)

I taglianti di piano agenti sul telaio in esame (costituito dai fili 1, 2 e 3) sono ricavati dai valori del taglio nei pilastri calcolati nell'esempio Edificio 1, ed utilizzando le accelerazioni orizzontali calcolate nell'esempio Spettro di risposta

Piano 2:

$$F_2 = 0.091 (2 \cdot 87496 + 208761) + 2 \cdot 3102 + 7353 + 0.099 \cdot 0.3 (2 \cdot 6205 + 14705) = 36960\text{N}$$

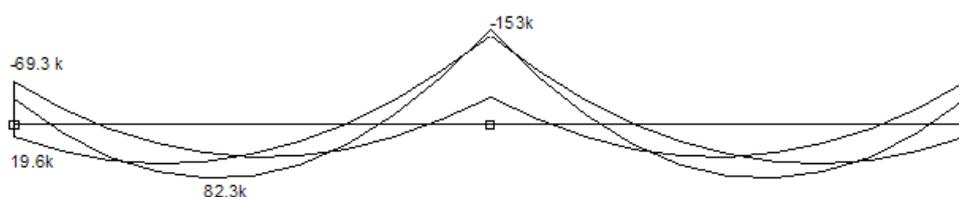
Piano 1+ Piano 2:

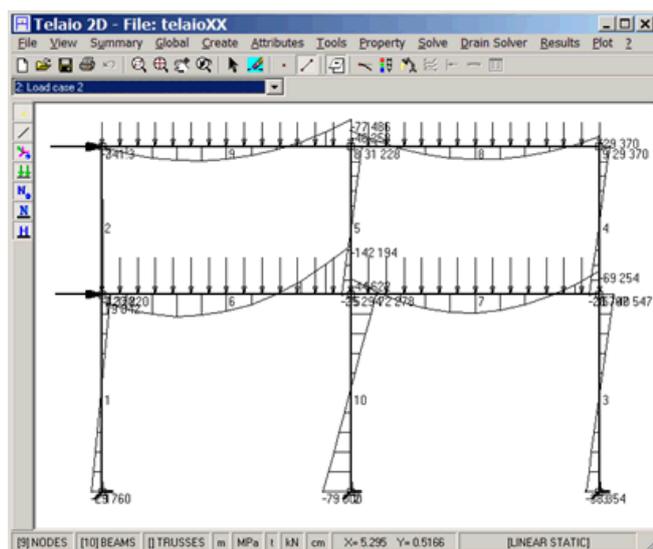
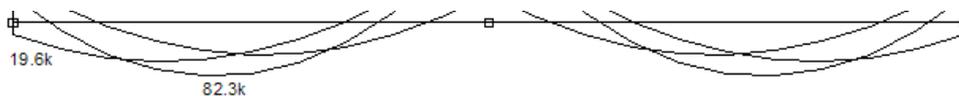
$$F_{12} = 0.091 (2 \cdot 167580 + 399840 + 2 \cdot 5942 + 14083) + 0.099 \cdot 0.3 (2 \cdot 11883 + 28165) = 70790\text{N}$$

Piano 1:

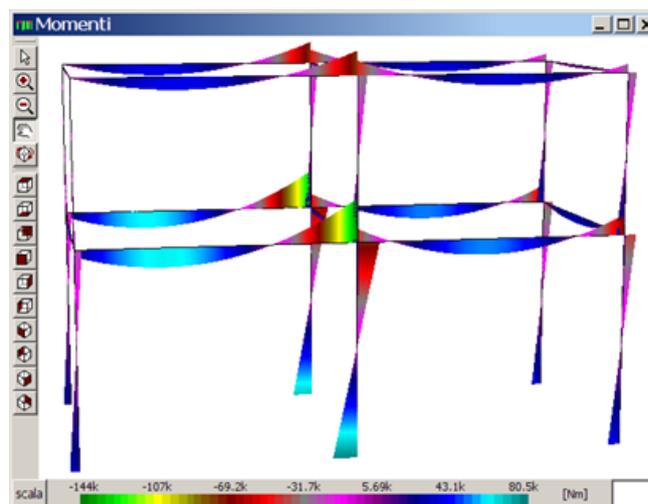
$$F_1 = F_{12} - F_2 = 70790\text{N} - 36960\text{N} = 33830\text{N}$$

Di seguito è riportato il diagramma di involucro dei momenti flettenti. I valori riportati sono calcolati con il software Telaio2D





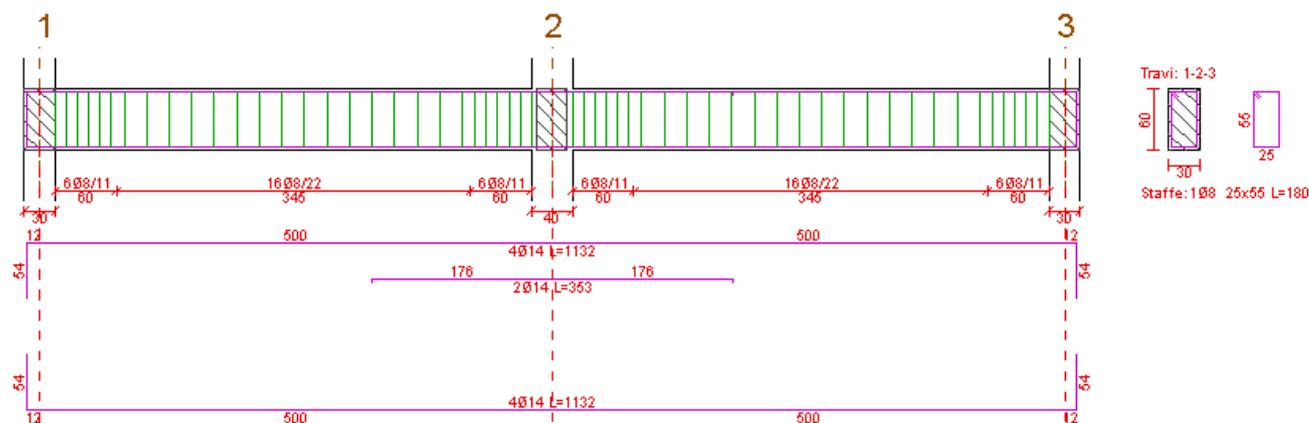
Momenti flettenti comb. sismica - Telaio 2D (file telaioXX.t2d)



Momenti flettenti comb. sismica 3 - Jasp

Verifica armatura longitudinale

L'armatura longitudinale può essere scelta come indicato nella figura seguente.

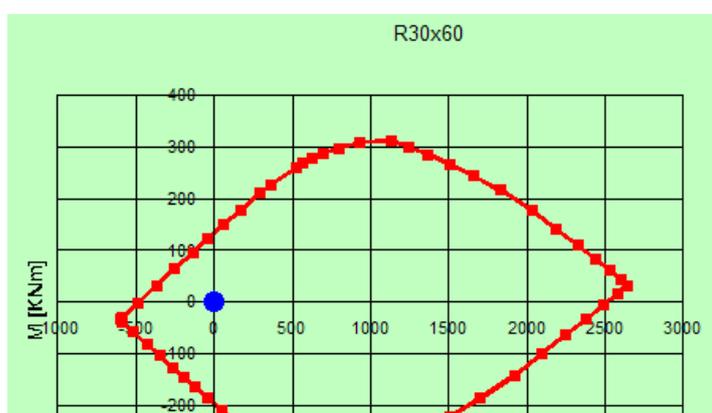
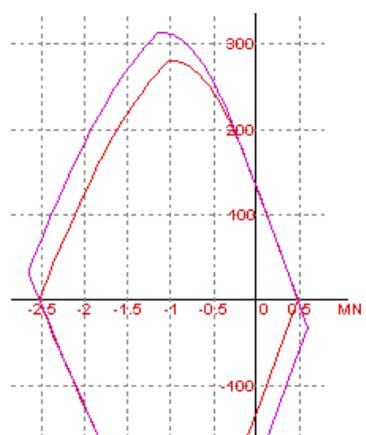


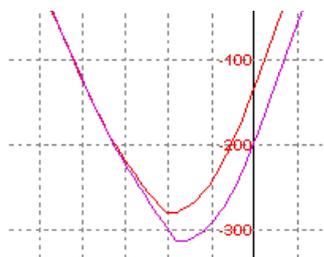
La sezione è rettangolare con $B=30\text{cm}$ e $H=60\text{cm}$, calcestruzzo C20/25 e acciaio B450C. Il ricoprimento del ferro è pari a 20mm.

Le sezioni di progetto sono di 2 tipi:

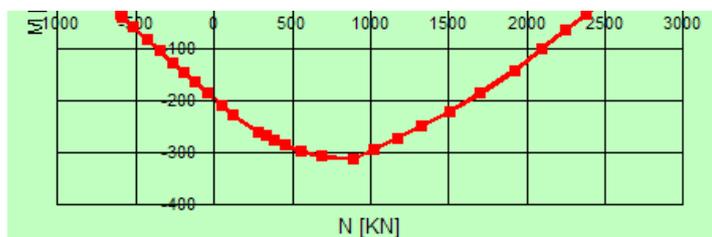
- 6Ø14 superiori e 4Ø14 inferiori.
- 6Ø14 superiori e 4Ø14 inferiori.

Sono riportati i domini calcolati con Jasp e con il software VCASLU del prof. Gelfi.





Dominio SLU - Jasp



Dominio SLU - VcaSlu (file r30x60.slu)

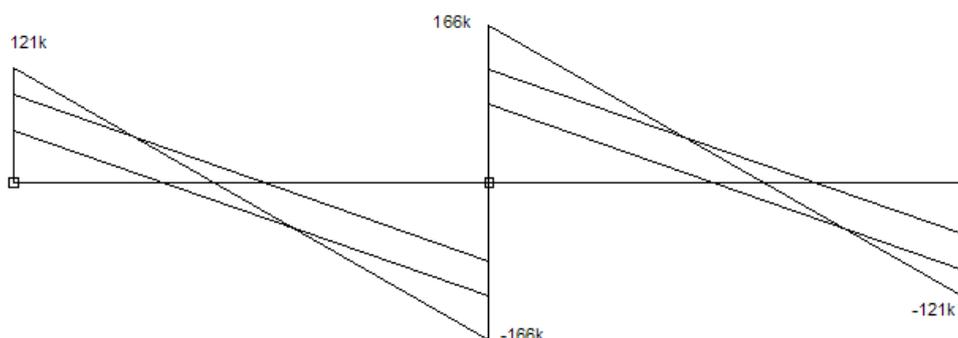
La tabella seguente riporta le verifiche effettuate da Jasp nella sezione finale della trave 1 (T1-1, nodo 2). I valori di verifica sono coerenti con quelli calcolati manualmente e mediante Telaio2D e VcaSlu.

Armatura Sezione										
x	Tot. Spig. sup	sup	Tot. parete.	inf	Tot. spig. inf	area tot. Long. [mm ²]	Staffe	num. Brac. X	num. Brac. Y	passo staffe [m]
5	2Ø14	4Ø14	0+0Ø14	2Ø14	2Ø14	1539.4	Ø8	2	2	∞

Verifiche N-Mx-My x=5m										
Fam. cmb	N. cmb	N [N]	Mx [Nm]	Mx / Mrx	crisi Mrx	My [Nm]	My / Myr	crisi Myr	α	N,Mx,My
1	1	11023	-153957	0.78914	acciaio	1.6101	2.2086E-5	acciaio	1.5	0.78914
5	1	4544.3	-142391	0.72345	acciaio	-511.1	0.0069511	acciaio	1.5	0.72391
5	2	4715.9	-139329	0.70806	acciaio	1664	0.022637	acciaio	1.5	0.71075
5	3	4830.6	-144000	0.73191	acciaio	-1086	0.01478	acciaio	1.5	0.73331
5	4	5124.6	-137706	0.7002	acciaio	-66.5	0.00090513	acciaio	1.5	0.70022
5	5	8556.4	-50926	0.26015	acciaio	68.338	0.00093435	acciaio	1.5	0.26019
5	6	8850.4	-44632	0.22809	acciaio	1088.2	0.014884	acciaio	1.5	0.23062

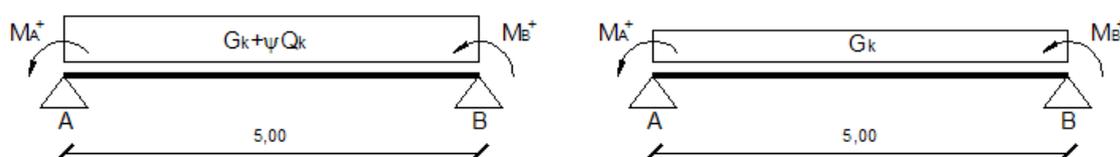
Calcolo Taglio di progetto

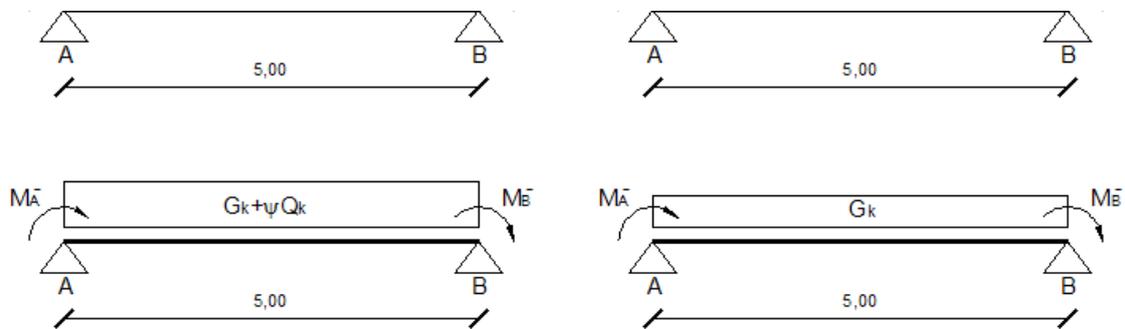
La combinazione di carico fondamentale e le combinazioni sismiche danno il seguente diagramma di involuppo del taglio.



Tale diagramma bisogna aggiungere i tagli prodotti dalla gerarchia delle resistenze – taglio momento (§4.1.2.1.1 NTC).

Si considerano pertanto i quattro schemi di calcolo:





Si è indicato con M^+ e con M^- il momento resistente avente verso antiorario e orario rispettivamente. In classe di duttilità B i momenti resistenti delle travi devono essere moltiplicati per il fattore $\gamma_{Rd} = 1,00$. I valori calcolati con il software VcaSlu sono:

$$MB^+ = 132.8 \text{ kN}$$

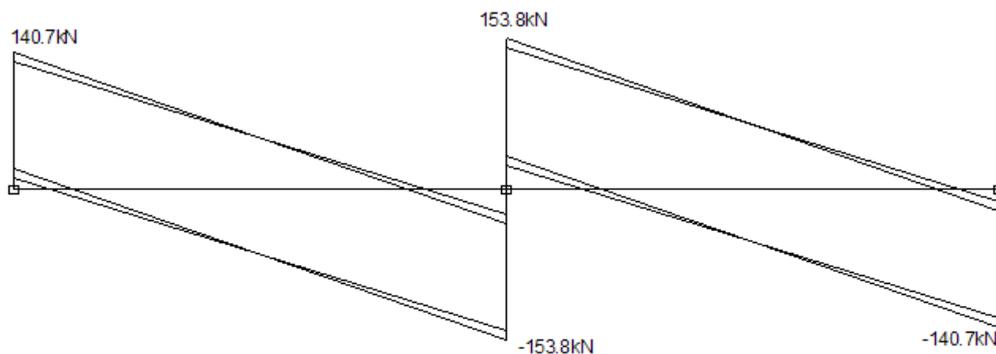
$$MB^- = 198.1 \text{ kN}$$

$$MA^+ = 132.8 \text{ kN}$$

$$MA^- = 132.8 \text{ kN}$$

I valori del taglio risultano essere:

comb GR	MA [kNm]	MB [kNm]	q [N/m]	Vmez [kN]	Va [kN]	Vb [kN]	V(0.15) [kN]	V(4.8) [kN]
1	132.8	132.8	35.05	53.12	140.7	-34.5	135.5	-27.5
2	132.8	132.8	31.15	53.12	131	-24.8	126.3	-18.5
3	-132.8	-198	35.05	-66.18	21.4	-153.8	16.2	-146.8
4	-132.8	-198	31.15	-66.18	11.7	-144.1	7.02	-137.8



Verifica armatura trasversale (staffe)

Nella trave T1-1 in prossimità del nodo 1 ($x=15\text{cm}$) il taglio di progetto risulta essere: 135.5 kN

La verifica è effettuata con le formule (§4.1.2.1.1 NTC):

$$VR_{sd} = 0,9dA_{sw}f_{yd}(\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)\sin\alpha/s \quad (4.1.18\text{-NTC08})$$

$$VR_{cd} = 0,9db_w\alpha_c f'_{cd}(\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)/(1 + \cot^2\theta) \quad (4.1.19\text{-NTC08})$$

Nel caso in esame:

$$d = 600 \text{ mm} - 27 \text{ mm} = 0.573 \text{ m}$$

$$b_w = 0.30 \text{ m}$$

$$f_{yd} = f_y/k/1.15 = 450/1.15 = 390 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha = 90^\circ; \text{ctg}\alpha = 0; \sin\alpha = 1;$$

$$\text{ctg}\theta = 1$$

$$\alpha_c = 1$$

$$\text{ctg}\theta = 1$$

$$\alpha_c = 1$$

$$f_{cd} = 0,5f_{cd} = 0,5 \times (0,85 \times 20 / 1,5) = 5,6667 \text{ N/mm}^2$$

sostituendo si ottiene:

$$VR_{sd} = 184224 \text{ N}$$

$$VR_{cd} = 438345 \text{ N}$$

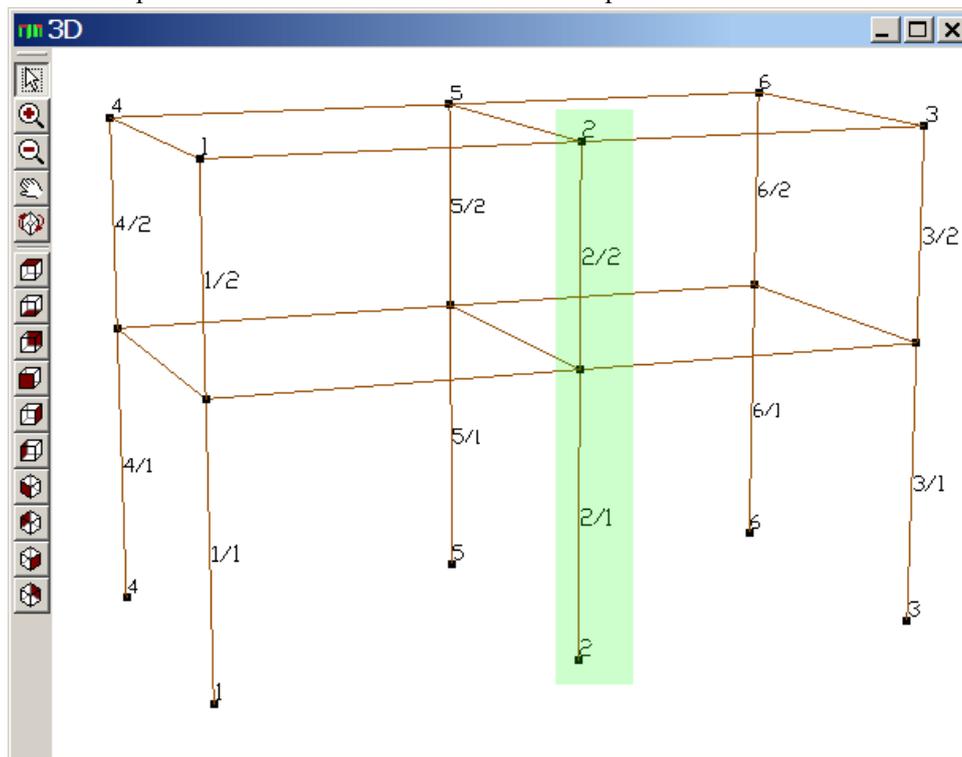
Come si vede dalla tabella seguente i valori calcolati sono coincidenti con quelli utilizzati da Jasp per la verifica.

Verifiche Vx-Vy-Mt x=0.16m																
Fam. cmb	N. cmb	info	ctg (θ)	Vy [N]	Vrcdy [N]	Vrsdy [N]	Vx [N]	Vrcdx [N]	Vrsdx [N]	Mt [Nm]	Trcd [Nm]	A. Long Mt [mm ²]	A.Stf Mt [mm ² /m]	αc	c.cem Vx,Vy, Mt	c.steel Vx,Vy
1	1		1	111042	438345	183502	-0.49101	417690	87428	-208.7	50889	3.4116	4.5731	1.000	0.25742	0.60513
5	1		1	51420	438345	183829	-432.5	417690	87584	-134.6	50889	2.2005	2.9497	1.000	0.12098	0.27976
5	2		1	49015	438345	183998	29.374	417690	87664	-96.56	50889	1.5783	2.1157	1.000	0.11379	0.26639
5	3		1	49018	438345	183779	431.87	417690	87560	-146	50889	2.3873	3.2001	1.000	0.11573	0.26677
5	4		1	51423	438345	183611	-29.96	417690	87479	-184.1	50889	3.0094	4.0341	1.000	0.121	0.28006
5	5		1	84615	438345	183998	29.374	417690	87664	-96.56	50889	1.5783	2.1157	1.000	0.195	0.45987
5	6		1	87020	438345	183829	-432.5	417690	87584	-134.6	50889	2.2005	2.9497	1.000	0.2022	0.4734
5	7		1	87023	438345	183611	-29.96	417690	87479	-184.1	50889	3.0094	4.0341	1.000	0.20222	0.47395
5	8		1	84618	438345	183779	431.87	417690	87560	-146	50889	2.3873	3.2001	1.000	0.19694	0.46046
5	9		1	63971	438345	184016	-348.3	417690	87673	-92.4	50889	1.5104	2.0246	1.000	0.14859	0.34766
5	10		1	61377	438345	184322	-994	417690	87818	-23.29	50889	0.38077	0.51042	1.000	0.14286	0.33318
5	11		1	61386	438345	183592	347.68	417690	87471	-188.3	50889	3.0774	4.1252	1.000	0.14457	0.33439
5	12		1	63981	438345	183287	993.39	417690	87325	-257.4	50889	4.207	5.6394	1.000	0.1534	0.34926
5	13		1	72057	438345	184322	-994	417690	87818	-23.29	50889	0.38077	0.51042	1.000	0.16722	0.39109
5	14		1	74651	438345	184016	-348.3	417690	87673	-92.4	50889	1.5104	2.0246	1.000	0.17295	0.4057
5	15		1	74661	438345	183287	993.39	417690	87325	-257.4	50889	4.207	5.6394	1.000	0.17776	0.40751
5	16		1	72067	438345	183592	347.68	417690	87471	-188.3	50889	3.0774	4.1252	1.000	0.16894	0.39256
9	1	GR	1	125232	438345	184425	0	417690	87867	0	50889	0	0	1.000	0.28569	0.67904
9	1	GR	1	7484.6	438345	184425	0	417690	87867	0	50889	0	0	1.000	0.017075	0.040583
4	1	GR	1	134358	438345	184425	0	417690	87867	0	50889	0	0	1.000	0.30651	0.72853
4	1	GR	1	16611	438345	184425	0	417690	87867	0	50889	0	0	1.000	0.037894	0.090067

Pilastrata SLU

Questo esempio ha come oggetto la verifica agli stati limite ultimi di una **pilastrata** della struttura trattata nell'esempio Edificio 1. Le verifiche effettuate con Jasp sono confrontate con verifiche effettuate mediante calcoli manuali e utilizzando software terzi. In particolare si utilizzano i freeware **Telaio 2D** e **VcaSlu** del prof. Piero Gelfi dell'università di Brescia.

La pilastrata in esame è disposta sul filo fisso n°2 ed è costituita dai pilastri P2/1 e P2/2



Stutture 3D - Jasp (file edificio6pilastri.jas)

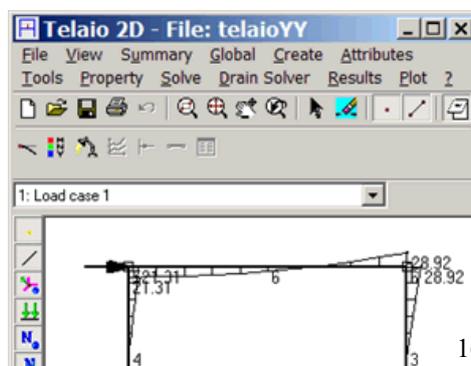
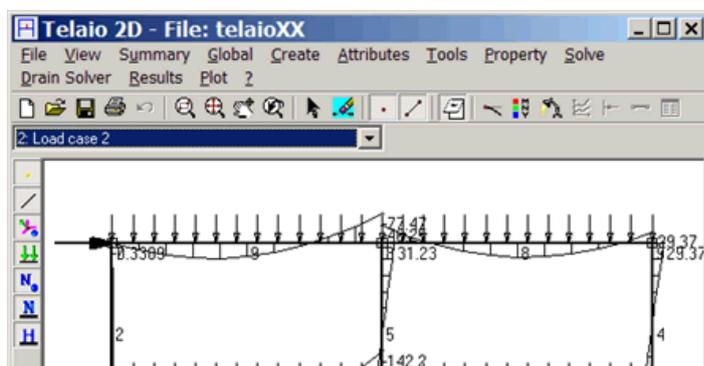
La pilastrata 2 appartiene ai telai piani [1-2-3] e [2-5]. I taglianti di piano di questi telai sono ricavati dai valori del taglio nei pilastri calcolati nell'esempio Edificio 1 e considerando le accelerazioni orizzontali calcolate nell'esempio Spettro di risposta

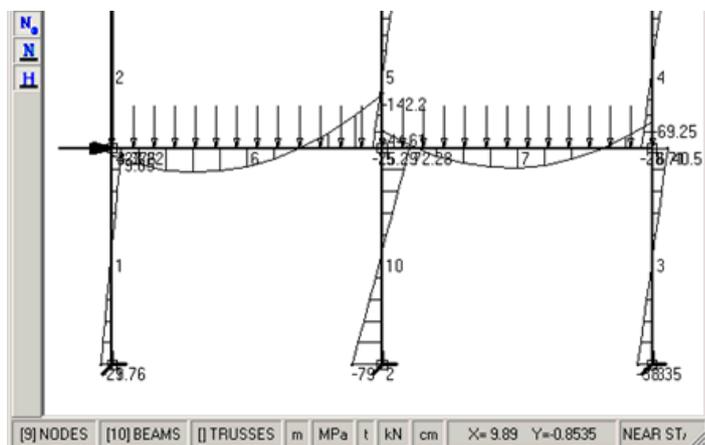
Telaio 1-2-3

Piano	Comb 3	Comb 6	Comb 12	Comb 13
1	33830 N	33830 N	12385 N	12385 N
2	36960 N	36960 N	13531 N	13531 N

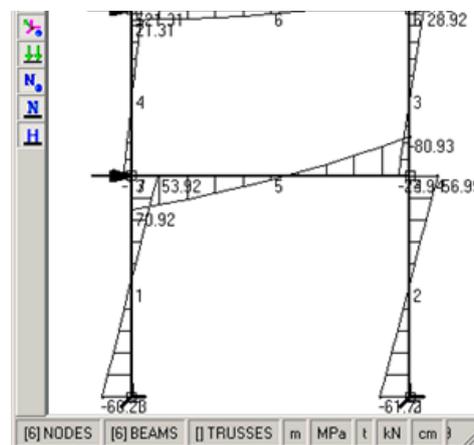
Telaio 2-5

Piano	Comb 3	Comb 6	Comb 12	Comb 13
1	8346 N	8346 N	27819 N	-27819 N
2	9118 N	9118 N	30393 N	-30393 N





Telaio XX - Telaio2D (file: telaioXX.t2d)



Telaio YY - Telaio2D (file: telaioYY.t2d)

I valori delle sollecitazioni sono calcolati con il software **Telaio2D**

Piano	Estremo	Comb 3			Comb 6			Comb 12			Comb 13		
		Mx [Nm]	My [Nm]	N [kN]	Mx [Nm]	My [Nm]	N [kN]	Mx [Nm]	My [Nm]	N [kN]	Mx [Nm]	My [Nm]	N [kN]
2	sup	11576	31228	-151	-3494	-31228	-145	21076	11432	-138	29158	11432	-158
2	inf	9820	-25294	-160	2463	25294	-154	16788	-9260	-147	24159	-9260	-167
1	sup	1835	72278	-384	-14969	-72278	-360	-53821	26461	-332	57088	26461	-410
1	inf	19120	-79000	-393	17462	79000	-369	60181	-28922	-341	61758	-28922	-422

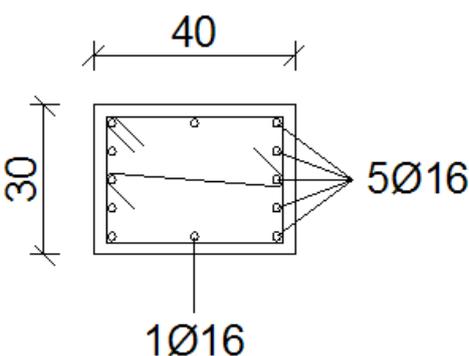
I valori calcolati con Jasp risultano essere:

Piano	Estremo	Comb 3			Comb 6			Comb 12			Comb 13		
		Mx [Nm]	My [Nm]	N [kN]	Mx [Nm]	My [Nm]	N [kN]	Mx [Nm]	My [Nm]	N [kN]	Mx [Nm]	My [Nm]	N [kN]
2	sup	11753	31768	-152	-3633	-31768	-146	-21584	11173	-139	29704	11432	-160
2	inf	-10035	-25710	-161	2542	25710	-155	17215	-9058	-148	-24707	-9260	-169
1	sup	18552	73695	-385	-15063	-73695	-361	-54281	25687	-331	57770	26461	-414
1	inf	-19359	-80530	-397	17605	+80530	-378	60729	-28052	-343	-62483	-28922	-426

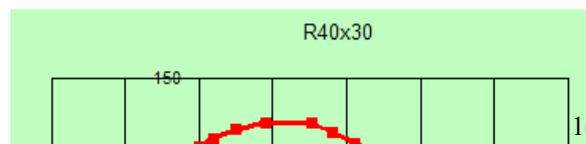
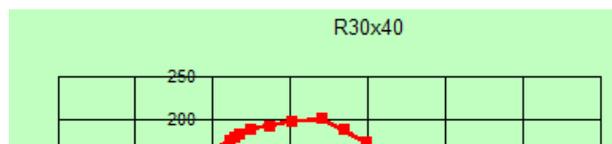
I valori sostanzialmente coincidono

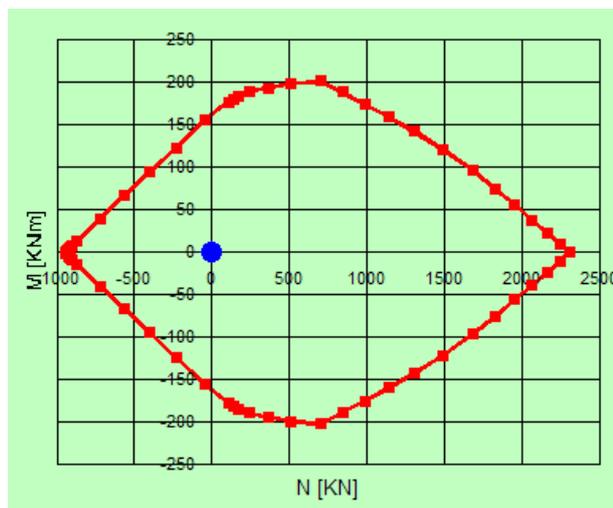
Verifica armatura longitudinale

L'armatura longitudinale della pilastrata è rappresentata nella figura seguente:

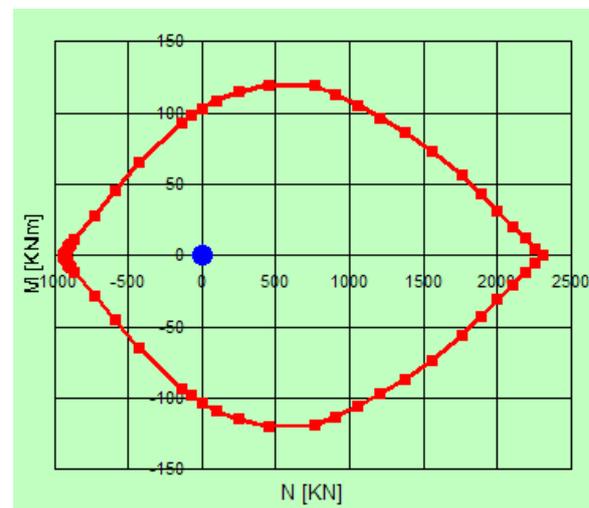


Sono riportati i domini calcolati con il software VCASLU del prof. Gelfi.





Dominio SLU - VcaSlu (file r30x40.slu)



Dominio SLU - VcaSlu (file r40x30.slu)

Nella tabella seguente sono riportate le verifiche effettuate da Jasp alla base del pilastro 2.

Verifiche N-Mx-My x=4m										
Fam. cmb	N. cmb	N [N]	Mx [Nm]	Mx / Mrx	crisi Mrx	My [Nm]	My / Mrx	crisi Mrx	α	N,Mx,My
1	1	-608350	-1146	0.0095192	acciaio	9.0116E-12	4.4904E-17	acciaio	1.5	0.0095192
5	1	-372532	17605	0.14823	acciaio	77963	0.40128	acciaio	1.5	0.45929
5	2	-372532	17605	0.14823	acciaio	72796	0.37468	acciaio	1.5	0.43451
5	3	-397096	-19359	0.16205	acciaio	80530	0.4127	acciaio	1.5	0.47789
5	4	-397096	-19359	0.16205	acciaio	70229	0.35991	acciaio	1.5	0.42917
5	5	-372532	17605	0.14826	acciaio	-70229	0.36153	acciaio	1.5	0.42234
5	6	-372532	17605	0.14826	acciaio	-80530	0.41456	acciaio	1.5	0.47174
5	7	-397096	-19359	0.16201	acciaio	-72796	0.373	acciaio	1.5	0.44116
5	8	-397096	-19359	0.16201	acciaio	-77963	0.39948	acciaio	1.5	0.4656
5	9	-343874	60729	0.51543	acciaio	25732	0.1332	acciaio	1.5	0.55964
5	10	-343874	60729	0.51543	acciaio	19496	0.10092	acciaio	1.5	0.54479
5	11	-343874	60729	0.51548	acciaio	-17176	0.088911	acciaio	1.5	0.53982
5	12	-343874	60729	0.51548	acciaio	-28052	0.14522	acciaio	1.5	0.56567
5	13	-425754	-62483	0.52022	acciaio	28052	0.14307	acciaio	1.5	0.56911
5	14	-425754	-62483	0.52022	acciaio	17176	0.087596	acciaio	1.5	0.54392
5	15	-425754	-62483	0.52017	acciaio	-19496	0.099423	acciaio	1.5	0.54876
5	16	-425754	-62483	0.52017	acciaio	-25732	0.13123	acciaio	1.5	0.56323

I valori sono coerenti con i domini di rottura calcolati con VcaSlu e con le sollecitazioni calcolate con Telaio2D.

Calcolo Taglio di progetto

I valori del taglio per i telai 1-2-3 e 2-5 ricavati con Telaio2D sono:

piano	Comb 3		Comb 13	
	Vx	Vy	Vx	Vy
2	18.84	6.982	6.897	20.64
1	37.82	9.319	13.85	29.67

I risultati forniti da Jasp sono:

piano	Comb 3		Comb 13	
	Vx	Vy	Vx	Vy
2	19.159	7.263	6.744	18.137

	Vx	Vy	Vx	Vy
2	19.159	7.263	6.744	18.137
1	38.56	9.478	13.46	30.07

A tali valori bisogna aggiungere i tagli prodotti dalla *gerarchia delle resistenze – taglio momento* (§7.4.4.2.1 NTC).

I valori dei momenti resistenti sono calcolati con il software VcaSlu. Per ogni direzione di verifica lo sforzo normale per il calcolo dei momenti resistenti è quello della combinazione che produce i valori di taglio più alto.

I momenti resistenti ricavati sono:

		Comb 3		Comb 13	
Piano	Estremo	Mry [kNm]	N [kN]	Mrx [kNm]	N [kN]
2	sup	182	-152	111	-160
2	inf	184	-161	112	-169
1	sup	194	-385	119	-414
1	inf	195	-397	120	-426

Il valore dal taglio di progetto deve essere calcolato con la formula:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd}^S + M_{Rd}^I}{l_p} \quad (7.4.5 \text{ NTC08})$$

Dove

γ_{Rd} = fattore di sovra resistenza = 1,0 per CDB [1,2 per CDA] (§7.4 CNTC08 4°capoverso).

MSRd = momento resistente superiore

MSRd = momento resistente inferiore

l_p = lunghezza netta del pilastro.

Piano	Vx [kN]	Vy [kN]
2	152	93
1	115	70.3

Verifica armatura trasversale (staffe)

Si procede alla verifica della sezione alla base del pilastro P2/1. Le sollecitazioni di progetto sono:

Comb	Vx [kN]	Vy [kN]	N [kN]
3	37.82	9.319	-397
13	13.46	30.07	-426
3 + GR	115	0	-397
13 + GR	0	70.3	-426

La geometria della sezione è:

Dati geometrici per verifica Vy,Vx,Mt.											
		Vy				Vx				Mt	
area Max tors. [mm ²]	bw [mm]	d [mm]	α [°]	N° bracci	bw [mm]	d [mm]	α [°]	N° bracci	A [m ²]	t [mm]	um [m]
1533.1	400	272	90	2	300	372	90	3	0.075421	71	1.1166

area Max tors. [mm ²]	bw [mm]	d [mm]	α [°]	N° bracci	bw [mm]	d [mm]	α [°]	N° bracci	A [m ²]	t [mm]	um [m]
1533.1	400	272	90	2	300	372	90	3	0.075421	71	1.1166

La verifica è effettuata con le formule (§4.1.2.1.1 NTC):

$$V_{Rsd} = 0,9dA_{sw}f_{yd}(\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)\sin\alpha/s \quad (4.1.18\text{-NTC08})$$

$$V_{Rcd} = 0,9db_w\alpha_c f'_{cd}(\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)/(1 + \cot^2\theta) \quad (4.1.19\text{-NTC08})$$

Nel caso in esame:

	Per Vx	Per Vy
Staffe	Ø8	
Passo staffe	11cm	
f'cd	5.6667 N/mm2	
fyd	390 N/mm2	
N° bracci	3	2
bw	300 mm	400 mm
d	372 mm	272 mm

I valori di verifica, calcolati con un foglio di calcolo, sono:

Comb	Vx [N]	Vy [N]	N [kN]	αc	ctgθ	Vxrc [N]	Vyrc [N]	Vxrs [N]	Vyrs [N]
3	37820	9319	-397	1.25	1	355727	346802	179002	87227
13	13460	30070	-426	1.25	1	355727	346802	179002	87227
3 + GR	115000	0	-397	1.25	1	355727	346802	179002	87227
13 + GR	0	70300	-426	1.25	1	355727	346802	179002	87227

Come si vede dalla tabella seguente i valori calcolati sono coincidenti con quelli utilizzati da Jasp per la verifica.

Fam. cmb	N. cmb	GR	ctg(θ)	Vy [N]	Vrcdy [N]	Vrsdy [N]	Vx [N]	Vrcdx [N]	Vrsdx [N]	Mt [Nm]	Trcd [Nm]	A.Long Mt [mm2]	A.Stf Mt [mm2/m]	αc	c.cem Vx,Vy,Mt	c.steel Vx,Vy
5	3		1	-9478	346800	87416	-38556	355725	179420	-39.92	30283	0.75521	0.67636	1.25	0.13704	0.49061
5	13		1	-30063	346800	87343	-13435	355725	179320	-62.3	30283	1.1784	1.0554	1.25	0.12651	0.59351
5	13	GR	1	-70600	346800	87545	0	355725	179597	0	30283	0	0	1.25	0.20358	0.85624
5	3	GR	1	0	346800	87545	-114679	355725	179597	0	30283	0	0	1.25	0.32238	0.76189

Jasp utilizza una parte dell'armatura trasversale per la verifica a torsione. Ciò provoca una piccola variazione di **Vrsdy** e **Vrsdx** a seconda della combinazione di carico.

Verifica gerarchia resistenza Trave-Pilastro

La verifica di gerarchia delle resistenze Trave-Pilastro è effettuata secondo il §7.4.4.2.1 NTC08, ed in particolare utilizzando la formula (7.4.4). I momenti resistenti delle travi sono calcolati nell'esempio Travata SLU e sono:

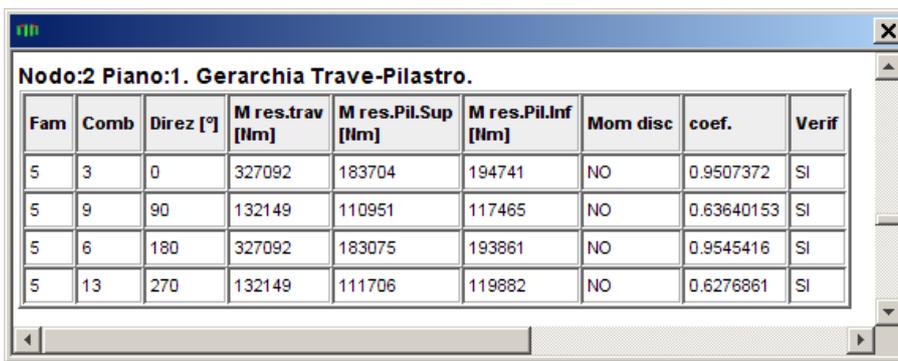
Trave	Nodo	M+ [kNm]	M- [kNm]
1-1	2	132.8	198.1
1-2	2	132.8	198.1

1-1	2	132.8	198.1
1-2	2	132.8	198.1
1-6	2	132.8	132.8

La tabella di verifica, calcolata con un foglio elettronico, è:

Fam	Comb	Direz [°]	M res. trav [kNm]	M res. Pil.Sup[kNm]	M res. Pil.Inf [kNm]	gamma	coef.	Verif
5	3	0	330.9	184	194	1.1	0.963	SI
5	9	90	132.8	112	119	1.1	0.632	SI
5	6	180	330.9	184	194	1.1	0.963	SI
5	13	270	132.8	112	119	1.1	0.632	SI

e coincide con quella fornita da Jasp



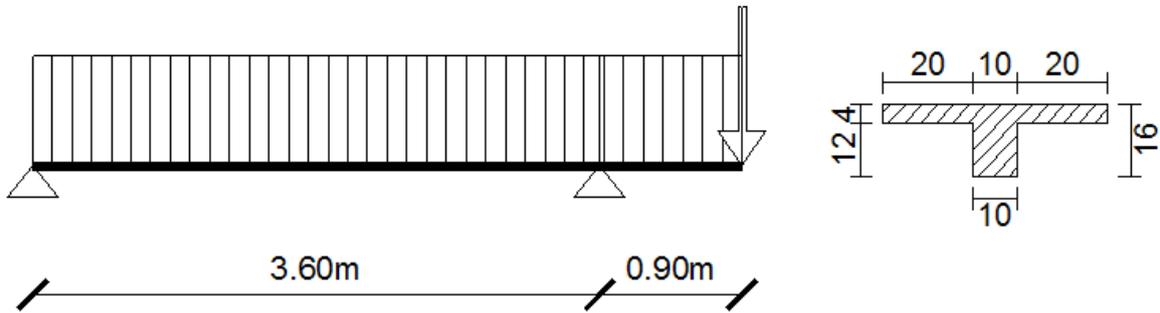
The screenshot shows a software window with the title "Nodo:2 Piano:1. Gerarchia Trave-Pilastro." containing a table with the following data:

Fam	Comb	Direz [°]	M res.trav [Nm]	M res.Pil.Sup [Nm]	M res.Pil.Inf [Nm]	Mom disc	coef.	Verif
5	3	0	327092	183704	194741	NO	0.9507372	SI
5	9	90	132149	110951	117465	NO	0.63640153	SI
5	6	180	327092	183075	193861	NO	0.9545416	SI
5	13	270	132149	111706	119882	NO	0.6276861	SI

Solaio Jasp

In questo test le verifiche di uno stesso solaio sono eseguite sia con le nuove funzionalità introdotte con Jasp 4.3 sia modellando il travetto del solai come una trave non armata a taglio.

Il solaio oggetto del test ha le caratteristiche geometriche mostrate in figura:



I carichi sono:

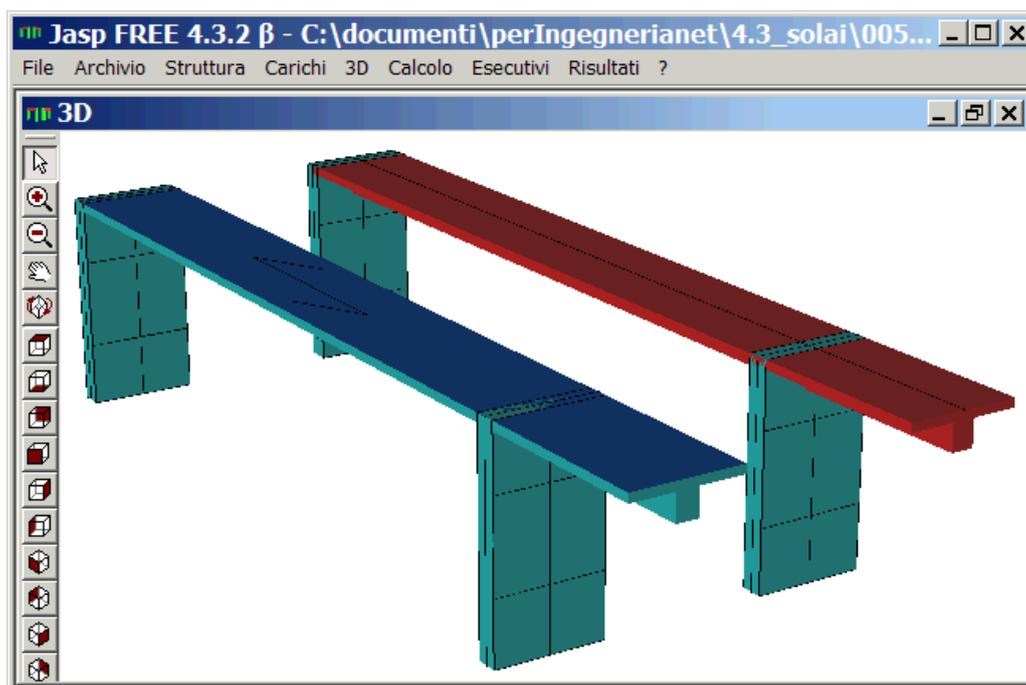
	Campata [N/m ²]	Balcone [N/m ²]	Ringhiera [N/m]
Peso proprio G1	1569.1	1569.1	0
Carico permanente G2	2500	2500	2000
Carico accidentale Q- cat. C	0	4000	0
Carico accidentale Q- cat. D	4000	0	0

I carichi su di un singolo travetto sono:

	Campata [N/m ²]	Balcone [N/m ²]	Ringhiera [N/m]
Peso proprio G1	784.6	784.6	0
Carico permanente G2	1250	1250	1000
Carico accidentale Q- cat. C	0	2000	0
Carico accidentale Q- cat. D	2000	0	0

In un unico file .jas sono state inserite 2 modellazioni dello stesso solaio,

- una ottenuta modellando il solaio con l'oggetto trave, che chiameremo "Jasp FEM"
- l'altra creando una sezione solaio ed inserendo il solaio tra 2 travi, che chiameremo "Jasp Solai".



confronto_solai.jas

Confronto sollecitazioni:

Confronto sollecitazioni:

Jasp FEM

Sollecitazioni Combinazioni

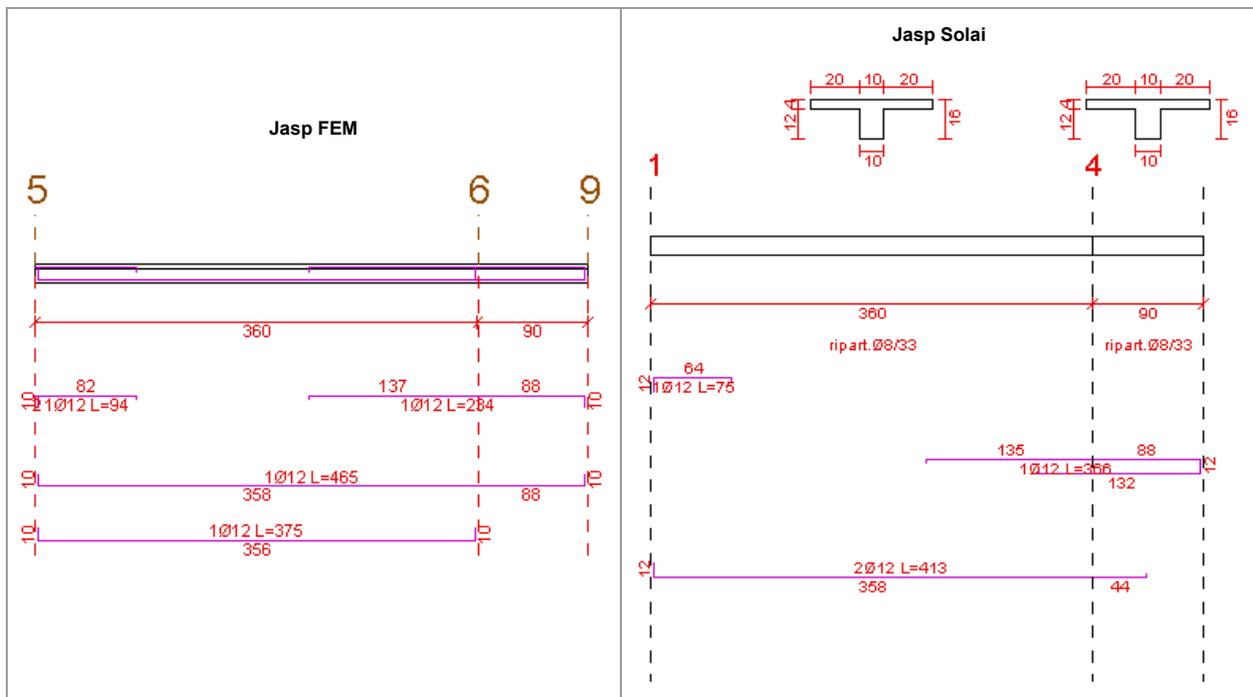
Fam.	n° Comb	Mezzeria						Nodo finale					
		Fx [N]	Fy [N]	Fz [N]	Mx [Nm]	My [Nm]	Mz [Nm]	Fx [N]	Fy [N]	Fz [N]	Mx [Nm]	My [Nm]	Mz [Nm]
1	1	0	0	-1037	0	7661	0	0	0	-11647	0	-3755	0
1	2	0	0	-699.6	0	8265.8	0	0	0	-11310	0	-2543	0
1	3	0	0	-1037	0	2815.4	0	0	0	-6247	0	-3740	0
2	1	0	0	-702.8	0	5255.2	0	0	0	-7965	0	-2546	0
2	2	0	0	-478.2	0	5658.4	0	0	0	-7740	0	-1738	0
2	3	0	0	-702.8	0	2024.8	0	0	0	-4365	0	-2536	0
3	1	0	0	-635.4	0	4407	0	0	0	-6818	0	-2301	0
3	2	0	0	-478.2	0	4689.3	0	0	0	-6660	0	-1735	0
3	3	0	0	-635.4	0	2145.8	0	0	0	-4298	0	-2294	0
4	1	0	0	-613	0	4124.3	0	0	0	-6435	0	-2219	0
9	1	0	0	-478.2	0	2428	0	0	0	-4140	0	-1729	0

Jasp Solai

Sollecitazioni

x [m]	Fondamentale					Rara.			Frequente			Quasi Perm.	
	N [N]	M min [Nm]	M max [Nm]	V min [N]	V max [N]	N [N]	M min [Nm]	M max [Nm]	N [N]	M min [Nm]	M max [Nm]	N [N]	M [Nm]
1.8	0	2821	8288.5	-1038	-700.7	0	2028.9	5673.9	0	2150.4	4701.9	0	4134.9
3.6	0	-3737	-2522	-11649	-5911	0	-2534	-1724	0	-2291	-1724	0	-2210

La armature di calcolo sono:



Confronto Verifiche SLU:

Jasp Solai

Verifiche N-Mx-My x=1.8m

Fam. cmb	N. cmb	info	N [N]	Mx [Nm]	Mx / Mrx	crisi Mrx	My [Nm]	My / Mrx	crisi Mrx	α	N/Nmax	N,Mx,My	N/[k·fcd·Ac]
1	1		0	7661	0.69829	acciaio	-2.4473E-14	2.0533E-18	acciaio	1	0	0.69829	
1	2		0	8265.8	0.75342	acciaio	-2.7022E-14	2.2672E-18	acciaio	1	0	0.75342	
1	3		0	2846	0.25941	acciaio	-8.4696E-15	7.1059E-19	acciaio	1	0	0.25941	

Verifiche N-Mx-My x=3.6m

Fam. cmb	N. cmb	info	N [N]	Mx [Nm]	Mx / Mrx	crisi Mrx	My [Nm]	My / Mrx	crisi Mrx	α	N/Nmax	N,Mx,My	N/[k·fcd·Ac]
1	1		0	-3755	0.74623	acciaio	-1.5114E-14	1.2681E-18	acciaio	1	0	0.74623	

Verifiche N-Mx-My x=3.0m

Fam. cmb	N. cmb	info	N [N]	Mx [Nm]	Mx / Mrx	crisi Mrx	My [Nm]	My / Mry	crisi Mry	α	N/Nmax	N,Mx,My	N/[k·fcd·Ac]
1	1		0	-3755	0.74623	acciaio	-1.5114E-14	1.2681E-18	acciaio	1	0	0.74623	
1	2		0	-2543	0.50546	acciaio	-1.7996E-14	1.5099E-18	acciaio	1	0	0.50546	
1	3		0	-3740	0.74336	acciaio	-2.9599E-15	2.4833E-19	acciaio	1	0	0.74336	

Verifiche Vx-Vy-Mt x=3.6m

Fam. cmb	N. cmb	info	ctg(θ)	Vy [N]	Vrcdy [N]	Vrsdy [N]	Vx [N]	Vrcdx [N]	Vrsdx [N]	Mt [Nm]	Trcd [Nm]	A.Long Mt [mm ²]	A.Stf Mt [mm ² /m]	α_c	c.cem Vx,Vy,Mt	c.steel Vx,Vy
1	1		1	-11647	8798.1	88511	-5.1994E-15	7300.1	0	-3.2769E-14	4844.4	0	0	1.000	1.3239	0.13159
1	2		1	-11310	8798.1	88511	-5.0145E-15	7300.1	0	-3.8458E-14	4844.4	0	0	1.000	1.2855	0.12779
1	3		1	-6247	8798.1	88511	-3.0609E-15	7300.1	0	-7.1771E-15	4844.4	0	0	1.000	0.71008	0.070584

Jasp Solai

Verifiche SLU

x [m]	F.ass [N]	M max [Nm]	M min [Nm]	Mr max [Nm]	Mr min [Nm]	M/Mr	V max [N]	Vrd [N]	V/Vrd	VRsd [N]	V/VRsd
1.8	0	8288.5	2821	-400.1	10971	0.75549	1038.2	11085	0.093656	88511	0.011729
3.6	0	-2522	-3737	-5032	11153	0.7428	11649	8798.1	1.324	88511	0.13161

Confronto verifiche tensioni di esercizio:

Jasp Solai

Verifiche tensioni esercizio

x [m]	Fam.Cmb.	σ_c amm [N/mm ²]	σ_s amm [N/mm ²]	n	N [N]	M [Nm]	Mc amm	Ms amm	N/Nmax	M/Mamm
1.8	Rara	15	360	10.008	0	5673.9	13882	9928	0	0.57151
1.8	Quasi Perm.	11.25	360	15	0	4134.9	12196	9774.2	0	0.42305
3.6	Rara	15	360	10.008	0	-2534	4563.6	4688.3	0	0.55526
3.6	Quasi Perm.	11.25	360	15	0	-2210	4326.7	4589.7	0	0.51078

Jasp FEM

Verifiche tensioni esercizio N-Mx-My x=1.8m

Fam. cmb	N. cmb	σ_c amm [N/mm ²]	σ_s amm [N/mm ²]	n	N [N]	Mx [Nm]	Mxc amm	Mxs amm	My [Nm]	Myc amm	Mys amm	N/Nmax	N,Mx,My
2	1	15	360	10.008	0	5255.2	13882	9928	-1.6043E-14	-7760	-6401	0	0.52933
2	2	15	360	10.008	0	5658.4	13882	9928	-1.7771E-14	-7760	-6401	0	0.56995
2	3	15	360	10.008	0	2024.8	13882	9928	-5.6952E-15	-7760	-6401	0	0.20395
4	1	11.25	360	15	0	4124.3	12196	9774.2	-1.2595E-14	-6478	-5700	0	0.42196

Verifiche tensioni esercizio N-Mx-My x=3.6m

Fam. cmb	N. cmb	σ_c amm [N/mm ²]	σ_s amm [N/mm ²]	n	N [N]	Mx [Nm]	Mxc amm	Mxs amm	My [Nm]	Myc amm	Mys amm	N/Nmax	N,Mx,My
2	1	15	360	10.008	0	-2546	-4564	-4688	-9.6012E-15	-8578	-8490	0	0.55785
2	2	15	360	10.008	0	-1738	-4564	-4688	-1.155E-14	-8578	-8490	0	0.38089
2	3	15	360	10.008	0	-2536	-4564	-4688	-1.8192E-15	-8578	-8490	0	0.55575
4	1	11.25	360	15	0	-2219	-4327	-4590	-7.2681E-15	-7049	-7373	0	0.51285

Confronto verifiche fessurazioni

Jasp Solai

Verifiche fessurazione

x [m]	Descrizione	Fam. cmb	N. cmb	w amm [mm]	N [N]	M [Nm]	β	σ_c [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]	ϵ_{sm}	θ	s [mm]	ρ	k3	yn [m]	Δsm [mm]	wd [mm]	coef. Verif.
1.8	lato inf	3	-	0.4	0	4701.9	0.38361	-	173.13	0.00076377	12	50	0.036505	0.125	0.036074	70.436	0.091455	0.2286
1.8	lato inf	4	-	0.3	0	4134.9	0.43622	-	152.25	0.00085603	12	50	0.036505	0.125	0.036074	70.436	0.078554	0.2618
3.6	lato sup	3	-	0.4	0	-2291	1.5857	1.4854	11.238	-	12	168	0.013833	0.125	0.062667	120.98	0	0.0000
3.6	lato sup	4	-	0.3	0	-2210	1.6438	1.4328	10.84	-	12	168	0.013833	0.125	0.062667	120.98	0	0.0000

Jasp FEM

Verifiche stato limite fessurazione N-Mx lato:Inf x=1.8m

Descrizione	Fam. cmb	N. cmb	w amm [mm]	N [N]	M [Nm]	β	σ_c [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]	ϵ_{sm}	θ	s [mm]	ρ	k3	yn [m]	Δsm [mm]	wd [mm]	coef. Verif.
dir X - lato inf	3	1	0.4	0	4407	0.40928	-	162.27	0.000708	12	50	0.036505	0.125	0.036074	70.436	0.084777	0.2119
dir X - lato inf	3	2	0.4	0	4689.3	0.38465	-	172.66	0.00076139	12	50	0.036505	0.125	0.036074	70.436	0.091169	0.2279
dir X - lato inf	3	3	0.4	0	2145.8	0.8406	-	27.847	8.5754E-5	12	50	0.036505	0.125	0.036074	70.436	0.010268	0.0257

dir X - lato inf	3	1	0.4	0	4407	0.40928	-	162.27	0.000708	12	50	0.036505	0.125	0.036074	70.436	0.084777	0.2119
dir X - lato inf	3	2	0.4	0	4689.3	0.38465	-	172.66	0.00076139	12	50	0.036505	0.125	0.036074	70.436	0.091169	0.2279
dir X - lato inf	3	3	0.4	0	2145.8	0.8406	-	27.847	8.5754E-5	12	50	0.036505	0.125	0.036074	70.436	0.010268	0.0257
dir X - lato inf	4	1	0.3	0	4124.3	0.43734	-	151.86	0.00065399	12	50	0.036505	0.125	0.036074	70.436	0.07831	0.2610

Verifiche stato limite fessurazione N-Mx lato:Sup x=3.6m

Descrizione	Fam. cmb	N. cmb	w amm [mm]	N [N]	M [Nm]	β	σ_c [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]	ϵ_{sm}	σ	ρ	k3	yn [m]	Δsm [mm]	wd [mm]	coef. Verif.	
dir X - lato sup	3	1	0.4	0	-2301	1.579	1.4916	11.285	-	12	168	0.013833	0.125	0.062667	120.98	0	0.0000
dir X - lato sup	3	2	0.4	0	-1735	2.0934	1.1251	8.5123	-	12	168	0.013833	0.125	0.062667	120.98	0	0.0000
dir X - lato sup	3	3	0.4	0	-2294	1.5836	1.4873	11.252	-	12	168	0.013833	0.125	0.062667	120.98	0	0.0000
dir X - lato sup	4	1	0.3	0	-2219	1.6372	1.4387	10.884	-	12	168	0.013833	0.125	0.062667	120.98	0	0.0000

Confronto calcolo deformazioni:

Jasp FEM

Verifiche deformazione

x	EI ² /EI	mom [Nm]	rotaz. Elast.[°]	spost. Elast. [mm]	Integrazione da Sx				Integrazione da Dx				coef. Verif	
					dist [m]	rot [°]	spost. [mm]	freccia [mm]	dist [m]	rot [°]	spost. [mm]	freccia [mm]		
0	0.37408	0	0.139	0	0	0.139	0	0	3.6	0.989	23.269	0	0	0
0.01	0.37408	51.921	0.139	-0.024227	0.01	0.139	-0.024226	-0.11	3.59	0.989	23.096	-0.11	-0.11	0.007
0.06	0.37408	306.67	0.139	-0.14528	0.06	0.138	-0.14506	-0.65	3.54	0.988	22.234	-0.65	-0.65	0.045
0.36	0.36992	1665.4	0.13	-0.85354	0.36	0.116	-0.81004	-3.82	3.24	0.966	17.118	-3.82	-3.82	0.266
0.72	0.22242	2911.6	0.107	-1.604	0.72	0.038	-1.294	-7.32	2.88	0.888	11.293	-7.32	-7.32	0.508
1.08	0.20091	3738.6	0.073	-2.172	1.08	-0.12	-1.036	-10.08	2.52	0.73	6.2096	-10.08	-10.08	0.7
1.44	0.19471	4146.4	0.033	-2.506	1.44	-0.321	0.34978	-11.71	2.16	0.529	2.2539	-11.71	-11.71	0.813
1.8	0.19486	4134.9	-0.009	-2.58	1.8	-0.535	3.0385	-12.03	1.8	0.315	-0.39854	-12.03	-12.03	0.836
2.16	0.20153	3704.4	-0.049	-2.394	2.16	-0.734	7.0255	-11.06	1.44	0.116	-1.753	-11.06	-11.06	0.768
2.52	0.22527	2854.6	-0.082	-1.976	2.52	-0.889	12.125	-8.98	1.08	-0.039	-1.995	-8.98	-8.98	0.623
2.85	0.37408	1707.3	-0.104	-1.435	2.85	-0.959	17.447	-6.42	0.75	-0.109	-1.569	-6.42	-6.42	0.446
2.88	0.37408	1585.6	-0.105	-1.38	2.88	-0.963	17.95	-6.16	0.72	-0.113	-1.511	-6.16	-6.16	0.428
3.24	0.37408	-102.6	-0.113	-0.68572	3.24	-0.983	24.063	-3.07	0.36	-0.133	-0.73909	-3.07	-3.07	0.213
3.59	0.37408	-2146	-0.102	-0.017807	3.59	-0.953	29.977	-0.08	0.01	-0.103	-0.017896	-0.08	-0.08	0.006
3.6	0.37408	-2210	-0.102	-4.4408E-16	3.6	-0.952	30.143	0	0	-0.102	-4.4408E-16	0	0	0

Jasp Solai

Verifiche Deformazioni

x	EI ² /EI	mom [Nm]	rotaz. Elast.[°]	spost. Elast. [mm]	Integrazione da Sx				Integrazione da Dx				coef. Verif	
					dist [m]	rot [°]	spost. [mm]	freccia [mm]	dist [m]	rot [°]	spost. [mm]	freccia [mm]		
0	0.37408	-12.27	0.138	-0.0046963	0	0.138	-0.0046963	0	3.6	0.986	23.211	-0	-0	0
0.01	0.37408	39.662	0.138	-0.028838	0.01	0.138	-0.028837	-0.11	3.59	0.986	23.039	-0.11	-0.11	0.007
0.15	0.37408	732.72	0.137	-0.36549	0.15	0.134	-0.36185	-1.61	3.45	0.982	20.634	-1.61	-1.61	0.112
0.21	0.36788	1010.3	0.135	-0.508	0.21	0.13	-0.50039	-2.25	3.39	0.978	19.607	-2.25	-2.25	0.156
0.36	0.36788	1653.4	0.13	-0.8555	0.36	0.115	-0.82168	-3.82	3.24	0.963	17.065	-3.82	-3.82	0.266
0.72	0.22286	2900	0.106	-1.604	0.72	0.037	-1.301	-7.31	2.88	0.886	11.257	-7.31	-7.31	0.508
1.08	0.20111	3727.3	0.073	-2.171	1.08	-0.12	-1.042	-10.06	2.52	0.728	6.1866	-10.06	-10.06	0.699
1.44	0.19486	4135.4	0.033	-2.504	1.44	-0.32	0.33957	-11.68	2.16	0.528	2.2392	-11.68	-11.68	0.811
1.8	0.195	4124.3	-0.009	-2.578	1.8	-0.533	3.02	-12.01	1.8	0.315	-0.40949	-12.01	-12.01	0.834
2.16	0.20172	3694.1	-0.049	-2.394	2.16	-0.732	6.9943	-11.04	1.44	0.116	-1.764	-11.04	-11.04	0.767
2.52	0.22503	2844.6	-0.082	-1.977	2.52	-0.886	12.077	-8.97	1.08	-0.038	-2.011	-8.97	-8.97	0.623
2.84	0.36788	1737.6	-0.103	-1.455	2.84	-0.955	17.219	-6.5	0.76	-0.107	-1.606	-6.5	-6.5	0.451
2.88	0.37408	1575.9	-0.105	-1.383	2.88	-0.96	17.888	-6.16	0.72	-0.112	-1.529	-6.16	-6.16	0.428
3.24	0.37408	-111.9	-0.113	-0.69126	3.24	-0.98	23.983	-3.08	0.36	-0.132	-0.76282	-3.08	-3.08	0.214
3.45	0.37408	-1290	-0.108	-0.28412	3.45	-0.969	27.555	-1.26	0.15	-0.121	-0.29983	-1.26	-1.26	0.087
3.59	0.37408	-2155	-0.102	-0.02657	3.59	-0.951	29.9	-0.08	0.01	-0.103	-0.026659	-0.08	-0.08	0.006
3.6	0.37408	-2219	-0.101	-0.0088628	3.6	-0.949	30.066	-0	0	-0.101	-0.0088628	0	-0	0

Tuttii risultati coincidono.

