

Esempi di applicazione del programma "Analisi sismica" di Cemar (Versione 9.03)

Introduzione:

Il presente documento descrive alcuni esempi applicazione del software "Analisi sismica" di CEMAR, al fine di fornire all'utente alcuni strumenti per la valutazione dell'affidabilità e dei limiti di validità del programma.

Gli esempi di edifici analizzati si posizionano al limite dell'ambito di validità del programma per testarne l'affidabilità.

I risultati ottenuti col codice di calcolo "Analisi sismica" (nel seguito chiamato per sintesi "CEMAR") sono per ogni caso studio confrontati con quelli ottenuti con un altro programma a elementi finiti (nel seguito indicato "EF").

Nel seguito sono descritti i seguenti esempi di calcolo:

Esempio 1 – Analisi lineare dinamica di un edificio in c.a. a pareti snelle con porticato soggetto a sisma

Esempio 2 – Analisi lineare dinamica di un edificio in c.a. a pareti snelle con diaframmi sfalsati soggetto a sisma

Esempio 3 – Analisi lineare dinamica di un edificio in c.a. a pareti snelle con irregolarità in pianta soggetto a sisma

Gli esempi forzano l'utilizzo del programma su edifici con pareti al limite del rapporto dimensionale della sezione ($L/B \geq 4$). Ognuno di essi è inoltre caratterizzato da condizioni di irregolarità in pianta e/o elevazione tipiche del costruito reale.

Le osservazioni e i commenti espressi negli esempi non hanno validità generale ma sono riferiti al caso specifico analizzato e alle ipotesi adottate per il calcolo della risposta sismica.

Esempio n.1 – "Analisi lineare dinamica di un edificio in c.a. a pareti snelle con porticato soggetto a sisma"

Tipologia di struttura analizzata

La struttura analizzata è una struttura 3D, in cui la resistenza all'azione sismica è affidata ad un sistema di pareti di controvento, mentre i carichi verticali sono portati da telai non-sismoresistenti caratterizzati da travi in spessore di solaio. La struttura, di altezza pari a 2 piani, è caratterizzata dalla presenza di un porticato (Figura 1). Gli impalcati, in latero-cemento, possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano; la copertura è in legno con diaframma di piano, opportunamente organizzata con una cappa in c.a. alleggerito per ottenere un diaframma di piano rigido in copertura.

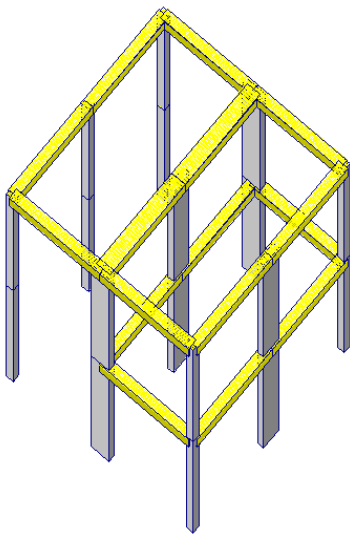


Figura 1 - Vista 3D della struttura

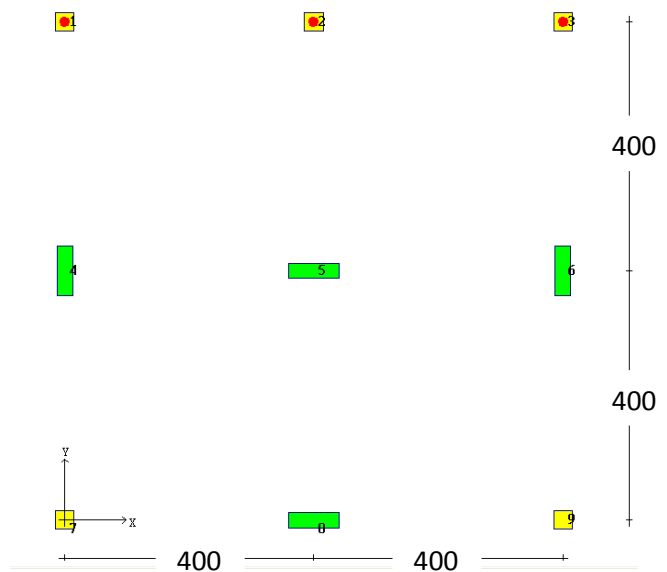


Figura 2 - Pianta della struttura

Geometria e proprietà meccaniche degli elementi strutturali

La pianta dell'edificio (Figura 2) è caratterizzata da una maglia strutturale regolare con campate di luce pari a 4m.

Le pareti sismoresistenti sono così disposte:

- sisma direzione X: 2 setti resistenti di sezione 80cm x 20cm
- sisma direzione Y: 2 setti resistenti di sezione 80cm x 20cm

Gli elementi non-sismoresistenti hanno invece le seguenti dimensioni:

- pilastri 30cm x 30cm (bxh)
- cordoli/travi di bordo 40cm x 25cm (bxh)
- travi di spina 60cm x 25cm (bxh)

L'altezza interpiano è pari a 310cm.

Il modulo elastico dei materiali è ridotto al fine di considerare la fessurazione del calcestruzzo. Il modulo II modulo elastico del calcestruzzo è stato ridotto al 75% del valore per i pilastri/setti, ed al 50% per le travi (n.b.: ininfluente sui risultati di analisi dinamiche eseguite da CEMAR), come illustrato in Tabella 1 e in Figura 2.

Tabella 1 - Modulo elastico materiali

	E [MPa]	E' [MPa]
pilastri/setti	31476	23607
travi	31476	15738

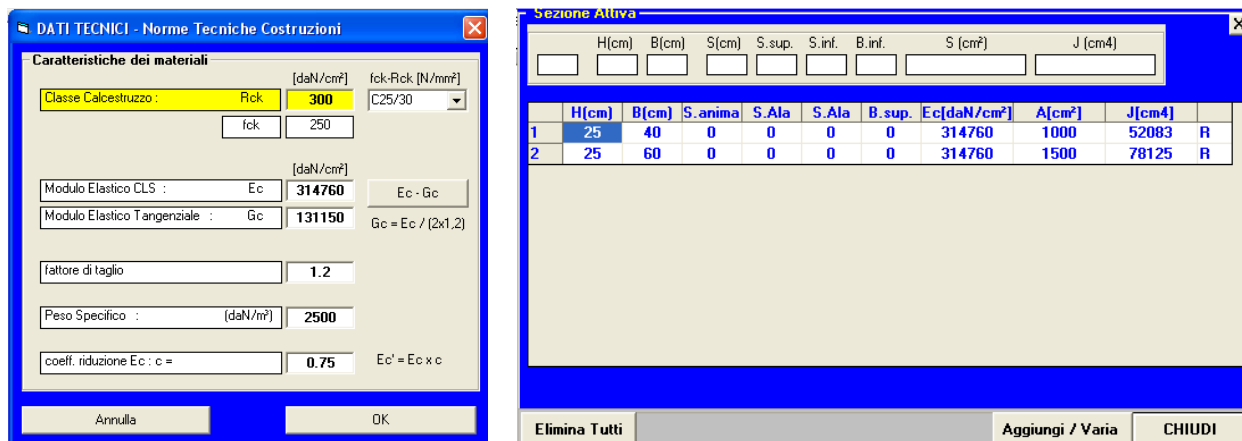


Figura 3 - Proprietà meccaniche degli elementi strutturali

Nell'esempio che segue è riportato il confronto dell'analisi sismica dell'edificio eseguita da CEMAR (che modella il comportamento a mensola dei setti, mentre i pilastri sono svincolati per essere assimilati a bielle) e da un altro solutore ad elementi finiti, considerando il comportamento a mensola dei setti con (designato nel seguito come "EF + telaio") e senza (designato nel seguito come "EF") il contributo a telaio degli elementi non sismo-resistenti.

Carichi

L'edificio prototipo è destinato a civile abitazione ($\psi_2=0,3$), ed è sito ad una quota inferiore a 1000m s.l.m. ($\psi_{2, neve}=0$). Il dettaglio dei carichi è riportato in Tabella 2. Per i tamponamenti si considera un'area d'influenza pari all'interpiano per il piano tipo, pari a metà dell'interpiano per la copertura.

Tabella 2 - Carichi

Piano tipo			Copertura		
	caratteristici	comb. sismica		caratteristici	comb. sismica
	[daN/m ²]			[daN/m ²]	
g_1	300	300	g_1	150	100
g_2	350	350	g_2	100	150
$q_{civile\ abitazione}$	200	60	q_{neve}	120	0
totale	850	710	totale	370	250

Tamponamenti

	caratteristici	comb. sismica
	[daN/m]	
piano tipo	700	700
copertura	350	350

Masse

Il dettaglio delle masse di piano calcolato dal programma "Analisi Sismica" è riportato in Tabella 3 e in Figura 4. Il programma di confronto distribuisce in modo leggermente diverso da CEMAR le masse al piano primo, dove l'impalcato è interrotto (in particolare metà della massa degli edifici che si sviluppano su 2 piani è concentrata in copertura e l'altra metà a terra).

Nota: per la conversione carico \rightarrow massa si assume un valore di accelerazione di gravità pari a 10.

Tabella 3 - Masse sismiche

	[t]
Piano tipo	42
Copertura	54

PESO DELLE MASSE SISMICHE

	G_i (perm)	Q_i (Acc)	ψ_2	G_i+Q_i (ψ_2)	Sup (m ²) Lin. (m)	W_i [daN]	X_g [m]	Y_g [m]
Piano n. 2								
peso setti	: 4,224	=		4,224	=	4,224	4.00	3.74
peso travi	: 11,000	=		11,000	=	11,000	4.00	4.00
COPERTURA	: 250 +	120 x 0.00	=	250	x 64.00 =	16,000	4.00	4.00
Tamponamento Mezzo	: 350		=	350	x 32.00 =	11,200	4.00	4.00
					$W(2) =$	42,424		
Piano n. 1								
peso setti	: 8,448	=		8,448	=	8,448	4.00	3.74
peso travi	: 6,000	=		6,000	=	6,000	4.00	2.00
SOLAIO	: 650 +	200 x 0.30	=	710	x 32.00 =	22,720	4.00	2.00
Tamponamento	: 700		=	700	x 24.00 =	16,800	4.00	2.00
					$W(1) =$	53,968		
					$W_{tot.} =$	96,391 daN		

Figura 4 - Valutazione delle masse sismiche nella relazione di calcolo di "Analisi Sismica"

Spettro di risposta

L'edificio prototipo è considerato sito nel comune di Salò (BS; long. 10.516, lat 45.6); la vita nominale è stata assunta pari a 50 anni, il coefficiente d'uso pari a 1 (classe II, normale affollamento); il tempo di ritorno allo SLV è di 475 anni. Il terreno su cui sorge l'edificio è in categoria topografica T1 e la categoria di suolo è C. Per omogeneità, ai soli fini del confronto, si è adottato un fattore di struttura pari a 3, con eccentricità accidentale pari al 5% della dimensione in pianta. Il dettaglio dei dati necessari per la definizione degli spettri, come illustrato nella relazione di calcolo di "Analisi Sismica" è riportato in Figura 5.

<u>Periodo di riferimento della costruzione</u>			
Vita Nominale	: Vn =	50 anni	
Classe d'uso : II	: Cu =	1.0	
Periodo di riferimento	: Vr =	50 anni	Vr = Vn x Cu
<hr/>			
Coordinate del sito	: LON(°) =	10.516	LAT(°) = 45.600 Zona Sismica : 2
<hr/>			
<u>Parametri sismici</u>		SLV	SLD
PVr =	10%	63%	Probabilità superamento nel periodo di rif. Vr
Tr =	475	50	Periodo di ritorno (anni): $Tr = -Vn / (\ln(1 - PVr))$
ag =	0.158	0.057	accelerazione orizzontale max.
Fo =	2.484	2.483	fattore di amplificazione spettro
Tc* =	0.272	0.240	periodo inizio tratto velocità costante
Tb =	0.146	0.135	Tb = Tc/3
Tc =	0.439	0.404	Tc = Cc x Tc*
Td =	2.233	1.827	Td = 4.0 x ag/g + 1.6
<u>Caratteristiche Suolo nel Sito</u>		SLV	SLD
Categoria Sottosuolo	: C	Ss = 1.46	1.50
		Cc = 1.61	1.68
Categoria Topografica	: T1	ST = 1.00	1.00
Coeff.di amplificazione: S = Ss x St		S = 1.46	1.50

Figura 5 - Parametri sismici del sito nella relazione di calcolo di "Analisi Sismica"

Risultati

Modi di vibrare e masse modali

In Tabella 4 si riporta il confronto tra i periodi propri e masse modali della struttura modellata con CEMAR ed un altro programma EF.

Modo	CEMAR			EF			EF + telaio		
	T(s)	Massa X	Massa Y	T(s)	Massa X	Massa Y	T(s)	Massa X	Massa Y
1	0.69	52%	0%	0.70	50%	0%	0.41	0%	81%
2	0.60	0%	77%	0.60	0%	78%	0.41	50%	0%
3	0.45	26%	0%	0.47	29%	0%	0.32	33%	0%
4	0.10	1%	21%	0.10	0%	22%	0.09	0%	19%
5	0.10	21%	2%	0.10	21%	0%	0.09	16%	0%
6	0.07	0%	0%	0.09	0%	0%	0.08	1%	0%

Tabella 4 - confronto modi di vibrare e masse modali CEMAR – EF

Nell'esempio, il confronto tra la modellazione di "Cemar" ed "EF" mostra una differenza nella valutazione del periodo proprio del primo modo di vibrare, per entrambe le direzioni, inferiore al 4%; per quello del secondo modo la differenza è inferiore al 5%. Le masse modali per il primo modo presentano approssimazioni inferiori al 4%, inferiori al 10% nel secondo modo e al 5% nel terzo modo.

Il confronto tra la modellazione di "Cemar" ed "EF+telaio" mostra una significativa riduzione del periodo dei modi di vibrare nelle due direzioni, fino al 40%, quando si considera il contributo delle travi. Nell'esempio, il contributo del telaio modifica la massa modale associata ai diversi modi di vibrare, fino al 20%.

Sollecitazioni sui setti

La numerazione dei setti è riportata in Figura 6.

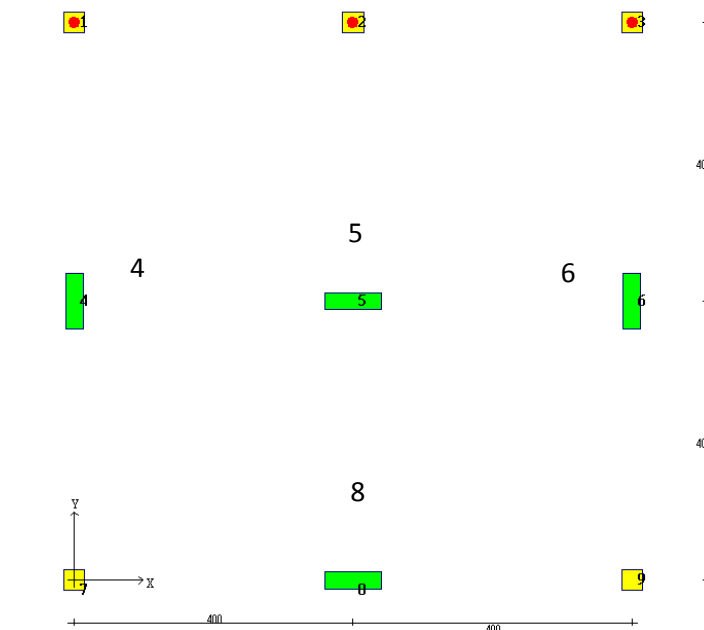


Figura 6 - Numerazione dei setti

- setti in direzione X

In Tabella 5 si riporta il confronto degli involuipi di sollecitazione ai vari piani tra CEMAR ed EF per i setti numero 5 e 8 di Figura 6.

Tabella 5 - Confronto sollecitazioni di taglio e flessionali per i setti 5 ed 8 (80 x 25), sisma direzione X

Sisma dir. X						
parete 5						
CEMAR			EF		EF + telaio	
	T [kN]	M [kNm]	T [kN]	M [kNm]	T [kN]	M [kNm]
PT	52	251	47	232	27	162
1P	36	111	33	102	51	46;25*
Cop	\	0	\	0	\	-39
parete 8						
CEMAR			EF		EF + telaio	
	T [kN]	M [kNm]	T [kN]	M [kNm]	T [kN]	M [kNm]
PT	44	193	45	206	46	143
1P	25	77	27	83	19	37;20*
Cop	\	0	\	0	\	-25

*momento al di sotto ed al di sopra del solaio, che varia per effetto-telaio

- setti in direzione Y

In Tabella 6 si riporta il confronto degli involuipi di sollecitazione ai vari piani tra CEMAR ed EF per i setti numero 4 e 6 (medesimo stato di massima sollecitazione) di Figura 6.

Tabella 6 - Confronto sollecitazioni di taglio e flessionali per i setti 4 ed 6 (80 x 25), sisma direzione Y

Sisma dir. Y						
setti 4 e 6						
	CEMAR		EF		EF + telaio	
	T [kN]	M [kNm]	T [kN]	M [kNm]	T [kN]	M [kNm]
PT	63	313	66	328	69	254
1P	43	133	44	137	36	63;54*
Cop	\	0	\	0	\	-50

*momento al di sotto ed al di sopra del solaio, che varia per effetto-telaio

Si osserva che, per entrambe le direzioni di applicazione del sisma, la modellazione che trascura il ruolo del telaio con "Cemar" e con "EF" offre risultati del tutto analoghi, con variazione della sollecitazione di taglio e momento massimo ai piani inferiore al 10%.

Il contributo degli elementi secondari non stravolge la risposta della struttura, tuttavia produce un incremento del rapporto tra le azioni di taglio e momento nelle pareti, pari a circa il 30% nelle zone critiche. Tale incremento deve essere opportunamente tenuto in conto nell'applicazione della gerarchia delle resistenze nel progetto delle zone critiche alla base della parete. Anche per ovviare a questi aspetti, per le pareti la normativa prevede di aumentare, per le pareti, la sollecitazione ottenuta dall'analisi, come indicato nel § 7.4.4.5.1 del D.M. 14-1-2008, in funzione della classe di duttilità adottata per la struttura.

Infine, il comportamento a telaio produce un momento flettente in sommità alla parete non previsto nella modellazione a mensole isostatiche eseguita da Cemar.

Verifica di instabilità

La verifica di instabilità (P- Δ) è riportata nelle Tabelle 7 e 8; per entrambi, i programmi lo spostamento è riferito al centro di massa del piano.

Tabella 7 - Verifica di instabilità, sisma in direzione X

sisma X								
programma	CEMAR				EF			
piano	P [kN]	V [kN]	d _r [mm]	θ	P [kN]	V [kN]	d _r [mm]	θ
1P	424	60	25.5	0.06	334	58	36.0	0.07
PT	964	129	9.6	0.02	1006	87	11.1	0.04
programma	EF+telaio							
piano	P [kN]	V [kN]	d _r [mm]	θ				
1P	334	82	18.0	0.02				
PT	1006	118	6.9	0.02				

Tabella 8 - Verifica di instabilità, sisma in direzione Y

sisma Y								
programma	CEMAR				EF			
piano	P [kN]	V [kN]	d _r [mm]	θ	P [kN]	V [kN]	d _r [mm]	θ
1P	424	76	64.4	0.12	334	76	31.2	0.04
PT	964	148	20.8	0.04	1006	110	15.0	0.04
programma	EF+telaio							
piano	P [kN]	V [kN]	d _r [mm]	θ				
1P	334	103	19.2	0.02				
PT	1006	149	11.1	0.02				

Si osserva che nella verifica degli effetti del secondo ordine dei carichi verticali, la modellazione fatta con "Cemar" e con "EF" mostra differenze trascurabili nella valutazione del coefficiente θ ai vari piani in direzione X. In direzione Y, invece, Cemar offre un risultato estremamente a favore di sicurezza, dovuto ad una valutazione conservativa dello spostamento relativo di interpiano.

Il contributo degli elementi secondari nella modellazione "EF+telaio" produce in entrambe le direzioni un irrigidimento della struttura e quindi valori di θ minori rispetto "Cemar", la cui valutazione risulta quindi a favore di sicurezza.

Verifica spostamento SLV

La verifica di spostamento allo SLV viene riportata, per i punti a massimo spostamento ad ogni piano, in Tabella 9 e in Tabella 10 (si osserva che la verifica non è richiesta da normativa tecnica).

Verifica spostamento SLD

La verifica di spostamento relativo interpiano allo SLD viene riportata, per l'elemento che subisce il

massimo spostamento relativo tra i suoi estremi, in Tabella 11 e in Tabella 12.

Tabella 9 - Verifica spostamento SLV in direzione X

Sisma dir. X						
	CEMAR		EF		EF + telaio	
	dx [mm]	dy [mm]	dx [mm]	dy [mm]	dx [mm]	dy [mm]
1P	14	10	14	15	8	9
Cop	59	41	65	45	34	25

Tabella 10 - Verifica spostamento SLV in direzione Y

Sisma dir. Y						
	CEMAR		EF		EF + telaio	
	dx [mm]	dy [mm]	dx [mm]	dy [mm]	dx [mm]	dy [mm]
1P	5	18	5	19	3	14
Cop	25	97	25	59	12	37

Tabella 11 - Verifica massimo spostamento relativo interpiano SLD per sisma in direzione X

Sisma dir. X			
	dr, max [mm]		
	CEMAR	EF	EF+telaio
1P	6.9	6.8	4.5
Cop	15.1	14.1	7.5
dr, max [mm], pilastri h=2piani			
Cop	32.6	26.9	15.3

Tabella 12 - Verifica massimo spostamento relativo interpiano SLD per sisma in direzione Y

Sisma dir. Y			
	dr, max [mm]		
	CEMAR	EF	EF+telaio
1P	6.7	6.8	5.0
Cop	14.7	13.9	8.6
dr, max [mm], pilastri h=2piani			
Cop	28.0	21.8	14.1

Per la valutazione degli spostamenti, sia allo stato limite di danno che allo stato limite ultimo, si osserva che "Cemar" offre risultati generalmente conservativi rispetto alla stessa modellazione con "EF" e sempre molto conservativi rispetto quella che tiene conto del contributo sismoresistente del telaio (EF+telaio).

Infine, per il caso studio sopra discusso si osserva l'importanza della verifica di deformabilità per i pilastri del portico e del ruolo del diaframma di copertura destinato a sostenerne la sollecitazione sismica.

Esempio n.2 – "Analisi lineare dinamica di un edificio in c.a. a pareti snelle con irregolarità in pianta soggetto a sisma"

Tipologia di struttura analizzata

La struttura analizzata è una struttura 3D, in cui la resistenza all'azione sismica è affidata ad un sistema di pareti di controvento, mentre i carichi verticali sono portati da telai caratterizzati da travi in spessore di solaio. La struttura, di altezza pari a 2 piani, è caratterizzata da una geometria irregolare, come illustrato in Figura 1. Gli impalcati, in laterocemento, possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano.

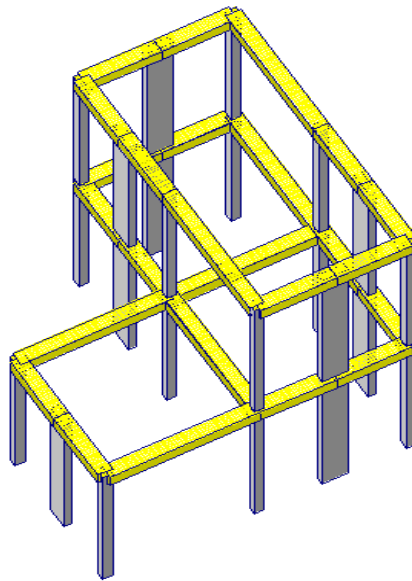


Figura 1 - Vista 3D della struttura

Geometria e proprietà meccaniche degli elementi strutturali

La pianta dell'edificio (Figura 2) è caratterizzata da una maglia strutturale irregolare con campate di luce pari a 4 m o a 2 m.

Le pareti sismoresistenti sono così disposte:

- direzione X: 2 pareti (nr. 2,11 di Figura 2) 80cm x 20cm, altezza 2 piani
- direzione Y: 2 pareti (nr. 8,13 di Figura 2) 80cm x 20cm, altezza 2 piani +
1 parete (nr. 7 di Figura 2) 80cm x 20cm, altezza 1 piano

Gli elementi non-sismoresistenti hanno invece le seguenti dimensioni:

- pilastri 25cm x 25cm (bxh)
- travi 40cm x 25cm (bxh)

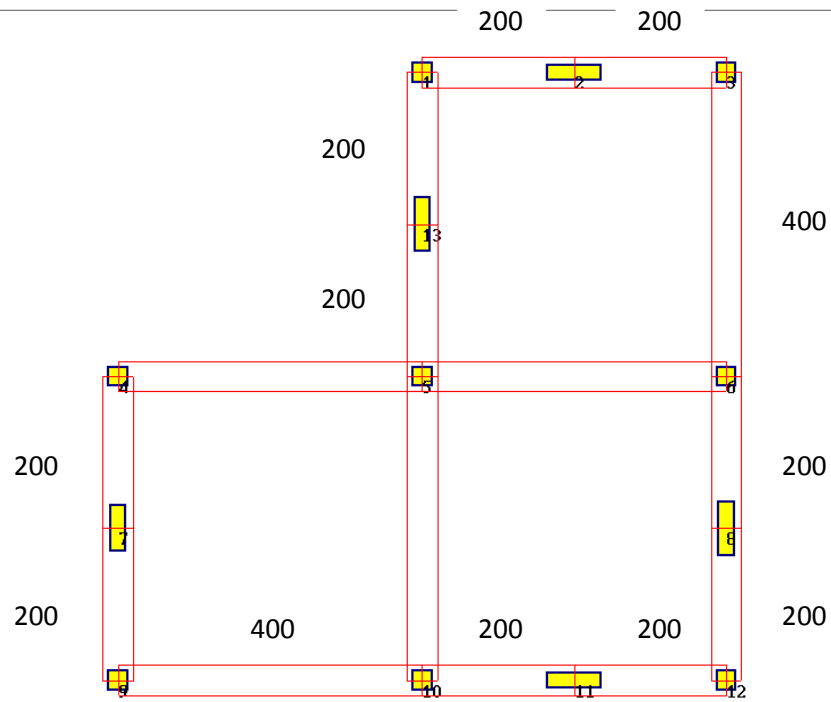


Figura 2 - Pianta primo piano

L'altezza interpiano è pari a 310cm.

Il modulo elastico del calcestruzzo è ridotto al fine di considerare la fessurazione del calcestruzzo. In particolare, il modulo elastico del calcestruzzo è stato ridotto al 75% del valore per i pilastri/setti, ed al 50% per le travi (n.b.: ininfluenze sui risultati di analisi dinamiche eseguite da CEMAR; Tabella 1 e Figura 2).

Tabella 1 - modulo elastico materiali

	E [MPa]	E' [MPa]
pilastri/setti	31476	23607
travi	31476	15738

Figura 3 - Proprietà meccaniche degli elementi strutturali

Nell'esempio che segue è riportato il confronto dell'analisi sismica dell'edificio eseguita da CEMAR e da un altro solutore ad elementi finiti (designato nel seguito come "EF"), in cui tutti gli elementi verticali si

comportano a mensola e sono considerati parte del sistema sismoresistente.

Carichi

L'edificio prototipo è destinato a civile abitazione ($\psi_2=0,3$) ed è sito ad una quota inferiore a 1000m s.l.m. ($\psi_{2, neve}=0$). Il dettaglio dei carichi è riportato in Tabella 2. Per i tamponamenti si considera un'area d'influenza pari all'interpiano per il piano tipo, pari a metà dell'interpiano per la copertura.

Tabella 2 - carichi

Piano tipo			Copertura		
	caratteristici	comb. sismica		caratteristici	comb. sismica
	[daN/m ²]			[daN/m ²]	
g_1	300	300	g_1	300	300
g_2	300	300	g_2	150	150
$Q_{civile\ abitazione}$	200	60	Q_{neve}	120	0
totale	800	660	totale	570	450

Tamponamenti

	caratteristici	comb. sismica
	[daN/m]	
piano tipo	700	700
copertura	350	350

Masse

Il dettaglio delle masse di piano calcolato dal programma "Analisi Sismica" è riportato in Tabella 3 e in Figura 4 (per la conversione carico \rightarrow massa si assume un valore di accelerazione di gravità pari a 10).

Tabella 3 - masse sismiche

	[t]
Piano tipo	33
Copertura	68

PESO DELLE MASSE SISMICHE

	G_i (perm)	Q_i (Acc)	ψ^2	$G_i+Q_i (\psi^2)$	Sup (m ²) Lin. (m)	W_i [daN]	X_g [m]	Y_g [m]
Piano n. 2								
peso setti	: 3,933			= 3,933	=	3,933	6.00	4.00
peso travi	: 6,000			= 6,000	=	6,000	6.00	4.00
Copertura	: 450 +	120 x 0.00		= 450 x	32.00 =	14,400	6.00	4.00
Tamponamento mezzo	: 350			= 350 x	24.00 =	8,400	6.00	4.00
					$\bar{W}(2) =$	32,733		
Piano n. 1								
peso setti	: 8,971			= 8,971	=	8,971	5.26	3.75
peso travi	: 10,000			= 10,000	=	10,000	4.60	3.40
Solaio	: 600 +	200 x 0.30		= 660 x	16.00 =	10,560	6.00	6.00
Solaio	: 600 +	200 x 0.30		= 660 x	16.00 =	10,560	6.00	2.00
Copertura	: 450 +	120 x 0.00		= 450 x	16.00 =	7,200	2.00	2.00
Tamponamento	: 700			= 700 x	24.00 =	16,800	6.00	4.00
Tamponamento mezzo	: 350			= 350 x	12.00 =	4,200	1.33	2.00
					$\bar{W}(1) =$	68,291		
					W.tot. =	101,024 daN		

Figura 4 - Valutazione delle masse sismiche nella relazione di calcolo di "Analisi Sismica"

Spettro di risposta

L'edificio prototipo è considerato sito nel comune di Salò (BS; long. 10.516, lat 45.6); la vita nominale è stata assunta pari a 50 anni, il coefficiente d'uso pari a 1 (classe II, normale affollamento); il tempo di ritorno allo SLV è di 475 anni. Il terreno su cui sorge l'edificio è in categoria topografica T1 e la categoria di suolo è C. Per omogeneità, ai soli fini del confronto, si è adottato un fattore di struttura pari a 3, con eccentricità accidentale pari al 5% della dimensione in pianta. Il dettaglio dei dati necessari per la definizione degli spettri, come illustrato nella relazione di calcolo di "Analisi Sismica", è riportato in Figura 5.

Periodo di riferimento della costruzione

Vita Nominale : $V_n = 50$ anni
 Classe d'uso : II : $C_u = 1.0$
 Periodo di riferimento : $V_r = 50$ anni $V_r = V_n \times C_u$

Coordinate del sito : LON(°) = 10.516 LAT(°) = 45.600 **Zona Sismica : 2**

Parametri sismici

	SLV	SLD	
PVr =	10%	63%	Probabilità superamento nel periodo di rif. Vr
Tr =	475	50	Periodo di ritorno (anni): $Tr = -V_n / (\ln(1 - PVr))$
ag =	0.158	0.057	accelerazione orizzontale max.
Fo =	2.484	2.483	fattore di amplificazione spettro
Tc* =	0.272	0.240	periodo inizio tratto velocità costante
Tb =	0.146	0.135	$T_b = T_c / 3$
Tc =	0.439	0.404	$T_c = C_c \times T_c^*$
Td =	2.233	1.827	$T_d = 4.0 \times ag/g + 1.6$

Caratteristiche Suolo nel Sito

	SLV	SLD
Categoria Sottosuolo : C	$S_s = 1.46$	1.50
	$C_c = 1.61$	1.68
Categoria Topografica : T1	$S_T = 1.00$	1.00
Coeff.di amplificazione: $S = S_s \times S_t$	$S = 1.46$	1.50

Figura 5 - Parametri sismici del sito nella relazione di calcolo di "Analisi Sismica"

Risultati

Modi di vibrare e masse modali

In Tabella 4 si riporta il confronto tra i periodi propri e masse modali della struttura modellata con CEMAR ed un altro programma EF.

Modo	CEMAR			FE		
	T(s)	Massa X	Massa Y	T(s)	Massa X	Massa Y
1	0.51	75%	0%	0.50	75%	0%
2	0.48	0%	65%	0.47	0%	65%
3	0.28	0%	7%	0.30	0%	7%
4	0.10	23%	2%	0.11	22%	2%
5	0.10	2%	26%	0.10	3%	24%
6	0.07	0%	0%	0.09	1%	1%

Tabella 4 - Confronto modi di vibrare e masse modali CEMAR – EF

Nell'esempio, Il confronto tra la modellazione di "Cemar" ed "EF" mostra che la valutazione del periodo proprio e della massa modale è praticamente sovrapponibile nei due casi.

Sollecitazioni sui setti

La numerazione dei setti è riportata nella seguente Figura 6.

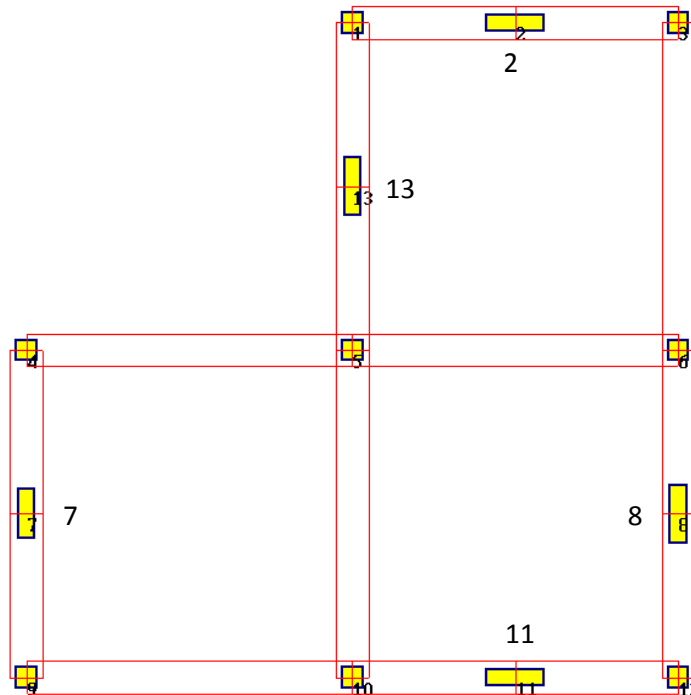


Figura 6 - Numerazione dei setti

- setti direzione X

In Tabella 5 si riporta il confronto degli involucri di sollecitazione ai vari piani tra CEMAR ed EF per i setti numero 2 e 11 di Figura 6.

Tabella 5 - Confronto sollecitazioni di taglio e flessionali per i setti 2 ed 11 (80 x 20), sisma direzione X

Sisma dir. X				
parete 2				
	CEMAR		EF	
	T [kN]	M [kNm]	T [kN]	M [kNm]
PT	61	286	61	292
1P	37	116	38	117
Cop	\	0	\	0
parete 11				
	CEMAR		EF	
	T [kN]	M [kNm]	T [kN]	M [kNm]
PT	62	284	63	291
1P	37	116	38	120
Cop	\	0	\	0

- setti direzione Y

In Tabella 6 si riporta il confronto degli involuipi di sollecitazione ai vari piani tra CEMAR ed EF per i setti numero 7, 8 e 13 di Figura 6.

Tabella 6 - Confronto sollecitazioni di taglio e flessionali per i setti 7 (altezza 1 piano), 8 e 13 (80 x 20), sisma direzione Y

Sisma dir. Y				
parete 7				
	CEMAR		EF	
	T [kN]	M [kNm]	T [kN]	M [kNm]
PT	53	164	46	142
Cop	\	0	\	0
parete 8				
	CEMAR		EF	
	T [kN]	M [kNm]	T [kN]	M [kNm]
PT	50	245	54	259
1P	35	108	34	106
Cop	\	0	\	0
parete 13				
	CEMAR		EF	
	T [kN]	M [kNm]	T [kN]	M [kNm]
PT	32	166	32	162
1P	35	108	31	97
Cop	\	0	\	0

Si osserva che, per entrambe le direzioni di applicazione del sisma, le due modellazioni offrono risultati analoghi con differenze di sollecitazione generalmente contenute (generalmente inferiori al 15%).

Verifica di instabilità

La verifica di instabilità ($P-\Delta$) è riportata nelle Tabelle 7 e 8; per entrambi i programmi lo spostamento è riferito al centro di massa del piano.

Tabella 7 - Verifica di instabilità, sisma in direzione X

	sisma X							
programma	CEMAR				EF			
piano	P [kN]	V [kN]	d _r [mm]	θ	P [kN]	V [kN]	d _r [mm]	θ
PT	1010	168	14.5	0.028	1061	142	14.1	0.034
1P	327	77	29.6	0.040	367	82	30.0	0.043

Tabella 8 - Verifica di instabilità, sisma in direzione Y

	sisma Y							
programma	CEMAR				EF			
piano	P [kN]	V [kN]	d _r [mm]	θ	P [kN]	V [kN]	d _r [mm]	θ
PT	1010	168	10.8	0.021	1061	135	11.1	0.028
1P	327	76	26.3	0.036	367	79	29.1	0.043

Verifica spostamento SLV

La verifica di spostamento allo SLV viene riportata, per i punti a massimo spostamento ad ogni piano, in Tabella 9 e Tabella 10 (la verifica non è richiesta dalla normativa).

Tabella 9 - Verifica spostamento SLV in direzione X

Sisma dir. X				
	CEMAR		EF	
	dx [mm]	dy [mm]	dx [mm]	dy [mm]
1P	16	5	17	3
Cop	50	11	51	10

Tabella 10 - Verifica spostamento SLV in direzione Y

Sisma dir. Y				
	CEMAR		EF	
	dx [mm]	dy [mm]	dx [mm]	dy [mm]
1P	9	14	10	15
Cop	25	44	29	46

Verifica spostamento SLD

La verifica di spostamento relativo interpiano allo SLD viene riportata, per l'elemento che subisce il massimo spostamento relativo tra i suoi estremi, in Tabella 11 e Tabella 12.

Tabella 11 - Verifica massimo spostamento relativo interpiano SLD per sisma in direzione X

Sisma dir. X		
	dr, max [mm]	
	CEMAR	EF
1P	6.0	6.2
Cop	12.5	12.5

Tabella 12 - Verifica massimo spostamento relativo interpiano SLD per sisma in direzione Y

Sisma dir. Y		
	dr, max [mm]	
	CEMAR	EF
1P	6.3	6.3
Cop	12.9	12.5

La valutazione degli spostamenti allo stato limite di danno ottenuta con le due modellazioni è praticamente sovrapponibile. Si osserva che "Cemar" offre risultati leggermente non conservativi nella valutazione degli spostamenti allo stato limite ultimo, con approssimazioni comunque inferiori al 15%.

Esempio n.3 – "Analisi dinamica lineare di un edificio in c.a. a pareti con diaframmi sfalsati, soggetto a sisma"

Tipologia di struttura analizzata

La struttura analizzata è una struttura 3D, in cui la resistenza all'azione sismica è affidata ad un sistema di pareti di controvento, mentre i carichi verticali sono portati da telai caratterizzati da travi in spessore di solaio. La struttura, a 2 piani, è caratterizzata da una geometria irregolare (Figura 1), con un piano intermedio sfalsato su 2 livelli. Gli impalcati, in latero-cemento, possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano.

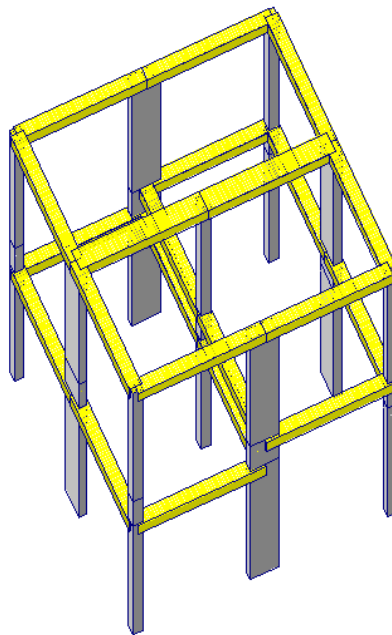


Figura 1 - Vista 3D della struttura

Geometria e proprietà meccaniche degli elementi strutturali

La pianta dell'edificio (Figura 2) è caratterizzata da una maglia strutturale regolare con 2 campate per ogni direzione di luce pari a 4m.

Le pareti sismoresistenti (rapporto altezza/base della sezione inferiore a 4, quindi in ottica normativa non pienamente assimilabili a setti) sono così disposte:

- direzione X: 2 setti (nr. 2,11 di Figura 2) 100cm x 25cm, altezza 2 piani
- direzione Y: 2 setti (nr. 8,13 di Figura 2) 100cm x 25cm, altezza 2 piani

Gli elementi non-sismoresistenti hanno invece le seguenti dimensioni:

- pilastri 30cm x 30cm (bxh)
- travi di spina 60cm x 25cm (bxh)
- travi di bordo 40cm x 25cm (bxh)

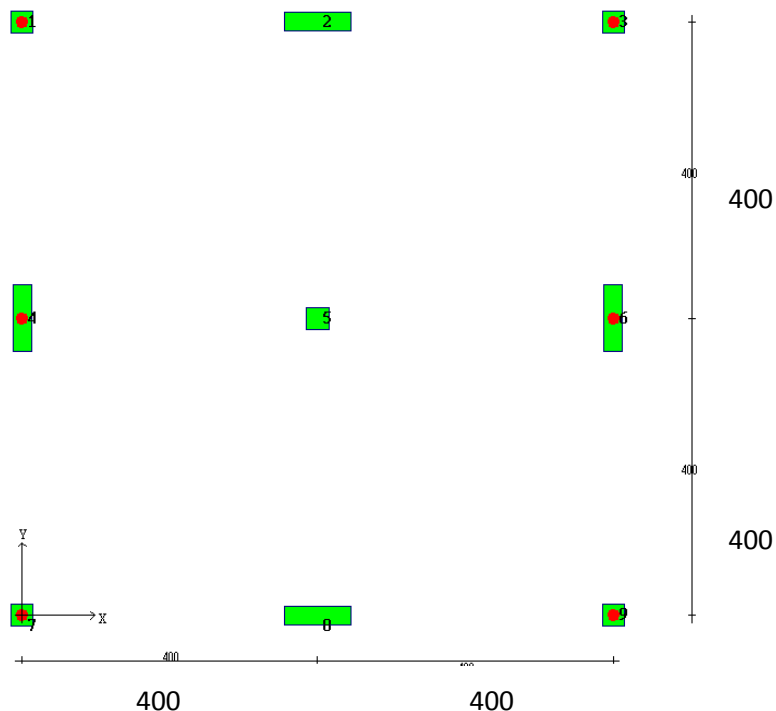


Figura 2 - pianta primo piano

L'altezza interpiano, considerando lo sfalsamento, è pari a 310-70-310cm.

Il modulo elastico dei materiali è ridotto, al fine di considerare la fessurazione del calcestruzzo. Il modulo elastico del calcestruzzo è stato ridotto al 75% del valore per i pilastri/setti, ed al 50% per le travi (n.b.: ininfluenza sui risultati di analisi dinamiche eseguite da CEMAR), come illustrato in Tabella 1 e Figura 2.

Tabella 1 - modulo elastico materiali

	E [MPa]	E' [MPa]
pilastri/setti	31476	23607
travi	31476	15738

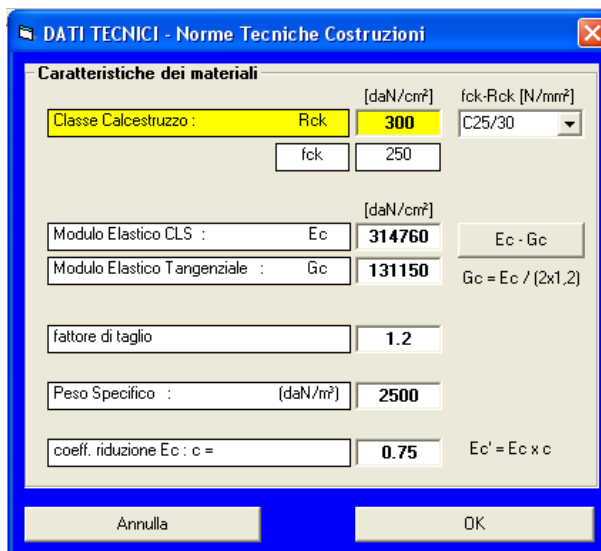


Figura 3 - proprietà meccaniche degli elementi strutturali

Nell'esempio che segue è riportato il confronto dell'analisi sismica dell'edificio eseguita da CEMAR e da un altro solutore ad elementi finiti (designato nel seguito come "EF"), in cui tutti gli elementi verticali si comportano a mensola e sono considerati parte del sistema sismoresistente; si riportano inoltre i dati

relativi all'analisi considerando anche l'effetto telaio ("EF+telaio").

Carichi

L'edificio prototipo è destinato a civile abitazione ($\psi_2=0,3$) ed è sito ad una quota inferiore a 1000m s.l.m. ($\psi_{2, \text{neve}}=0$). Il dettaglio dei carichi è riportato in Tabella 2. Per i tamponamenti si considera un'area d'influenza pari all'interpiano per il piano tipo e pari a metà dell'interpiano per la copertura.

Tabella 2 - carichi

Piano tipo	caratteristiche		comb. sismica	[daN/m ²]	Copertura	caratteristiche		comb. sismica	[daN/m ²]
g_1	300		300		g_1	300		300	
g_2	350		350		g_2	150		150	
$q_{\text{civile abitazione}}$	200		60		q_{neve}	120		0	
totale	850		710		totale	570		450	

Tamponamenti

	caratteristiche		comb. sismica	
	[daN/m]			
piano tipo	700		700	
copertura	350		350	

Masse

Il dettaglio delle masse di piano calcolato dal programma "Analisi Sismica" è riportato in Tabella 3 e in Figura 4. Le masse di piano calcolate dai due programmi differiscono leggermente (<1%) per il diverso modo dei due programmi di distribuire le masse degli elementi verticali all'altezza degli impalcati interrotti.

Nota: per la conversione carico → massa si assume un valore per l'accelerazione di gravità pari a 10.

Tabella 3 - masse sismiche

	[t]
Piano tipo	47
Copertura	57

PESO DELLE MASSE SISMICHE

	G_i (perm)	Q_i (Acc)	ψ_2	G_i+Q_i (ψ_2)	Sup (m ²) Lin. (m)	W_i [daN]	X_g [m]	Y_g [m]	
Piano n. 3									
peso setti	: 5,619		=	5,619	=	5,619	4.00	4.00	
peso travi	: 11,000		=	11,000	=	11,000	4.00	4.00	
COPERTURA	: 450 +	120 x 0.00	=	450 x	32.00 =	14,400	4.00	6.00	
COPERTURA	: 450 +	120 x 0.00	=	450 x	32.00 =	14,400	4.00	2.00	
Tamponamento Mezzo	: 350		=	350 x	32.00 =	11,200	4.00	4.00	
						$W(3) =$	56,619		
Piano n. 2									
peso setti	: 6,888		=	6,888	=	6,888	4.00	4.00	
peso travi	: 6,000		=	6,000	=	6,000	6.00	4.00	
SOLAIO	: 650 +	200 x 0.30	=	710 x	32.00 =	22,720	6.00	4.00	
Tamponamento	: 700		=	700 x	16.00 =	11,200	7.00	4.00	
						$W(2) =$	46,808		
Piano n. 1									
peso setti	: 6,888		=	6,888	=	6,888	4.00	4.00	
peso travi	: 6,000		=	6,000	=	6,000	2.00	4.00	
SOLAIO	: 650 +	200 x 0.30	=	710 x	32.00 =	22,720	2.00	4.00	
Tamponamento	: 700		=	700 x	16.00 =	11,200	1.00	4.00	
						$W(1) =$	46,808		
						W.tot. =	150,234 daN		

Figura 4 - Valutazione delle masse sismiche nella relazione di calcolo di "Analisi Sismica"

Spettro di risposta

L'edificio prototipo è considerato sito nel comune di Salò (BS; long. 10.516, lat 45.6); la vita nominale è stata assunta pari a 50 anni, il coefficiente d'uso pari a 1 (classe II, normale affollamento); il tempo di ritorno allo SLV è di 475 anni. Il terreno su cui sorge l'edificio è in categoria topografica T1 e la categoria di suolo è C. Per omogeneità, ai soli fini del confronto, si è adottato un fattore di struttura pari a 3, con eccentricità accidentale pari al 5% della dimensione in pianta. Il dettaglio dei dati necessari per la definizione degli spettri, come illustrato nella relazione di calcolo di "Analisi Sismica", è riportato in Figura 5.

Periodo di riferimento della costruzione			
Vita Nominale	:	$V_n =$	50 anni
Classe d'uso : II	:	$C_u =$	1.0
Periodo di riferimento	:	$V_r =$	50 anni
			$V_r = V_n \times C_u$
<hr/>			
Coordinate del sito	:	LON(") = 10.516	LAT(") = 45.600
			Zona Sismica : 2
<hr/>			
Parametri sismici		SLV	SLD
PVr =	10%	63%	Probabilità superamento nel periodo di rif. Vr
Tr =	475	50	Periodo di ritorno (anni): $Tr = -V_n / (\ln(1 - PVr))$
ag =	0.158	0.057	accelerazione orizzontale max.
Fo =	2.484	2.483	fattore di amplificazione spettro
Tc* =	0.272	0.240	periodo inizio tratto velocità costante
Tb =	0.146	0.135	$T_b = T_c / 3$
Tc =	0.439	0.404	$T_c = C_c \times T_c^*$
Td =	2.233	1.827	$T_d = 4.0 \times ag/g + 1.6$
Caratteristiche Suolo nel Sito		SLV	SLD
Categoria Sottosuolo	: C	$S_s = 1.46$	1.50
		$C_c = 1.61$	1.68
Categoria Topografica	: T1	$S_T = 1.00$	1.00
Coeff.di amplificazione: S = Ss x St		$S = 1.46$	1.50

Figura 5 - Parametri sismici del sito nella relazione di calcolo di "Analisi Sismica"

Risultati

Modi di vibrare e masse modali

In Tabella 4 si riporta il confronto tra i periodi propri e masse modali della struttura modellata con CEMAR ed un altro programma EF, con e senza il contributo del telaio.

Modo	CEMAR			EF			EF+telaio		
	T(s)	Massa X	Massa Y	T(s)	Massa X	Massa Y	T(s)	Massa X	Massa Y
1	0.54	0%	74%	0.51	0%	76%	0.40	79%	0%
2	0.51	76%	0%	0.48	77%	0%	0.39	0%	78%
3	0.36	0%	1%	0.38	0%	0%	0.31	0%	0%
4	0.09	3%	22%	0.10	0%	23%	0.09	0%	21%
5	0.09	21%	4%	0.09	22%	0%	0.09	20%	0%
6	0.06	0%	0%	0.08	0%	0%	0.07	0%	0%
7	0.04	0%	0%	0.04	0%	0%	0.03	0%	0%
8	0.01	1%	0%	0.02	0%	0%	0.02	0%	0%
9	0.01	0%	0%	0.02	0%	0%	0.02	0%	0%

Tabella 4 - Confronto modi di vibrare e masse modali CEMAR – EF

Nell'esempio, il confronto tra la modellazione di "Cemar" ed "EF" mostra una differenza nella valutazione del periodo proprio del primo modo di vibrare, per entrambe le direzioni, inferiore al 6%; per quello del secondo modo la differenza è inferiore al 5%. Le masse modali per il primo modo presentano approssimazioni inferiori al 3% e inferiori al 5% sul secondo modo.

Il confronto tra la modellazione di "Cemar" ed "EF+telaio" mostra una significativa riduzione del periodo dei modi di vibrare nelle due direzioni, circa il 25%, quando si considera il contributo delle travi. Nell'esempio, il contributo del telaio non modifica significativamente la massa modale associata ai diversi modi di vibrare (circa 5%).

Sollecitazioni sui setti

La numerazione dei setti è riportata in Figura 6.

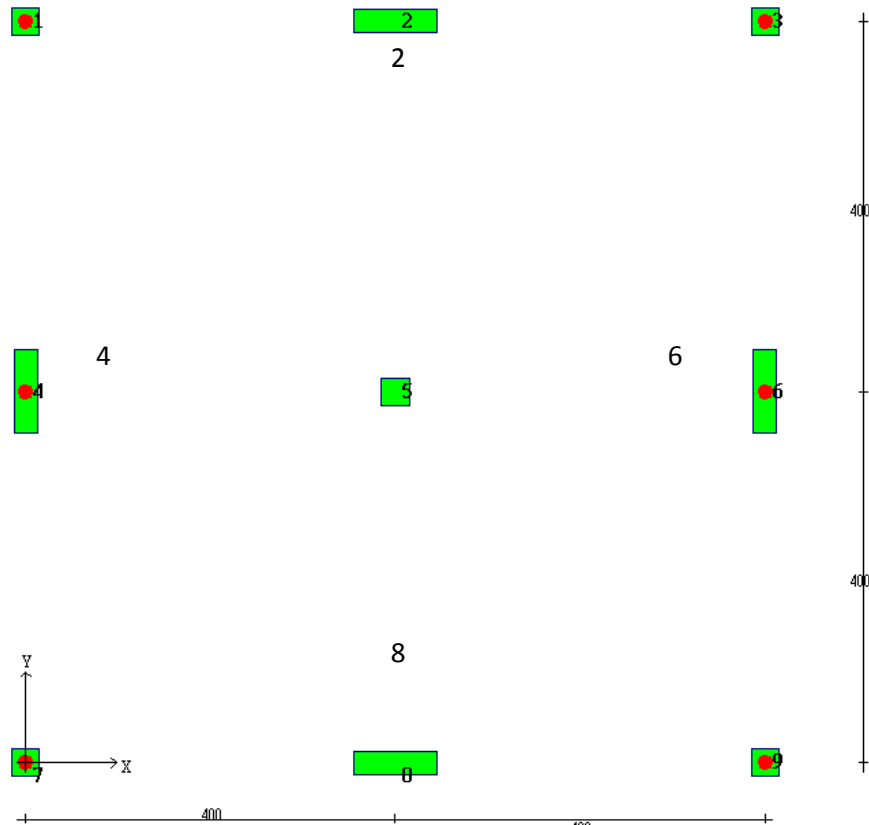


Figura 6 - Numerazione dei setti

- setti direzione X

In Tabella 5 si riporta il confronto degli involuipi di sollecitazione ai vari piani tra CEMAR ed EF per i setti numero 2 e 8 di Figura 6 che, per simmetria, subiscono la medesima sollecitazione.

Sisma dir. X						
setti 2 e 8						
	CEMAR		EF		EF+telaio	
	T [kN]	M [kNm]	T [kN]	M [kNm]	T [kN]	M [kNm]
PT	95	509	103	509	110	435
1P_inferiore	90	250	93	207	96	141;110*
1P_superiore	62	191	46	144	39	84;79*
Cop	\	0	\	0	\	-40

*momento al di sotto ed al di sopra del solaio, che varia per effetto-telaio

Tabella 5 - Confronto sollecitazioni di taglio e flessionali per i setti 2 ed 8 (100 x 25), sisma direzione X

- setti direzione Y

In Tabella 6 si riporta il confronto degli involuipi di sollecitazione ai vari piani tra CEMAR ed EF per i setti numero 4 e 6 di Figura 6.

Sisma dir. Y						
parete 4						
	CEMAR		EF		EF+telaio	
	T [kN]	M [kNm]	T [kN]	M [kNm]	T [kN]	M [kNm]
PT	111	514	94	496	102	401
1P_inferiore	54	203	60	227	47	140;108*
1P_superiore	\	\	\	\	\	\
Cop	\	0	\	0	\	-39
parete 6						
	CEMAR		EF		EF+telaio	
	T [kN]	M [kNm]	T [kN]	M [kNm]	T [kN]	M [kNm]
PT	86	491	94	518	87	390
1P_inferiore	\	\	\	\	\	\
1P_superiore	62	194	59	183	51	120;85*
Cop	\	0	\	0	\	-41

*momento al di sotto ed al di sopra del solaio, che varia per effetto-telaio

Tabella 6 - Confronto sollecitazioni di taglio e flessionali per i setti 4 e 6 (100x25), sisma direzione Y

Si osserva che, per entrambe le direzioni di applicazione del sisma, la modellazione che trascura il ruolo del telaio con "Cemar" e con "EF" offre risultati che differiscono per entrambe le sollecitazioni, taglio e momento, fino al 15%. La differenza di sollecitazione per i 2 modelli equivalenti è in parte imputabile ad effetti P- Δ , computati in CEMAR ma non nell'altro programma EF per il quale risultano trascurabili (vedi tabelle seguenti).

Il contributo delle travi in direzione X comporta un significativo incremento del taglio alla base (fino al 15% circa) rispetto al risultato di Cemar, insieme ad un incremento del rapporto tra le azioni di taglio e momento nelle pareti, pari al 25% circa nelle zone critiche. Tale incremento deve essere opportunamente tenuto in conto nell'applicazione della gerarchia delle resistenze nel progetto delle zone critiche alla base della parete. Anche per ovviare a questi aspetti, per le pareti la normativa prevede di aumentare, per le pareti, la sollecitazione ottenuta dall'analisi, come indicato nel § 7.4.4.5.1 del D.M. 14-1-2008, in funzione della classe di duttilità adottata per la struttura.

Infine, il comportamento a telaio produce un momento flettente in sommità alla parete non previsto nella modellazione a mensole isostatiche eseguita da Cemar.

Verifica di instabilità

La verifica di instabilità ($P-\Delta$) è riportata nelle Tabelle 7 e 8; per entrambi i programmi lo spostamento è riferito al centro di massa del piano.

Tabella 7 - Verifica di instabilità, sisma in direzione X

sisma X								
programma	CEMAR				EF			
piano	P [kN]	V [kN]	d_r [mm]	θ	P [kN]	V [kN]	d_r [mm]	θ
1P_sup	566	124	49.3	0.07	440	133	24.0	0.03
1P_inf	1034	189	18.7	0.15	629	172	4.5	0.02
PT	1502	247	13.0	0.03	1559	212	11.4	0.03
programma	EF+telaio							
piano	P [kN]	V [kN]	d_r [mm]	θ				
1P_sup	440	144	17.1	0.02				
1P_inf	629	188	3.6	0.02				
PT	1559	231	9.3	0.02				

Tabella 8 - Verifica di instabilità, sisma in direzione Y

sisma Y								
programma	CEMAR				EF			
piano	P [kN]	V [kN]	d_r [mm]	θ	P [kN]	V [kN]	d_r [mm]	θ
1P_sup	566	118	53.5	0.08	440	126	24.0	0.03
1P_inf	1034	181	20.2	0.16	629	161	7.8	0.04
PT	1502	241	12.3	0.02	1559	199	11.1	0.03
programma	EF+telaio							
piano	P [kN]	V [kN]	d_r [mm]	θ				
1P_sup	440	144	15.6	0.02				
1P_inf	629	186	5.4	0.03				
PT	1559	229	8.4	0.02				

Si osserva che nella verifica degli effetti del secondo ordine dei carichi verticali Cemar offre un risultato decisamente a favore di sicurezza, dovuto ad un calcolo conservativo dello spostamento relativo di interpiano.

Il contributo degli elementi secondari nella modellazione "EF+telaio" produce in entrambe le direzioni un irrigidimento della struttura e quindi valori di θ minori rispetto "Cemar", la cui valutazione risulta quindi ulteriormente a favore di sicurezza.

Verifica spostamento SLV

La verifica di spostamento allo SLV viene riportata, per i punti a massimo spostamento ad ogni piano, in Tabella 9 e in Tabella 10 (la verifica non è richiesta da normativa).

Tabella 9 - Verifica spostamento SLV in direzione X

Sisma dir. X						
	CEMAR		EF		EF + telaio	
	dx [mm]	dy [mm]	dx [mm]	dy [mm]	dx [mm]	dy [mm]
1P_inf	12	4	12	3	10	3
1P_sup	34	15	17	5	14	5
Cop	87	27	43	9	32	11

Tabella 10 - Verifica spostamento SLV in direzione Y

Sisma dir. Y						
	CEMAR		EF		EF + telaio	
	dx [mm]	dy [mm]	dx [mm]	dy [mm]	dx [mm]	dy [mm]
1P_inf	5	12	4	12	3	9
1P_sup	16	35	7	18	5	13
Cop	43	78	16	47	12	31

Verifica spostamento SLD

La verifica di spostamento relativo interpiano allo SLD viene riportata, per l'elemento che sperimenta il massimo spostamento relativo tra i suoi estremi, in Tabella 11 e Tabella 12; i dati sono riferiti al piano in esame, opportunamente specificato, ed a gruppi di setti/pilastri di altezza omogenea. Per una migliore comprensione si riporta anche un estratto della relazione di calcolo di "Analisi Sismica" in riferimento alla verifica allo SLD (Figura 7).

Tabella 11 - Verifica massimo spostamento relativo interpiano SLD per sisma in direzione X

Sisma dir. X					
	gruppo pilastri	h [m]	dr, max [mm]		
			CEMAR	EF	EF+telaio
1P_inf	1-2-4-5-7-8	3.1	4.4	4.5	3.8
1P_sup	2-5-8	0.7	2.1	1.8	1.4
	3-6-9	3.8	8.4	6.4	5.3
Cop	2-3-5-6-8-9	3.1	10.5	9.6	7.2
	1-4-7	3.8	16.5	11.3	8.6

Tabella 12 - Verifica massimo spostamento relativo interpiano SLD per sisma in direzione Y

Sisma dir. Y					
	gruppo pilastri	h [m]	dr, max [mm]		
			CEMAR	EF	EF+telaio
1P_inf	1-2-4-5-7-8	3.1	4.4	4.4	3.6
1P_sup	2-5-8	0.7	2.1	1.8	1.1
	3-6-9	3.8	8.2	6.7	5.1
Cop	2-3-5-6-8-9	3.1	10.4	10.4	7.2
	1-4-7	3.8	16.1	11.7	8.3

SPOSTAMENTI RELATIVI INTERPIANO - SLD

piano	setto	Sisma dir. X				Sisma dir. Y			
		dx (cm)	dy (cm)	dr (cm)	dr-max	dx (cm)	dy (cm)	dr (cm)	dr-max
3	1	1.5623	0.5211	1.6470	1.9000	0.8802	1.3538	1.6148	1.9000
	2	1.0041	0.2924	1.0458	1.5500	0.4403	0.9385	1.0366	1.5500
	3	0.8387	0.1774	0.8572	1.5500	0.2802	0.7740	0.8231	1.5500
	4	1.3891	0.5211	1.4836	1.9000	0.6511	1.3538	1.5023	1.9000
	5	0.8750	0.2924	0.9226	1.5500	0.2625	0.9385	0.9745	1.5500
	6	0.7377	0.1774	0.7587	1.5500	0.1296	0.7740	0.7847	1.5500
	7	1.2114	0.5211	1.3188	1.9000	0.5405	1.3538	1.4577	1.9000
	8	1.0040	0.2924	1.0457	1.5500	0.4398	0.9385	1.0364	1.5500
	9	0.9758	0.1774	0.9918	1.5500	0.4126	0.7740	0.8771	1.5500
2	1								
	2	0.2074	0.0556	0.2147	0.3500	0.1003	0.1855	0.2108	0.3500
	3	0.7589	0.3654	0.8423	1.9000	0.3940	0.7222	0.8227	1.9000
	4								
	5	0.1633	0.0556	0.1725	0.3500	0.0490	0.1855	0.1918	0.3500
	6	0.6807	0.3654	0.7726	1.9000	0.2959	0.7222	0.7805	1.9000
	7								
	8	0.2075	0.0556	0.2148	0.3500	0.1006	0.1855	0.2110	0.3500
	9	0.6218	0.3654	0.7212	1.9000	0.2618	0.7222	0.7682	1.9000
1	1	0.4141	0.1435	0.4383	1.5500	0.1608	0.4107	0.4411	1.5500
	2	0.4141	0.1094	0.4284	1.5500	0.1608	0.3648	0.3987	1.5500
	3								
	4	0.3802	0.1435	0.4063	1.5500	0.1140	0.4107	0.4262	1.5500
	5	0.3802	0.1094	0.3956	1.5500	0.1140	0.3648	0.3822	1.5500
	6								
	7	0.4143	0.1435	0.4384	1.5500	0.1612	0.4107	0.4412	1.5500
	8	0.4143	0.1094	0.4285	1.5500	0.1612	0.3648	0.3988	1.5500
	9								

Figura 7 - Dettaglio relazione di calcolo di "Analisi Sismica" per la verifica sismica SLD

Per la valutazione degli spostamenti, sia allo stato limite di danno che allo stato limite ultimo, si osserva che "Cemar" offre risultati generalmente conservativi rispetto alla stessa modellazione con "EF", e sempre molto conservativi rispetto quella che tiene conto del contributo sismoresistente del telaio (EF+telaio).

Infine, per il caso studio sopra discusso, si sottolinea l'importanza della verifica a taglio per i pilastri e setti collegati ai due piani sfalsati, per la possibile crisi degli elementi secondo il meccanismo di "pilastro corto".