



**FONDAZIONE
UNIVERMANTOVA**



**MINISTERO DELL'ISTRUZIONE,
DELL'UNIVERSITA' E DELLA RICERCA**



**COMUNE
DI MANTOVA**



REGIONE LOMBARDIA

Ristrutturazione edilizia edificio Ex G.I.L. per insediamento COLLEGIO UNIVERMANTOVA

Via Solferino e San Martino n. 32

--

Progettista Architettonico	Progettista Strutture
Arch. Gianni Girelli	Ing. Stefano Mazzocchi
Progettista Impianti Meccanici	Progettista Impianti Elettrici
Ing. Renato Borrini	P.I. Davide Moretto
Coordinatore in fase di Progettazione	Prevenzione Incendi
Arch. Corrado Fantoni	Geom. Filippo Zanoni

--

Progetto Esecutivo

PROGETTO STRUTTURE				Elaborato	E.O.S.001.0
Oggetto RELAZIONE DI CALCOLO				Scala	
				Data	28.07.2016
Revisioni	N°	Descrizione	Data		
	0	Emissione	28.07.2016		
	1				
	2				
	3				
Studio di Architettura Gianni Girelli e Associati Palazzo ALPI - Via Ilaria Alpi n. 4 - 46100 MANTOVA - Tel. 0376/24.81.64 - Fax 0376/37.98.80					

INDICE

- 1 PREMESSA
- 2 NUOVO IMPALCATO SALA CONFERENZE E SALA STUDIO
- 3 INTERVENTI SUI SOLAI E AL PIANO SEMINTERRATO
- 4 NORMATIVA DI RIFERIMENTO E ALTRI DOCUMENTI DI RIFERIMENTO
- 5 MATERIALI
- 6 AZIONI SULLE STRUTTURE
- 7 VERIFICA DELL'EDIFICIO ESISTENTE
- 8 STRUTTURE DELLA SALA CONFERENZE E SALA STUDIO
- 9 AFFIDABILITA' DEL CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo delle strutture riguarda gli interventi da realizzare nell'ambito dei lavori di ristrutturazione edilizia dell'immobile denominato Ex G.I.L., per l'insediamento del Collegio Univermantova, che verrà gestito dalla Fondazione Università di Mantova.

L'edificio è stato costruito nel 1932 e successivamente ampliato nel 1975 e nel 1987, essendo di proprietà pubblica, costruito più di cinquanta anni fa, è da considerarsi un bene di interesse culturale.

L'edificio è costituito da un piano seminterrato esteso solo ad una porzione limitata dell'intero ingombro in pianta, e da quattro piani fuori terra, gli ultimi due dei quali limitati ad una esigua porzione del fabbricato, la pianta del piano rialzato è inscritta in un rettangolo con lato minore di circa 35.50m e lato maggiore di circa 52.00m.

Le strutture portanti sono di tipo tradizionale: murature in mattoni di laterizio pieno o forato; pilastri in c.a.; travi in c.a. o acciaio; solai misti in laterizio e c.a.; solette in c.a.; una porzione della copertura è in acciaio.

Per ogni dettaglio sulla conformazione e sulle dimensioni dell'edificio, sulla tipologia e sulle dimensioni delle strutture, si rimanda ai disegni di progetto.

Dal punto di vista strutturale il progetto prevede alcuni interventi locali sull'edificio esistente e la realizzazione di un impalcato al livello del primo piano per la formazione di una sala studio (e di una sala conferenze al piano terra).

Il nuovo impalcato verrà realizzato con strutture portanti indipendenti da quelle esistenti e da esse separate mediante un giunto strutturale.

Sino al 2008 l'immobile ha ospitato una scuola, ovvero un edificio di classe d'uso III, il cui utilizzo prevede affollamenti significativi; nell'ipotesi di progetto verrà realizzato un collegio, quindi una struttura assimilabile ad un albergo, di classe d'uso II, in cui sono previsti normali affollamenti.

Per quanto sopra è possibile asserire che gli interventi in progetto non sono tali da apportare variazioni di classe e di destinazione con incremento significativo dei carichi in fondazione, e non comportano sostanziali alterazioni del comportamento globale dell'edificio.

Nel corso dei sopralluoghi effettuati si è rilevato che, nell'edificio originario, costruito nel 1932, i muri portanti A1 e A2 rispettivamente al piano rialzato e al primo piano dell'edificio non sono allineati (rif. Tav. E.O.S.003.0 e E.O.S.004.0).

Il progetto prevede l'allargamento del muro A1 dalle fondazioni fino al livello del secondo solaio (per ottenere l'allineamento con il muro del primo piano) che verrà realizzato in muratura di mattoni pieni e sarà ben collegato alla muratura esistente (rif. Tav. E.O.S.010.0).

L'intervento permetterà di accrescere la capacità della struttura di resistere alle azioni verticali e alle azioni sismiche.

2 NUOVO IMPALCATO SALA CONFERENZE E SALA STUDIO

Il nuovo impalcato della sala conferenze e sala studio sarà realizzato con colonne in acciaio, travi miste acciaio-calcestruzzo strutturale alleggerito, tra loro bullonate e saldate.

Le fondazioni saranno su plinti in c.a. con micropali.

I nuovi muri controterra verranno realizzati in c.a., con fondazione continua di dimensioni idonee a trasferire al terreno i carichi permanenti e variabili che gravano su di essi.

Le fondazioni dei pilastri del nuovo impalcato saranno a plinto su pali di piccolo diametro, i plinti saranno tra loro collegati da un graticcio di travi.

Per ogni dettaglio relativo alle opere si rimanda alle specifiche tavole del progetto esecutivo.

3 INTERVENTI SUI SOLAI E AL PIANO SEMINTERRATO

Nell'edificio in oggetto sono presenti solai misti in laterizio e c.a. con cappa superiore in c.a. dello spessore di 4/5cm

I carichi permanenti che graveranno sui solaio non varieranno rispetto alla situazione attuale, mentre i carichi variabili saranno inferiori a quelli previsti per la destinazione d'uso dell'immobile fino all'anno 2008 (scuola).

Il D.M.18 dicembre 1975 "Norme tecniche aggiornate relative all'edilizia scolastica, ivi compresi gli indici di funzionalità didattica, edilizia urbanistica, da osservarsi nella esecuzione di opere di edilizia scolastica" prevedeva per le scale e le terrazze praticabili un sovraccarico accidentale di 400 daN/m² e per le aule un sovraccarico accidentale di 350 daN/m².

Per gli alberghi (ai quali viene assimilato il collegio in progetto), il vigente D.M. 14 gennaio 2008 prevede un sovraccarico variabile di 200 daN/m², ad esclusione della aree suscettibili di affollamento dove si prevede un sovraccarico variabile di 400 daN/m².

Per quanto esposto, visti anche i risultati delle prove di carico condotte su alcune porzioni di solaio dell'edificio, si ritiene di non dover intervenire con opere di consolidamento e di rinforzo dei solai.

Il solaio della sala fitness posta al primo piano è stato oggetto di una prova di carico, il carico massimo applicato durante la prova è equivalente ad un carico distribuito di circa 450 daN/m², i risultati della prova indicano che il solaio è idoneo per sopportare detto carico. Qualora in fase di progettazione esecutiva si riscontrasse che il peso delle macchine ed attrezzature della sala fitness è eccessivo per la portata del solaio, bisognerà intervenire rinforzando il solaio, ad esempio mediante la posa di travi in acciaio all'intradosso dello stesso.

Il solaio di copertura in acciaio dell'attuale centrale termica verrà demolito, al suo posto sarà realizzato un solaio misto in laterizio e c.a.

I nuovi solai a livello del piano rialzato saranno realizzati con struttura mista in laterizio e c.a.

Per adeguare le altezze del piano seminterrato ai minimi richiesti di normativa, verranno realizzate (con esecuzione per cantieri alterni) delle sottofondazioni in c.a.

Per ogni dettaglio si rimanda alle tavole del progetto esecutivo.

4 NORMATIVA E ALTRI DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Per quanto di competenza, si farà riferimento alla normativa e ai documenti sotto elencati:

- D.M. 14.01.2008: "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni", Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n.29 del 4 febbraio 2008.
- Circolare 02.02.2009, n.617: "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14.1.2008.
- D.P.C.M. 09 febbraio 2011 "Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e trasporti del 14 gennaio 2008".
- Relazione geologica geotecnica per la realizzazione dell'Ostello della Gioventù in Via Solferino e S.Martino a Mantova, redatta da Dott. Geologo Marco Melli (Ordine Geologi Lombardia n.971) datata maggio 2009.
- Indagini sperimentali presso l'Ostello della Gioventù di Via Bonomi – Mantova. Prove 3615÷3622/VR della 4Emme Service S.p.a. di Verona, datate 18/12/2009
- Indagini sperimentali fabbricato denominato Ex G.I.L. Via Solferino a Mantova. Prove 3960÷3670/VR della 4Emme Service S.p.a. di Verona, datate 31/08/2011

5 MATERIALI

I materiali di cui si prevede l'impiego sono i seguenti:

- Conglomerato cementizio della classe C12/15 per le sottofondazioni;
- Conglomerato cementizio della classe C28/35 per fondazioni;
- Conglomerato cementizio della classe C28/35 per i pilastri travi e solai;
- Conglomerato strutturale alleggerito LC 28/35 per l'impalcato della sala conferenze sala studio;
- Acciaio da c.a. B450C.
- Acciaio per profilati e lamiera S275 JR
- Acciaio per tubi circolari e quadri S355 JR
- Acciaio per micropali compresi anelli e piastre S355 JR
- Bulloneria classe 8.8 gambo lungo
- Tirafondi classe 8.8

Per l'edificio esistente, sulla base delle informazioni a disposizione, si è deciso di utilizzare un "Livello di conoscenza" LC3, un valore del fattore di confidenza F_c pari a 1,00 e un coefficiente correttivo pari a 1.3 per tener conto della presenza di elementi orizzontali di collegamento trasversale.

Per la muratura esistente si sono utilizzati i seguenti valori dei parametri meccanici :

Resistenza media a compressione della muratura	$f_m = 312 \text{ N/cm}^2$
Resistenza media a taglio della muratura	$\tau_0 = 7.8 \text{ N/cm}^2$
Modulo elastico	$E = 1500 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità tangenziale	$G = 500 \text{ N/mm}^2$
Peso specifico medio della muratura	$w = 18 \text{ KN/m}^3$

6 AZIONI SULLE STRUTTURE

CARICHI PERMANENTI EDIFICIO ESISTENTE

Si considerano i seguenti carichi permanenti:

Peso proprio solai esistenti	300 daN/m ²
Peso proprio solaio misto acciaio-LC	220 daN/m ²
Permanenti portati dai solai:	250 daN/m ² (solai misti in laterizio e c.a.)
	300 daN/m ² (impalcato misto acciaio-LC)
	200 daN/m ² (nuove solette in getto di c.a.)
	170 daN/m ² (copertura mista laterizio e c.a.)

CARICHI VARIABILI

Ambienti non suscettibili di affollamento (stanze)	200 daN/m ²
Ambienti suscettibili di affollamento (corridoi, scale)	400 daN/m ²
Impalcato misto acciaio-LC	300 daN/m ²

NEVE

il carico della neve viene valutato secondo la seguente espressione (parametri del D.M 14/01/2008):

$$q_s = \mu_i * q_{sk} * C_E * C_t$$

Per il sito in esame si hanno i seguenti parametri:

Zona II $a_s < 200\text{m}$
 $q_{sk} = 100 \text{ daN/m}^2$
 Copertura piana : $\mu_1 = 0.8$
 Si assume : $CE = 1$
 $C_t = 1$

Pertanto si ha:

$$q_s = 0.8 * 100 * 1 * 1 = 80 \text{ daN/m}^2$$

VENTO

La pressione del vento è data dall'espressione (parametri del D.M 14/01/2008):

$$p = q_b * c_e * c_p * c_d$$

Nel caso in esame è : Zona 1 $a_0 = 1000 \text{ m}$
 $K_a = 0.010 \text{ s}^{-1}$
 $v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$
 $a_s < 1000 \text{ m}$
 $v_b = v_{b0} = 25 \text{ m/s}$
 $q_b = 25^2 / 1.6 = 390 \text{ N/m}^2 \cong 39 \text{ daN/m}^2$
 Classe di rugosità B
 Categoria esposizione IV
 $K_r = 0.22$
 $z_0 = 0.30$
 $z_{min} = 8 \text{ m}$
 $c_t = 1$
 $z_{max} = 15 \text{ m}$
 $c_e = 2.06$
 $c_d = 1$
 $c_p = 0.8$ parete sopravvento
 $c_p = 0.4$ parete sottovento

Pertanto la pressione massima del vento:

$$p = 39 * 2.06 * 1 * c_p = 80 \text{ daN/m}^2 * c_p$$

SISMA

Si considera un comportamento strutturale non dissipativo, pertanto lo spettro di risposta di progetto coincide con lo spettro elastico (fattore di struttura $q=1$ in tutte le direzioni).

Il sito in cui sorge la costruzione ricade in Zona 3, l'azione sismica viene considerata secondo due componenti orizzontali ortogonali con i seguenti parametri.

Parametri del DM 14/01/2008:

Categoria suolo di fondazione: C
 Categoria Topografica: T1
 Coeff.smorzam.equivalente ξ : 5 %
 Fattore di struttura q_x, q_y per sismi in dir.x e y (orizzontali) e q_z (verticali): 1, 1, 1
 Classe di duttilità Bassa
 Coefficiente eccentricità accidentale centro di massa: 0.05
 La massa propria degli elementi strutturali è inclusa nelle analisi sismiche.
 Fattore di struttura per Sisma in Direzione X
 Il valore di q_x è stato imposto a $q_x = 1$.

Fattore di struttura per Sisma in Direzione Y

Il valore di q_y è stato imposto a $q_y = 1$.

Condizioni sismiche dinamiche

La presente analisi numerica prevede l'esame delle condizioni di carico sismiche corrispondenti alle seguenti tipologie di azioni indicate in tabella:

CdC = numero della condizione di carico dinamica

Lancio = ad ogni lancio corrisponde una distribuzione delle masse differente; tutte le CdC di tipo sismico statico equivalente sono analizzate in un unico lancio statico del solutore, mentre per le CdC dinamiche ad ogni lancio corrisponde un lancio dinamico del solutore.

Nome = nome della CdC dinamica

Tipo = indica la direzione ed eventualmente il tipo di CdC sismica

SottoTipo: indica il tipo di stato limite:

- SLO, SLD, SLV, SLC sono gli stati limite del par.3.2.1 DM 14/01/2008
- SLD 2/3 è lo spettro di risposta con $\eta = 2/3$ per le verifiche di resistenza a SLU (combinaz.eceez.) secondo il par.7.3.7.1 DM 14/01/2008

Spettro di risposta = definisce il coefficiente di risposta in funzione del periodo

a_g/g = questo valore indica l'accelerazione di picco del suolo, espressa in $g = 9.80665 \text{ m/s}^2$

Dy = indica che si tratta di una CdC dinamica

Molt.X , Molt.Y , Molt.Z: moltiplicatori per applicare lo spettro di risposta alle varie direzioni.

CdC	Lancio	Nome	Tipo	Spettro di Risposta	a_g/g	Molt.X	Molt.Y	Molt.Z
1	1	Sisma SLO X Dx	Sisma SLE X (Dy)	~DM 14/1/2008 SLO X	0.0384	1	0	0
			SottoTipo: SLO					
6	1	Sisma SLD 2/3 X Dx	Sisma SLU X (Dy)	~DM 14/1/2008 SLD 2/3 X	0.0464	1	0	0
			SottoTipo: SLD 2/3					
11	1	Sisma SLD X Dx	Sisma SLE X (Dy)	~DM 14/1/2008 SLD X	0.0464	1	0	0
			SottoTipo: SLD					
16	1	Sisma SLV X Dx	Sisma SLU X (Dy)	~DM 14/1/2008 SLV X	0.107	1	0	0
			SottoTipo: SLV					
2	2	Sisma SLO X Sx	Sisma SLE X (Dy)	~DM 14/1/2008 SLO X	0.0384	1	0	0
			SottoTipo: SLO					
7	2	Sisma SLD 2/3 X Sx	Sisma SLU X (Dy)	~DM 14/1/2008 SLD 2/3 X	0.0464	1	0	0
			SottoTipo: SLD 2/3					
12	2	Sisma SLD X Sx	Sisma SLE X (Dy)	~DM 14/1/2008 SLD X	0.0464	1	0	0
			SottoTipo: SLD					
17	2	Sisma SLV X Sx	Sisma SLU X (Dy)	~DM 14/1/2008 SLV X	0.107	1	0	0
			SottoTipo: SLV					
3	3	Sisma SLO Y Dx	Sisma SLE Y (Dy)	~DM 14/1/2008 SLO Y	0.0384	0	1	0
			SottoTipo: SLO					
8	3	Sisma SLD 2/3 Y Dx	Sisma SLU Y (Dy)	~DM 14/1/2008 SLD 2/3 Y	0.0464	0	1	0
			SottoTipo: SLD 2/3					
13	3	Sisma SLD Y Dx	Sisma SLE Y (Dy)	~DM 14/1/2008 SLD Y	0.0464	0	1	0
			SottoTipo: SLD					
18	3	Sisma SLV Y Dx	Sisma SLU Y (Dy)	~DM 14/1/2008 SLV Y	0.107	0	1	0
			SottoTipo: SLV					
4	4	Sisma SLO Y Sx	Sisma SLE Y (Dy)	~DM 14/1/2008 SLO Y	0.0384	0	1	0
			SottoTipo: SLO					
9	4	Sisma SLD 2/3 Y Sx	Sisma SLU Y (Dy)	~DM 14/1/2008 SLD 2/3 Y	0.0464	0	1	0
			SottoTipo: SLD 2/3					
14	4	Sisma SLD Y Sx	Sisma SLE Y (Dy)	~DM 14/1/2008 SLD Y	0.0464	0	1	0
			SottoTipo: SLD					
19	4	Sisma SLV Y Sx	Sisma SLU Y (Dy)	~DM 14/1/2008 SLV Y	0.107	0	1	0
			SottoTipo: SLV					
5	5	Sisma SLO Z	Sisma SLE Z (Dy)	~DM 14/1/2008 SLO Z	0.0384	0	0	-1
			SottoTipo: SLO					
10	5	Sisma SLD 2/3 Z	Sisma SLU Z (Dy)	~DM 14/1/2008 SLD 2/3 Z	0.0464	0	0	-1
			SottoTipo: SLD 2/3					
15	5	Sisma SLD Z	Sisma SLE Z (Dy)	~DM 14/1/2008 SLD Z	0.0464	0	0	-1
			SottoTipo: SLD					
20	5	Sisma SLV Z	Sisma SLU Z (Dy)	~DM 14/1/2008 SLV Z	0.107	0	0	-1
			SottoTipo: SLV					

Per il calcolo degli spettri di risposta secondo il par.3.2 del DM 14/01/2008 sono stati utilizzati i seguenti parametri, ove:

P_{VR} probabilità di superamento nel periodo di ritorno
 T_R periodo di ritorno
 a_g/g accelerazione orizzontale massima del suolo
 F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
 T_c^* valore base per calcolo del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Come specificato in premessa la classe d'uso dell'edificio è la II, cautelativamente in questi calcoli si è considerata una classe d'uso III.

Collocazione del sito: Longitudine = 10.7857°, Latitudine = 45.1587°

SLO:

$P_{VR}=81\%$, $T_R=45$ anni, $a_g/g=0.0384$ sec, $F_o=2.5619$, $T_c^*=0.2505$ sec

SLD:

$P_{VR}=63\%$, $T_R=75$ anni, $a_g/g=0.0464$ sec, $F_o=2.5392$, $T_c^*=0.2777$ sec

SLV:

$P_{VR}=10\%$, $T_R=712$ anni, $a_g/g=0.107$ sec, $F_o=2.5585$, $T_c^*=0.3047$ sec

Spettri di risposta utilizzati

Spettro per Punti ~DM 14/1/2008 SLV Z

Punto	Periodo (secondi)	Accelerazione Normalizzata
1	0	0.442
2	0.05	1.13
3	0.15	1.13
4	0.35	0.484
5	0.55	0.308
6	0.75	0.226
7	0.95	0.2
8	1	0.2
9	1.2	0.2
10	1.4	0.2
11	1.6	0.2
12	1.8	0.2
13	2	0.2
14	2.2	0.2
15	2.4	0.2
16	2.6	0.2
17	2.8	0.2
18	3	0.2
19	3.2	0.2
20	3.4	0.2
21	3.6	0.2
22	3.8	0.2
23	4	0.2

Spettro per Punti ~DM 14/1/2008 SLV Y

Punto	Periodo (secondi)	Accelerazione Normalizzata
1	0	1.5
2	0.158	3.838
3	0.474	3.838
4	0.674	2.698
5	0.874	2.08
6	1.074	1.693
7	1.274	1.427
8	1.474	1.233
9	1.674	1.086
10	1.874	0.97
11	2.028	0.896
12	2.228	0.743
13	2.428	0.625
14	2.628	0.534
15	2.828	0.461
16	3.028	0.402
17	3.228	0.354
18	3.428	0.314
19	3.628	0.28
20	3.828	0.252
21	4	0.23

Spettro per Punti ~DM 14/1/2008 SLV X

Punto	Periodo (secondi)	Accelerazione Normalizzata
1	0	1.5
2	0.158	3.838
3	0.474	3.838
4	0.674	2.698
5	0.874	2.08
6	1.074	1.693
7	1.274	1.427
8	1.474	1.233
9	1.674	1.086
10	1.874	0.97
11	2.028	0.896
12	2.228	0.743
13	2.428	0.625
14	2.628	0.534
15	2.828	0.461
16	3.028	0.402
17	3.228	0.354
18	3.428	0.314
19	3.628	0.28
20	3.828	0.252
21	4	0.23

Spettro per Punti ~DM 14/1/2008 SLD 2/3 Z

Punto	Periodo (secondi)	Accelerazione Normalizzata
1	0	0.291
2	0.05	0.492
3	0.15	0.492
4	0.35	0.211
5	0.55	0.134
6	0.75	0.098
7	0.95	0.078
8	1	0.074
9	1.2	0.051
10	1.4	0.038
11	1.6	0.029
12	1.8	0.023
13	2	0.018
14	2.2	0.015
15	2.4	0.013
16	2.6	0.011
17	2.8	0.009
18	3	0.008
19	3.2	0.007
20	3.4	0.006
21	3.6	0.006
22	3.8	0.005
23	4	0.005

Spettro per Punti ~DM 14/1/2008 SLD 2/3 Y

Punto	Periodo (secondi)	Accelerazione Normalizzata
1	0	1.5
2	0.148	2.539
3	0.445	2.539
4	0.645	1.752
5	0.845	1.337
6	1.045	1.081
7	1.245	0.908
8	1.445	0.782
9	1.645	0.687
10	1.786	0.633
11	1.986	0.512
12	2.186	0.422
13	2.386	0.355
14	2.586	0.302
15	2.786	0.26
16	2.986	0.226
17	3.186	0.199
18	3.386	0.176
19	3.586	0.157
20	3.786	0.141
21	3.986	0.127
22	4	0.126

Spettro per Punti ~DM 14/1/2008 SLD 2/3 X

Punto	Periodo (secondi)	Accelerazione Normalizzata
1	0	1.5
2	0.148	2.539
3	0.445	2.539
4	0.645	1.752
5	0.845	1.337
6	1.045	1.081
7	1.245	0.908
8	1.445	0.782
9	1.645	0.687
10	1.786	0.633
11	1.986	0.512
12	2.186	0.422
13	2.386	0.355
14	2.586	0.302
15	2.786	0.26
16	2.986	0.226
17	3.186	0.199
18	3.386	0.176
19	3.586	0.157
20	3.786	0.141
21	3.986	0.127
22	4	0.126

Spettro per Punti ~DM 14/1/2008 SLD Z

Punto	Periodo (secondi)	Accelerazione Normalizzata
1	0	0.291
2	0.05	0.738
3	0.15	0.738
4	0.35	0.316
5	0.55	0.201
6	0.75	0.148
7	0.95	0.117
8	1	0.111
9	1.2	0.077
10	1.4	0.057
11	1.6	0.043
12	1.8	0.034
13	2	0.028
14	2.2	0.023
15	2.4	0.019
16	2.6	0.016
17	2.8	0.014
18	3	0.012
19	3.2	0.011
20	3.4	0.01
21	3.6	0.009
22	3.8	0.008
23	4	0.007

Spettro per Punti ~DM 14/1/2008 SLD Y

Punto	Periodo (secondi)	Accelerazione Normalizzata
1	0	1.5
2	0.148	3.809
3	0.445	3.809
4	0.645	2.628
5	0.845	2.006
6	1.045	1.622
7	1.245	1.361
8	1.445	1.173
9	1.645	1.03
10	1.786	0.949
11	1.986	0.768
12	2.186	0.634
13	2.386	0.532
14	2.586	0.453
15	2.786	0.39
16	2.986	0.34
17	3.186	0.298
18	3.386	0.264
19	3.586	0.235
20	3.786	0.211
21	3.986	0.191
22	4	0.189

Spettro per Punti ~DM 14/1/2008 SLD X

Punto	Periodo (secondi)	Accelerazione Normalizzata
1	0	1.5
2	0.148	3.809
3	0.445	3.809
4	0.645	2.628
5	0.845	2.006
6	1.045	1.622
7	1.245	1.361
8	1.445	1.173
9	1.645	1.03
10	1.786	0.949
11	1.986	0.768
12	2.186	0.634
13	2.386	0.532
14	2.586	0.453
15	2.786	0.39
16	2.986	0.34
17	3.186	0.298
18	3.386	0.264
19	3.586	0.235
20	3.786	0.211
21	3.986	0.191
22	4	0.189

Spettro per Punti ~DM 14/1/2008 SLO Z

Punto	Periodo (secondi)	Accelerazione Normalizzata
1	0	0.265
2	0.05	0.678
3	0.15	0.678
4	0.35	0.29
5	0.55	0.185
6	0.75	0.136
7	0.95	0.107
8	1	0.102
9	1.2	0.071
10	1.4	0.052
11	1.6	0.04
12	1.8	0.031
13	2	0.025
14	2.2	0.021
15	2.4	0.018
16	2.6	0.015
17	2.8	0.013
18	3	0.011
19	3.2	0.01
20	3.4	0.009
21	3.6	0.008
22	3.8	0.007
23	4	0.006

Spettro per Punti ~DM 14/1/2008 SLO Y

Punto	Periodo (secondi)	Accelerazione Normalizzata
1	0	1.5
2	0.138	3.843
3	0.415	3.843
4	0.615	2.594
5	0.815	1.958
6	1.015	1.572
7	1.215	1.313
8	1.415	1.128
9	1.615	0.988
10	1.754	0.91
11	1.954	0.733
12	2.154	0.603
13	2.354	0.505
14	2.554	0.429
15	2.754	0.369
16	2.954	0.321
17	3.154	0.281
18	3.354	0.249
19	3.554	0.222
20	3.754	0.199
21	3.954	0.179
22	4	0.175

Spettro per Punti ~DM 14/1/2008 SLO X

Punto	Periodo (secondi)	Accelerazione Normalizzata
1	0	1.5
2	0.138	3.843
3	0.415	3.843
4	0.615	2.594
5	0.815	1.958
6	1.015	1.572
7	1.215	1.313
8	1.415	1.128
9	1.615	0.988
10	1.754	0.91
11	1.954	0.733
12	2.154	0.603
13	2.354	0.505
14	2.554	0.429
15	2.754	0.369
16	2.954	0.321
17	3.154	0.281
18	3.354	0.249
19	3.554	0.222
20	3.754	0.199
21	3.954	0.179
22	4	0.175

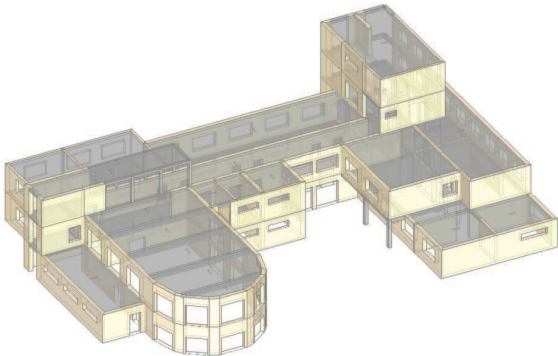
Moltiplicatori calcolo automatico Masse
Di seguito sono elencati i moltiplicatori delle CdC elementari per il calcolo automatico delle masse:

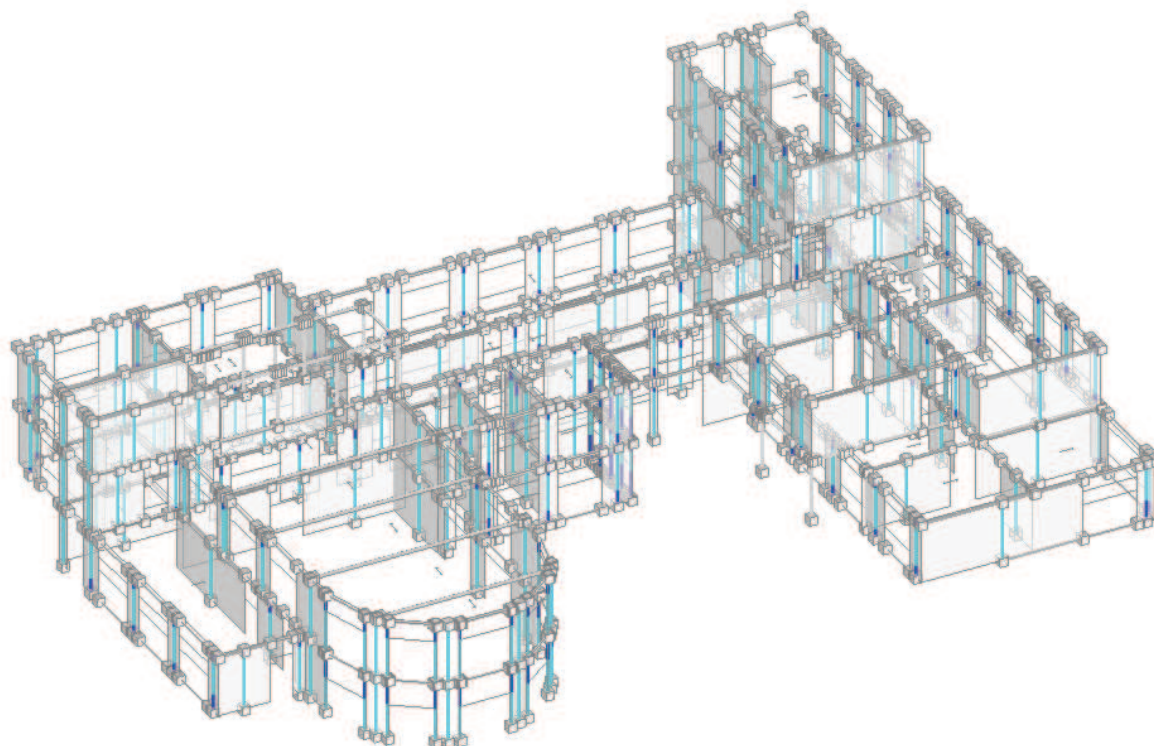
CdC = n.Condizione di Carico Elementare
Coeff.SLE = moltiplicatori per lo Stato Limite d'Esercizio
Coeff.SLU = moltiplicatori per lo Stato Limite Ultimo
X, Y, Z = coefficienti di direzionalità

CdC	Coeff.SLE	Coeff.SLU	X	Y	Z
1	1	1	1	1	1
2	1	1	1	1	1
3	0.6	0.6	1	1	1

7 VERIFICA DELL'EDIFICIO ESISTENTE

Per la verifica della resistenza dei pannelli murari nel piano è stata effettuata un'analisi statica non lineare i cui risultati sono riportati nelle pagine seguenti.
Si è ipotizzato che le strisce di piano siano armate superiormente ed inferiormente con almeno 2 tondini d'acciaio del diametro di 12mm.





Modello strutturale

1. RISULTATI ANALISI SISMICA STATICA NON LINEARE (PUSHOVER)

Azione Sismica

Struttura:

Vita Nominale VN (anni) = 50
Classe d'uso: III
Coefficiente d'uso CU = 1.5
Periodo di riferimento per l'azione sismica VR=VN*CU (anni) = 75

Pericolosità:

Ubicazione del sito:

Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 10.7858
- Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 45.1588
Tipo di interpolazione: superficie rigata [SCA]

Valori dei parametri ag, Fo, TC* per i periodi di ritorno TR di riferimento

(dagli Studi di pericolosità sismica del sito di ubicazione dell'edificio [cfr.Tab.1 All.B al D.M.14.1.2008]):

TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)
30	0.033	2.528	0.220
50	0.039	2.577	0.258
72	0.045	2.546	0.279
101	0.051	2.546	0.280
140	0.059	2.545	0.289
201	0.067	2.567	0.289
475	0.091	2.555	0.308
975	0.116	2.568	0.308
2475	0.159	2.524	0.318

Per periodi di ritorno TR<30 anni [cfr. DPC-Reluis, CNR-ITC]:

ag(TR) = K * TR^α, dove:
K = 0.010255500, α = 0.345293593

Stati Limite:

PVR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR per ciascun Stato Limite (Tab.3.2.i)

SLE: SLO 81
SLE: SLD 63
SLU: SLV 10
SLU: SLC 5

ag(g) Fo Tc*(sec) e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascun Stato Limite [§3.2.3]

Stato limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)
SLO	45	0.038	2.567	0.250	1.500	0.138	0.415	1.752
SLD	75	0.046	2.546	0.279	1.500	0.149	0.446	1.784
SLV	712	0.104	2.562	0.308	1.500	0.159	0.477	2.016
SLC	1462	0.133	2.549	0.312	1.497	0.160	0.481	2.132

Suolo:

Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche:

Categoria di sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico = 0

Coefficiente di amplificazione topografica ST = 1

PGA:

Definizione di PGA: Accelerazione su roccia (analoga ad ag)

Microzonazione:

Fattore di suolo SS da microzonazione sismica: no

Componenti:

Spettro di risposta: componente orizzontale:

SLE: Smorzamento viscoso (ξ) (%) = 5

η=[10/(5+ξ)]= 1

SLU: Rapporto αu/α1 = 1.5

Regolarità in altezza: no

SLU: Fattore di struttura = 3.75 => η=1/q= 0.267

Spettro di risposta: componente verticale:

SS=1.000, S=1.000, TB=0.050 sec, TC=0.150 sec, TD=1.000 sec, ξ=5% (η=1.000), q=1.500 (η=1/q=0.667)

SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (A) - DIREZIONE: +X

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 327005.40

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 5471.56

Peso sismico totale W (kN) = 26212.98

Massa sismica totale M (k*kgm) = 2672.981

Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.209

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = 5471.56

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.00

- al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = 65.40, di cui dovuto alle forze orizzontali = 65.40

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

- è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;
per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):
- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
 - masse di piano m_i traslazionali;
 - corrispondenti spostamenti modali ϕ_i secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 46 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 16.7% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro $\%K_{elast}$ dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata ($\%K_{elast} < 100\%$); in Analisi Pushover al tipo di comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidezze iniziali elastiche, ignorando quindi le rigidezze fessurate cioè assumendo $\%K_{elast}=100\%$ per tutte le aste);
 - piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
 - spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1		1355.12	8.42		0.404
2		952.60	10.79		0.517
3		206.72	5.68		0.272
4		84.78	20.87	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa $m^* = \Sigma(m_i \phi_i)$ (k*kgm) = 1180.56Coefficiente di partecipazione $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 2.051$ Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = 2667.60Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = 2667.60Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (mm) = 31.89**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% $F_{Max,1-GDL}$ (kN) = 1867.32Rigidezza elastica: $K^* = 218110.00$ (=66.699% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.462Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 8.56forza Fy^* (kN) = 1866.06

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V,R = 10\%$ Da PVR e V,R , per SLV risulta definito il valore di T,R (§ All. a)attraverso la relazione: $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$ Valori dei parametri ag , Fo , TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLVe: SS , CC , S , TB , TC , TD , Fv [§3.2.3], dove: ag = accelerazione orizzontale massima al sito, Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale, TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale, SS = coefficiente di sottosuolo; CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo; S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche; TB , TC , TD = periodi di spettro; Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a,g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLU - SLV	712	0.104	2.562	0.308	1.500	1.549	1.500	0.159	0.477	2.016	1.115

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.400 g$
- in spostamento: $d^*_{e,max} = S_{De}(T^*)$ (mm) = 21.21
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 4627.15 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = 1866.06 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 2.480$ **Controllo su q^* secondo §7.8.1.6** $q^* \leq 3.0$: la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.**Nota su q^*** q^* è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input: il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.

Se $q^* \geq 3.0$, la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input), verrà calcolato considerando un valore di ag , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:
a) $q^* \leq 3.0$
b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = 21.62

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:
Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 44.34

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):
Domanda sismica in spostamento (mm) = 44.34
Capacità di spostamento a SLV (mm) = 65.40

Rapporto Capacità/Domanda = 1.475: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:
SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.126 g corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 1259 anni. Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni, ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 5.781 % (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare: in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori, e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	712	0.104	10.0
Capacità	1259	0.126	5.8

Indicatore di Rischio Sismico
(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):
- in termini di PGA: $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV$ (=PGA in input per SLV) = 0.126/0.104 = 1.212
- in termini di TR: $\alpha,V = TR,CLV / TR,DLV$ (=TR in input per SLV) = 1259/712 = 1.769

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico
Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:
a) capacità \geq domanda (in termini di spostamento);
b) $q^* \leq 3.0$ (§7.8.1.6).
L'analisi statica non lineare fornisce il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza nel piano (verifiche di sicurezza a pressoflessione complanare e a taglio) e la Deformazione nel piano (controllo delle deformazioni limite); le verifiche ed i controlli sugli spostamenti vengono eseguite nel corso dell'analisi, e la capacità calcolata ha valore complessivo (le pareti resistenti nel loro insieme). Relativamente agli altri meccanismi resistenti:
- Resistenza fuori piano (verifiche a pressoflessione ortogonale): se le verifiche corrispondenti sono svolte durante il procedimento non lineare, si può ritenere che la capacità calcolata dall'analisi pushover comprenda anche il comportamento fuori piano, altrimenti si farà riferimento ai risultati di un'analisi sismica lineare (statica o dinamica) svolta con il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover;
- Capacità limite del terreno (verifiche in fondazione, geotecniche e di resistenza): in generale si farà riferimento ad un'analisi lineare con fattore 'q' calcolato in pushover;
- Cinematismi (edifici esistenti: ribaltamenti, collassi fuori piano): vengono studiati nell'ambito dei meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 1509.38
90% del Taglio massimo (kN) = 4924.41
Rapporto $\alpha,u/\alpha,1$ calcolato = 3.263
Rapporto $\alpha,u/\alpha,1$ effettivo = 2.500
Edificio non regolare in altezza: $q = 3.750$

SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (A) - DIREZIONE: -X

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):
Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 327017.50
Resistenza massima (taglio alla base): $F,Max,M-GDL$ (kN) = -5539.06
Peso sismico totale W (kN) = 26212.98
Massa sismica totale M (k*kgm) = 2672.981
Rapporto forza/peso ($F,Max,M-GDL / W$) = 0.211
Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F,SLV,M-GDL$ (kN) = -5539.06

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):
- iniziale = 0.00
- al limite ultimo: $dc,SLV,M-GDL$ = -66.28, di cui dovuto alle forze orizzontali = -66.29

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

- è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):
- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
 - masse di piano m_i traslazionali;
 - corrispondenti spostamenti modali ϕ_i secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 46 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 16.7% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro $\%K_{elast}$ dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata ($\%K_{elast} < 100\%$); in Analisi Pushover al tipo di comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidezze iniziali elastiche, ignorando quindi le rigidezze fessurate cioè assumendo $\%K_{elast}=100\%$ per tutte le aste);
 - piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
 - spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1		1355.12	8.42		0.404
2		952.60	10.79		0.517
3		206.72	5.68		0.272
4		84.78	20.87	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa $m^* = \Sigma(m_i \phi_i)$ (k*kgm) = 1180.56Coefficiente di partecipazione $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 2.051$ Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = -2700.51Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = -2700.51Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (mm) = -32.32**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% $F_{Max,1-GDL}$ (kN) = -1890.35Rigidezza elastica: $K^* = 105508.80$ (=32.264% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.665Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -25.60forza Fy^* (kN) = -2700.51

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V,R = 10\%$ Da PVR e V,R , per SLV risulta definito il valore di T,R (§ All. a)attraverso la relazione: $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$ Valori dei parametri ag , Fo , TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLVe: SS , CC , S , TB , TC , TD , Fv [§3.2.3], dove: ag = accelerazione orizzontale massima al sito, Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale, TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale, SS = coefficiente di sottosuolo; CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo; S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche; TB , TC , TD = periodi di spettro; Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a,g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLU - SLV	712	0.104	2.562	0.308	1.500	1.549	1.500	0.159	0.477	2.016	1.115

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.287 g$
- in spostamento: $d^*_{e,max} = S_{De}(T^*)$ (mm) = -31.47
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 3320.87 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -2700.51 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.230$ **Controllo su q^* secondo §7.8.1.6** $q^* \leq 3.0$: la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.**Nota su q^*** q^* è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input: il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.

Se $q^* \geq 3.0$, la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input), verrà calcolato considerando un valore di ag , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:
a) $q^* \leq 3.0$
b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = -31.47

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -64.56

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = -64.56

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -66.28

Rapporto Capacità/Domanda = 1.027: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.106 g corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 757 anni. Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni, ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 9.433 % (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare: in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori, e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	712	0.104	10.0
Capacità	757	0.106	9.4

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):
- in termini di PGA: $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV$ (=PGA in input per SLV) = 0.106/0.104 = 1.019
- in termini di TR: $\alpha,V = TR,CLV / TR,DLV$ (=TR in input per SLV) = 757/712 = 1.063

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità \geq domanda (in termini di spostamento);
- b) $q^* \leq 3.0$ (§7.8.1.6).

L'analisi statica non lineare fornisce il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza nel piano (verifiche di sicurezza a pressoflessione complanare e a taglio) e la Deformazione nel piano (controllo delle deformazioni limite); le verifiche ed i controlli sugli spostamenti vengono eseguite nel corso dell'analisi, e la capacità calcolata ha valore complessivo (le pareti resistenti nel loro insieme).

Relativamente agli altri meccanismi resistenti:

- Resistenza fuori piano (verifiche a pressoflessione ortogonale): se le verifiche corrispondenti sono svolte durante il procedimento non lineare, si può ritenere che la capacità calcolata dall'analisi pushover comprenda anche il comportamento fuori piano, altrimenti si farà riferimento ai risultati di un'analisi sismica lineare (statica o dinamica) svolta con il fattore di struttura q calcolato in pushover;
- Capacità limite del terreno (verifiche in fondazione, geotecniche e di resistenza): in generale si farà riferimento ad un'analisi lineare con fattore q calcolato in pushover;
- Cinematismi (edifici esistenti: ribaltamenti, collassi fuori piano): vengono studiati nell'ambito dei meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = -1500.78

90% del Taglio massimo (kN) = -4985.16

Rapporto $\alpha,u/\alpha,l$ calcolato = 3.322

Rapporto $\alpha,u/\alpha,l$ effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza: q = 3.750

SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (A) - DIREZIONE: +Y

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 856483.80

Resistenza massima (taglio alla base): $F,Max,M-GDL$ (kN) = 6619.53

Peso sismico totale W (kN) = 26212.98

Massa sismica totale M (k*kgm) = 2672.981

Rapporto forza/peso ($F,Max,M-GDL / W$) = 0.253

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F,SLV,M-GDL$ (kN) = 5839.53

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.02

- al limite ultimo: $dc,SLV,M-GDL$ = 93.47, di cui dovuto alle forze orizzontali = 93.48

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;

per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano m_i traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali ϕ_i secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 18 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 9.3% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro K_{elast} dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata ($K_{elast} < 100\%$); in Analisi Pushover al tipo di comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidezze iniziali elastiche, ignorando quindi le rigidezze fessurate cioè assumendo $K_{elast}=100\%$ per tutte le aste);
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1		1355.12	0.97		0.026
2		952.60	5.91		0.156
3		206.72	27.06		0.712
4		84.78	38.00	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa $m^* = \Sigma(m_i \phi_i)$ (k*kgm) = 414.77Coefficiente di partecipazione $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.942$ Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = 3408.41Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = 3006.79Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (mm) = 48.13**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% $F_{Max,1-GDL}$ (kN) = 2385.89Rigidezza elastica: $K^* = 750092.50$ (=87.578% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.148Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 3.18
forza Fy^* (kN) = 2381.66

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V,R = 10\%$ Da PVR e V,R , per SLV risulta definito il valore di T,R (§ All. a)attraverso la relazione: $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$ Valori dei parametri ag , Fo , TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLVe: SS , CC , S , TB , TC , TD , Fv [§3.2.3], dove: ag = accelerazione orizzontale massima al sito, Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale, TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale, SS = coefficiente di sottosuolo; CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo; S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche; TB , TC , TD = periodi di spettro; Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a,g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLU - SLV	712	0.104	2.562	0.308	1.500	1.549	1.500	0.159	0.477	2.016	1.115

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.382 g$
- in spostamento: $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$ (mm) = 2.07
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 1555.54 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = 2381.66 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.653$ **Controllo su q^* secondo §7.8.1.6** $q^* \leq 3.0$: la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita. $q^* \leq 1$, e quindi: $d^*,max = d^*,e,max$ (§C7.3.4.1)**Nota su q^*** q^* è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:

il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.
 Se $q^* > 3.0$, la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input), verrà calcolato considerando un valore di ag , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:
 a) $q^* \leq 3.0$
 b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = 2.07

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:
 Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 4.03

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):
 Domanda sismica in spostamento (mm) = 4.03
 Capacità di spostamento a SLV (mm) = 93.47

Rapporto Capacità/Domanda = 23.207: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:
 SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) \geq 0.159 g corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 2475 anni. Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni, ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 2.985 % (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare: in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori, e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	712	0.104	10.0
Capacità	2475	0.159	3.0

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):
 - in termini di PGA: $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV(=PGA$ in input per SLV) = 0.159/0.104 = 1.529
 - in termini di TR: $\alpha,V = TR,CLV / TR,DLV(=TR$ in input per SLV) = 2475/712 = 3.476

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:
 a) capacità \geq domanda (in termini di spostamento);
 b) $q^* \leq 3.0$ (§7.8.1.6).
 L'analisi statica non lineare fornisce il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza nel piano (verifiche di sicurezza a pressoflessione complanare e a taglio) e la Deformazione nel piano (controllo delle deformazioni limite); le verifiche ed i controlli sugli spostamenti vengono eseguite nel corso dell'analisi, e la capacità calcolata ha valore complessivo (le pareti resistenti nel loro insieme). Relativamente agli altri meccanismi resistenti:
 - Resistenza fuori piano (verifiche a pressoflessione ortogonale):
 se le verifiche corrispondenti sono svolte durante il procedimento non lineare, si può ritenere che la capacità calcolata dall'analisi pushover comprenda anche il comportamento fuori piano, altrimenti si farà riferimento ai risultati di un'analisi sismica lineare (statica o dinamica) svolta con il fattore di struttura ' q ' calcolato in pushover;
 - Capacità limite del terreno (verifiche in fondazione, geotecniche e di resistenza):
 in generale si farà riferimento ad un'analisi lineare con fattore ' q ' calcolato in pushover;
 - Cinematismi (edifici esistenti: ribaltamenti, collassi fuori piano): vengono studiati nell'ambito dei meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura ' q ' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 668.75
 90% del Taglio massimo (kN) = 5957.58
 Rapporto $\alpha,u/\alpha,1$ calcolato = 8.909
 Rapporto $\alpha,u/\alpha,1$ effettivo = 2.500
 Edificio non regolare in altezza: q = 3.750

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) \geq 0.159 g corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 2475 anni. Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni, ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 2.985 % (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare: in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori, e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (A) - DIREZIONE: -Y

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 856505.10
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -6551.09
 Peso sismico totale W (kN) = 26212.98
 Massa sismica totale M (k*kgm) = 2672.981
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.25
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = -5901.09

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):
 - iniziale = -0.02
 - al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = -94.68, di cui dovuto alle forze orizzontali = -94.66

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):
 - completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave)
 al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso,
 la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master
 e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
 - masse di piano m,i traslazionali;
 - corrispondenti spostamenti modali ϕ_i secondo il modo principale
 nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 18
 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 9.3%
 (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover,
 che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale
 le rigidità considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi
 conto dell'eventuale rigidità fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al tipo di
 comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidità iniziali elastiche,
 ignorando quindi le rigidità fessurate cioè assumendo %K,elast=100% per tutte le aste);
 - piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
 - spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo
 (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano
 e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate
 -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1		1355.12	0.97		0.026
2		952.60	5.91		0.156
3		206.72	27.06		0.712
4		84.78	38.00	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa m* = $\Sigma(m_i \phi_i)$ (k*kgm) = 414.77
 Coefficiente di partecipazione $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.942$

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL / Γ) (kN) = -3373.17
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -3038.48
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -48.75

Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -2361.22
 Rigidità elastica: K* (kN/m) = 751835.60 (=87.779% della rigidità elastica del sistema M-GDL)
 Periodo elastico: T* = $2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.148
 Punto di snervamento: spostamento dy* (mm) = -3.20
 forza Fy* (kN) = -2402.45

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 10 %
 Da PVR e V,R, per SLV risulta definito il valore di T,R (§ All. a)
 attraverso la relazione: $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:
 ag = accelerazione orizzontale massima al sito,
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
 TC* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
 SS = coefficiente di sottosuolo;
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
 TB, TC, TD = periodi di spettro;
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a,g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLU - SLV	712	0.104	2.562	0.308	1.500	1.549	1.500	0.159	0.477	2.016	1.115

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S,e(T*) = 0.382 g
- in spostamento: d*,e,max = S,De(T*) (mm) = -2.07
- forza di risposta elastica = S,e(T*) m* (kN) = 1554.47
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy* (kN) = -2402.45

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.647$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$: la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

$q^* \leq 1$, e quindi: $d^*, \max = d^*, e, \max$ (§C7.3.4.1)

Nota su q^*

q^* è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
 2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione a_g in input:
il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad a_g in input.
- Se $q^* > 3.0$, la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di a_g sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = a_g sostenibile / a_g in input), verrà calcolato considerando un valore di a_g , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:
- a) $q^* \leq 3.0$
 - b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*, \max (mm) = -2.07

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*, \max$ (mm) = -4.02

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = -4.02

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -94.68

Rapporto Capacità/Domanda = 23.578: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA, CLV) ≥ 0.159 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $T_R, CLV = 2475$ anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $V_R = 75$ anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.985\%$
(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA, CLV e T_R, CLV minori,
e PVR, CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA, CLV e T_R, CLV maggiori, e PVR, CLV minore).

Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	712	0.104	10.0
Capacità	2475	0.159	3.0

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.159/0.104 = 1.529$
- in termini di T_R : $\alpha, V = T_R, CLV / T_R, DLV (=T_R \text{ in input per SLV}) = 2475/712 = 3.476$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità \geq domanda (in termini di spostamento);
- b) $q^* \leq 3.0$ (§7.8.1.6).

L'analisi statica non lineare fornisce il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza nel piano (verifiche di sicurezza a pressoflessione complanare e a taglio) e la Deformazione nel piano (controllo delle deformazioni limite);
le verifiche ed i controlli sugli spostamenti vengono eseguite nel corso dell'analisi, e la capacità calcolata ha valore complessivo (le pareti resistenti nel loro insieme).

Relativamente agli altri meccanismi resistenti:

- Resistenza fuori piano (verifiche a pressoflessione ortogonale):
se le verifiche corrispondenti sono svolte durante il procedimento non lineare, si può ritenere che la capacità calcolata dall'analisi pushover comprenda anche il comportamento fuori piano, altrimenti si farà riferimento ai risultati di un'analisi sismica lineare (statica o dinamica) svolta con il fattore di struttura ' q ' calcolato in pushover;
- Capacità limite del terreno (verifiche in fondazione, geotecniche e di resistenza):
in generale si farà riferimento ad un'analisi lineare con fattore ' q ' calcolato in pushover;
- Cinematismi (edifici esistenti: ribaltamenti, collassi fuori piano): vengono studiati nell'ambito dei meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura ' q ' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = -475.78

90% del Taglio massimo (kN) = -5895.99

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 12.392

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza: $q = 3.750$

SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: +X

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 640148.50
 Resistenza massima (taglio alla base): F_{Max,M-GDL} (kN) = 8774.53
 Peso sismico totale W (kN) = 26212.98
 Massa sismica totale M (k*kgm) = 2672.981
 Rapporto forza/peso (F_{Max,M-GDL} / W) = 0.335
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F_{SLV,M-GDL} (kN) = 8613.91

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo: dc_{SLV,M-GDL} = 55.70, di cui dovuto alle forze orizzontali = 55.70

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione Γ=1.000 per la distribuzione di forze (E).
 La massa m* è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (X):

Massa m* = Σ(m_i) (k*kgm) = 2672.98
 Coefficiente di partecipazione Γ = 1.000

Resistenza massima (taglio alla base): F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / Γ) (kN) = 8774.53
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / Γ) (kN) = 8613.91
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / Γ) (mm) = 55.70

Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F_{Max,1-GDL} (kN) = 6142.17
 Rigidezza elastica: K* (kN/m) = 571059.10 (=89.207% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
 Periodo elastico: T* = 2(m*/K*) (sec) = 0.430
 Punto di snervamento: spostamento dy* (mm) = 11.96
 forza Fy* (kN) = 6832.62

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R = 10 %
 Da PVR e V_R, per SLV risulta definito il valore di T_R (§ All. a)
 attraverso la relazione: T_R = - V_R / [1 - ln(1 - PVR)]

Valori dei parametri ag, Fo, TC* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:
 ag = accelerazione orizzontale massima al sito,
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
 TC* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
 SS = coefficiente di sottosuolo;
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
 TB, TC, TD = periodi di spettro;
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a,g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	

SLU - SLV	712	0.104	2.562	0.308	1.500	1.549	1.500	0.159	0.477	2.016	1.115

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S_e(T*) = 0.400 g
- in spostamento: d_{e,max} = S_e(T*) (mm) = 18.35
- forza di risposta elastica = S_e(T*) m* (kN) = 10476.60
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy* (kN) = 6832.62
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: q* = 1.533

Controllo su q* secondo §7.8.1.6

q* ≤ 3.0: la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

Nota su q*

- q* è funzione di due componenti:
 1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
 2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:
 il valore di q* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.
- Se q* > 3.0, la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input), verrà calcolato considerando un valore di ag, cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:
- a) q* ≤ 3.0
 - b) capacità ≥ domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d_{*,max} (mm) = 19.05

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: Γ d_{*,max} (mm) = 19.05

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = 19.05
 Capacità di spostamento a SLV (mm) = 55.70

Rapporto Capacità/Domanda = 2.925: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) ≥ 0.159 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 2475 anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 2.985 %
(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,
e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR	
	(anni)	(*g)	(%)	
Domanda	712	0.104	10.0	
Capacità	2475	0.159	3.0	

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):
- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.159/0.104 = 1.529$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 2475/712 = 3.476$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:
a) capacità \geq domanda (in termini di spostamento);
b) $q^* \leq 3.0$ (§7.8.1.6).
L'analisi statica non lineare fornisce il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza nel piano (verifiche di sicurezza a pressoflessione complanare e a taglio) e la Deformazione nel piano (controllo delle deformazioni limite);
le verifiche ed i controlli sugli spostamenti vengono eseguite nel corso dell'analisi, e la capacità calcolata ha valore complessivo (le pareti resistenti nel loro insieme).
Relativamente agli altri meccanismi resistenti:
- Resistenza fuori piano (verifiche a pressoflessione ortogonale):
se le verifiche corrispondenti sono svolte durante il procedimento non lineare, si può ritenere che la capacità calcolata dall'analisi pushover comprenda anche il comportamento fuori piano, altrimenti si farà riferimento ai risultati di un'analisi sismica lineare (statica o dinamica) svolta con il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover;
- Capacità limite del terreno (verifiche in fondazione, geotecniche e di resistenza):
in generale si farà riferimento ad un'analisi lineare con fattore 'q' calcolato in pushover;
- Cinematismi (edifici esistenti: ribaltamenti, collassi fuori piano): vengono studiati nell'ambito dei meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 1997.66
90% del Taglio massimo (kN) = 7897.08
Rapporto $\alpha, u/\alpha, l$ calcolato = 3.953
Rapporto $\alpha, u/\alpha, l$ effettivo = 2.500
Edificio non regolare in altezza: $q = 3.750$

SLV DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: -X

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 640183.90
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -8800.94
Peso sismico totale W (kN) = 26212.98
Massa sismica totale M (k*kgm) = 2672.981
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.336
Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = -8795.94

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):
- iniziale = 0.00
- al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = -75.15, di cui dovuto alle forze orizzontali = -75.15

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione $\Gamma=1.000$ per la distribuzione di forze (E).
La massa m^* è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (X):

Massa $m^* = \Sigma(m, i)$ (k*kgm) = 2672.98
Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL / Γ) (kN) = -8800.94
Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -8795.94
Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -75.15

Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -6160.66
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 569708.70 (=88.991% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.430

Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -12.62
forza Fy^* (kN) = -7188.81

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):
PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V,R = 10\%$
Da PVR e V,R , per SLV risulta definito il valore di T,R (§ All. a)
attraverso la relazione: $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag , Fo , TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV
e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:
 ag = accelerazione orizzontale massima al sito,
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
 TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
SS = coefficiente di sottosuolo;
CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;
S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
TB, TC, TD = periodi di spettro;
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a,g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLV - SLV	712	0.104	2.562	0.308	1.500	1.549	1.500	0.159	0.477	2.016	1.115

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.400\text{ g}$
- in spostamento: $d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$ (mm) = -18.39
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 10476.60
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -7188.81
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.457$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$: la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

Nota su q^*

q^* è funzione di due componenti:

- proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
- spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:
il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.

Se $q^* > 3.0$, la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input), verrà calcolato considerando un valore di ag , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- $q^* \leq 3.0$
- capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d_{*,max}^*$ (mm) = -19.01

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d_{*,max}^*$ (mm) = -19.01

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = -19.01

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -75.15

Rapporto Capacità/Domanda = 3.952: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) $\geq 0.159\text{ g}$
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 2475$ anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 75$ anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.985\%$
(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,
e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	712	0.104	10.0
Capacità	2475	0.159	3.0

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha_V = PGA_{CLV} / PGA_{DLV}$ (=PGA in input per SLV) = $0.159/0.104 = 1.529$
- in termini di TR: $\alpha_V = TR_{CLV} / TR_{DLV}$ (=TR in input per SLV) = $2475/712 = 3.476$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire

il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:
a) capacità >= domanda (in termini di spostamento);
b) $q^* \leq 3.0$ (§7.8.1.6).
L'analisi statica non lineare fornisce il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza nel piano (verifiche di sicurezza a pressoflessione complanare e a taglio) e la Deformazione nel piano (controllo delle deformazioni limite);
le verifiche ed i controlli sugli spostamenti vengono eseguite nel corso dell'analisi, e la capacità calcolata ha valore complessivo (le pareti resistenti nel loro insieme).
Relativamente agli altri meccanismi resistenti:
- Resistenza fuori piano (verifiche a pressoflessione ortogonale):
se le verifiche corrispondenti sono svolte durante il procedimento non lineare, si può ritenere che la capacità calcolata dall'analisi pushover comprenda anche il comportamento fuori piano, altrimenti si farà riferimento ai risultati di un'analisi sismica lineare (statica o dinamica) svolta con il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover;
- Capacità limite del terreno (verifiche in fondazione, geotecniche e di resistenza):
in generale si farà riferimento ad un'analisi lineare con fattore 'q' calcolato in pushover;
- Cinematismi (edifici esistenti: ribaltamenti, collassi fuori piano): vengono studiati nell'ambito dei meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = -1985.94
90% del Taglio massimo (kN) = -7920.85
Rapporto α_u/α_l calcolato = 3.988
Rapporto α_u/α_l effettivo = 2.500
Edificio non regolare in altezza: $q = 3.750$

SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: +Y

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 1455114.00
Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,M-GDL}$ (kN) = 12118.75
Peso sismico totale W (kN) = 26212.98
Massa sismica totale M (k*kgm) = 2672.981
Rapporto forza/peso ($F_{Max,M-GDL} / W$) = 0.462
Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F_{SLV,M-GDL}$ (kN) = 9695.00

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: d_c (mm):
- iniziale = -0.02
- al limite ultimo: $d_c,SLV,M-GDL = 77.08$, di cui dovuto alle forze orizzontali = 77.10

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione $\Gamma=1.000$ per la distribuzione di forze (E).
La massa m^* è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (Y):

Massa $m^* = \Sigma(m_i)$ (k*kgm) = 2672.98
Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = 12118.75
Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = 9695.00
Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (mm) = 77.08

Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% $F_{Max,1-GDL}$ (kN) = 8483.13
Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 637732.30 (=43.827% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.407
Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 15.56
forza Fy^* (kN) = 9924.68

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R = 10\%$
Da PVR e V_R , per SLV risulta definito il valore di T_R (§ All. a)
attraverso la relazione: $T_R = -V_R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri a_g , F_o , TC^* per i periodi di ritorno T_R associati allo Stato Limite SLV

e: SS , CC , S , TB , TC , TD , F_v [§3.2.3], dove:
 a_g = accelerazione orizzontale massima al sito,
 F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
 TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
 SS = coefficiente di sottosuolo;
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
 TB , TC , TD = periodi di spettro;
 F_v = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	T_R	a_g	F_o	TC^*	SS	CC	S	TB	TC	TD	F_v
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLU - SLV	712	0.104	2.562	0.308	1.500	1.549	1.500	0.159	0.477	2.016	1.115

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:
- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.400 g$
- in spostamento: $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$ (mm) = 16.43

- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 10476.60
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento F_y^* (kN) = 9924.68
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.056$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$: la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

Nota su q^*

q^* è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione a_g in input:
 il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad a_g in input.

Se $q^* > 3.0$, la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di a_g sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = a_g sostenibile / a_g in input), verrà calcolato considerando un valore di a_g , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a) $q^* \leq 3.0$
- b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*, \max (mm) = 16.58

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*, \max$ (mm) = 16.58

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = 16.58

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 77.08

Rapporto Capacità/Domanda = 4.65: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) $\geq 0.159 g$

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $T_R, CLV = 2475$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $V_R = 75$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.985 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e T_R, CLV minori,

e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e T_R, CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	712	0.104	10.0
Capacità	2475	0.159	3.0

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha_V = PGA_{CLV} / PGA_{DLV}$ (PGA in input per SLV) = $0.159/0.104 = 1.529$
- in termini di TR: $\alpha_V = T_{R,CLV} / T_{R,DLV}$ (TR in input per SLV) = $2475/712 = 3.476$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

a) capacità \geq domanda (in termini di spostamento);

b) $q^* \leq 3.0$ (§7.8.1.6).

L'analisi statica non lineare fornisce il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico

per la Resistenza nel piano (verifiche di sicurezza a pressoflessione complanare e a taglio)

e la Deformazione nel piano (controllo delle deformazioni limite);

le verifiche ed i controlli sugli spostamenti vengono eseguite nel corso dell'analisi,

e la capacità calcolata ha valore complessivo (le pareti resistenti nel loro insieme).

Relativamente agli altri meccanismi resistenti:

- Resistenza fuori piano (verifiche a pressoflessione ortogonale):

se le verifiche corrispondenti sono svolte durante il procedimento non lineare, si può ritenere che la capacità calcolata dall'analisi pushover comprenda anche il comportamento fuori piano, altrimenti si farà riferimento ai risultati di un'analisi sismica lineare (statica o dinamica) svolta con il fattore di struttura ' q ' calcolato in pushover;

- Capacità limite del terreno (verifiche in fondazione, geotecniche e di resistenza):

in generale si farà riferimento ad un'analisi lineare con fattore ' q ' calcolato in pushover;

- Cinematismi (edifici esistenti: ribaltamenti, collassi fuori piano): vengono studiati nell'ambito dei meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura ' q ' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 1296.09

90% del Taglio massimo (kN) = 10906.88

Rapporto α_u/α_1 calcolato = 8.415

Rapporto α_u/α_1 effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza: $q = 3.750$

SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: -Y

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 1455145.00
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -11722.19
Peso sismico totale W (kN) = 26212.98
Massa sismica totale M (k*kgm) = 2672.981
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.447
Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = -9377.75

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):
- iniziale = -0.02
- al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = -73.97, di cui dovuto alle forze orizzontali = -73.95

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione Γ=1.000 per la distribuzione di forze (E).
La massa m* è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (Y):

Massa m* = Σ(m,i) (k*kgm) = 2672.98
Coefficiente di partecipazione Γ = 1.000

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL / Γ) (kN) = -11722.19
Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -9377.75
Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -73.97

Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -8205.53
Rigidezza elastica: K* (kN/m) = 670700.20 (=46.092% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
Periodo elastico: T* = 2(m*/K*) (sec) = 0.397
Punto di snervamento: spostamento dy* (mm) = -14.32
forza Fy* (kN) = -9605.88

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):
PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 10 %
Da PVR e V,R, per SLV risulta definito il valore di T,R (§ All. a)
attraverso la relazione: T,R = - V,R / [1 - ln(1 - PVR)]

Valori dei parametri ag, Fo, TC* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV
e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:
ag = accelerazione orizzontale massima al sito,
Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
TC* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
SS = coefficiente di sottosuolo;
CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;
S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
TB, TC, TD = periodi di spettro;
Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a,g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLU - SLV	712	0.104	2.562	0.308	1.500	1.549	1.500	0.159	0.477	2.016	1.115

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:
- in accelerazione: S,e(T*) = 0.400 g
- in spostamento: d*,e,max = S,De(T*) (mm) = -15.62
- forza di risposta elastica = S,e(T*) m* (kN) = 10476.60
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy* (kN) = -9605.88
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: q* = 1.091

Controllo su q* secondo §7.8.1.6

q* <= 3.0: la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

Nota su q*

- q* è funzione di due componenti:
- proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
 - spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:
il valore di q* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.
- Se q* > =3.0, la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input), verrà calcolato considerando un valore di ag, cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:
- q* <= 3.0
 - capacità >= domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d*,max (mm) = -15.88

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: Γ d*,max (mm) = -15.88

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = -15.88
Capacità di spostamento a SLV (mm) = -73.97

Rapporto Capacità/Domanda = 4.657: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) ≥ 0.159 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 2475 anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 2.985 %
(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,
e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	712	0.104	10.0
Capacità	2475	0.159	3.0

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):
- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.159/0.104 = 1.529$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 2475/712 = 3.476$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:
a) capacità \geq domanda (in termini di spostamento);
b) $q^* \leq 3.0$ (§7.8.1.6).
L'analisi statica non lineare fornisce il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza nel piano (verifiche di sicurezza a pressoflessione complanare e a taglio) e la Deformazione nel piano (controllo delle deformazioni limite);
le verifiche ed i controlli sugli spostamenti vengono eseguite nel corso dell'analisi, e la capacità calcolata ha valore complessivo (le pareti resistenti nel loro insieme).
Relativamente agli altri meccanismi resistenti:
- Resistenza fuori piano (verifiche a pressoflessione ortogonale):
se le verifiche corrispondenti sono svolte durante il procedimento non lineare, si può ritenere che la capacità calcolata dall'analisi pushover comprenda anche il comportamento fuori piano, altrimenti si farà riferimento ai risultati di un'analisi sismica lineare (statica o dinamica) svolta con il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover;
- Capacità limite del terreno (verifiche in fondazione, geotecniche e di resistenza):
in generale si farà riferimento ad un'analisi lineare con fattore 'q' calcolato in pushover;
- Cinematismi (edifici esistenti: ribaltamenti, collassi fuori piano): vengono studiati nell'ambito dei meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = -921.09
90% del Taglio massimo (kN) = -10549.97
Rapporto $\alpha, u/\alpha, l$ calcolato = 11.454
Rapporto $\alpha, u/\alpha, l$ effettivo = 2.500
Edificio non regolare in altezza: $q = 3.750$

8 STRUTTURE DELLA SALA CONFERENZE E SALA STUDIO

Per l'analisi strutturale si adotta un codice di calcolo agli elementi finiti, la struttura è discretizzata con elementi finiti tipo trave.

Le verifiche delle strutture vengono condotte con riferimento al metodo degli stati limite e seguendo le regole classiche della scienza e della tecnica delle costruzioni, facendo riferimento al D.M. 14.01.2008.

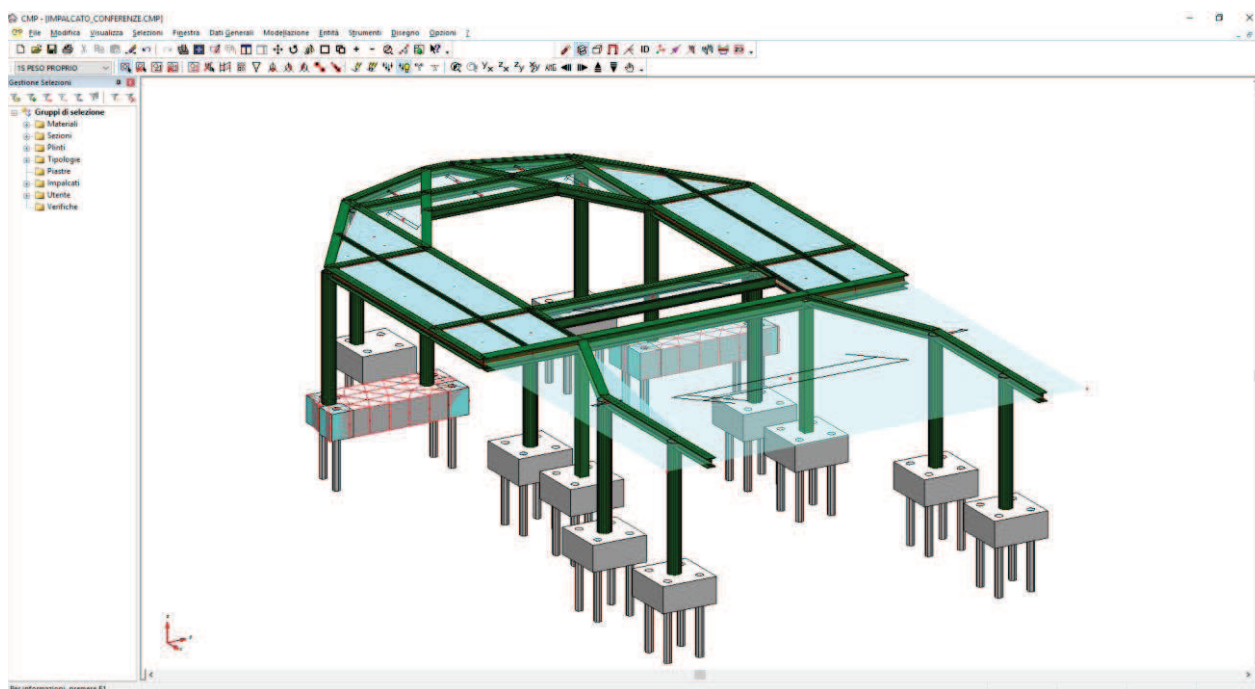
L'incidenza degli effetti del second'ordine viene stimata secondo quanto indicato nel par. 7.3.1 del D.M. 14/01/2008, facendo riferimento agli impalcati definiti nei modelli.

Poiché il valore di θ è sempre inferiore a 0.1 si trascurano le non linearità geometriche e viene effettuata un'analisi lineare.

Gli effetti dell'azione sismica sono determinati attraverso un'analisi modale con spettro di risposta (analisi dinamica lineare), considerando un numero di modi la cui massa partecipante totale è superiore all'85% della massa totale.

Come metodo di combinazione modale si utilizza il metodo CQC: i contributi derivanti dai singoli modi sono combinati tenendo conto del segno delle singole componenti modali. La generica componente U_i delle risposta sismica è data da una combinazione quadratica delle componenti U_{ij} ($j=1, N.\text{modi}$) in cui i coefficienti di combinazione fra due modi distinti dipendono dai coefficienti di smorzamento dei due modi e dal rapporto fra le due frequenze. Se non vengono assegnati smorzamenti modali, i risultati forniti da questo metodo coincidono con quelli del metodo RMS.

Poiché si utilizza un fattore di struttura q pari a 1 non dovranno essere rispettati i dettagli costruttivi in termini di limitazioni geometriche e di armature previsti dal D.M. 14.01.2008 per garantire la richiesta duttilità, inoltre le azioni considerate agenti in fondazioni saranno quelle trasmesse dagli elementi soprastanti senza nessuna amplificazione.



Modello strutturale

DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI STATICHE

CdC = Numero Condizione di Carico Elementare
 mltX = Moltiplicatore del peso proprio in direzione X Globale
 mltY = Moltiplicatore del peso proprio in direzione Y Globale
 mltZ = Moltiplicatore del peso proprio in direzione Z Globale
 Tipo = Tipo di Condizione di Carico (St = Statico, StEq = Sismico Statico Equivalente)
 Ψ_0, Ψ_1, Ψ_2 = coefficienti di combinazione
 Ψ_{2s} = coefficiente di combinazione sismica
 ϕ = coefficiente per calcolo masse

Nome	CdC	mltX	mltY	mltZ	Tipo	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_{2s}	ϕ
PESO PROPRIO	1	0	0	-1	Permanente (St)	1	1	1	1	1
PERMANENTI	2	0	0	0	Permanente non strutt (St)	1	1	1	1	1
VARIABILI	3	0	0	0	Uff.pubbli.Scuole, Negozi (St)	0.7	0.7	0.6	0.6	1

RISULTANTE DEI CARICHI APPLICATI

Vengono di seguito indicate le risultanti dei carichi applicati nelle CdC elementari statiche:

CdC = Condizione di Carico Elementare

Descrizione = Descrizione tipologia CdC

Fx, Fy, Fz = forza risultante dai carichi applicati e dai pesi propri della CdC

Mx, My, Mz = momento calcolato rispetto all'origine e risultante dai carichi applicati e dai pesi propri della CdC

Fase = viene indicato (se presente) la fase a cui la CdC appartiene

CdC	Descrizione	Fx (daN)	Fy (daN)	Fz (daN)	Mx (daNm)	My (daNm)	Mz (daNm)	Fase
1	PESO PROPRIO	0.	0.	-75447.075	-445140.78	-876141.03	0.	
2	PERMANENTI	0.	0.	-53943.858	-318268.76	-471524.42	0.	
3	VARIABILI	0.	0.	-71925.146	-424358.36	-628699.25	0.	

ANALISI MODALE

Di seguito sono descritti tutti i parametri utilizzati per l'analisi modale.

Metodo di calcolo utilizzato: Lanczos

Matrici di Massa: CONSISTENT matrice di massa completa

Sequenza di STURM Abilitata

Moto Rigido non consentito

Tolleranza per calcolo autovalori 0

Numero Massimo di iterazioni per il calcolo autovalori 24

Analisi modale con effetti del II ordine: No

L'analisi modale è stata svolta considerando il modello nella fase 1.

Di seguito sono indicati i periodi per ogni modo di vibrare estratto

Lancio n°1:

n. Modo	Periodo (Secondi)
1	0.56887
2	0.49005
3	0.4089

Lancio n°2:

n. Modo	Periodo (Secondi)
1	0.56887
2	0.49007
3	0.40889

Lancio n°3:

n. Modo	Periodo (Secondi)
1	0.60127
2	0.49007
3	0.37685

Lancio n°4:

n. Modo	Periodo (Secondi)
1	0.53045
2	0.49018
3	0.44349

Lancio n°5:

n. Modo	Periodo (Secondi)
1	0.56687
2	0.4901
3	0.41156

Analisi dinamica

Metodo di combinazione modale:

- CQC nel calcolo della risposta sismica, i contributi derivanti dai singoli modi sono combinati tenendo conto del segno delle singole componenti modali. La generica componente U_i delle risposta sismica è data da una combinazione quadratica delle componenti U_{ij} ($j=1,N.\text{modi}$) in cui i coefficienti di combinazione fra due modi distinti dipendono dai coefficienti di smorzamento dei due modi e dal rapporto fra le due frequenze. Se non vengono assegnati smorzamenti modali, i risultati forniti da questo metodo coincidono con quelli del metodo RMS.

Masse movimentate

La massa movimentata è calcolata in percentuale sulla massa totale applicata ai gradi di libertà dei nodi non vincolati.

Di seguito sono descritte le percentuali di masse movimentate:

Lancio n°1:

n. Modo	Periodo (sec.)	Tot. X %	Parz. X %	Tot. Y %	Parz. Y %	Tot. Z %	Parz. Z %
1	0.56887	3.221	3.221	51.972	51.972	0.000	0.000
2	0.49005	87.345	84.124	57.024	5.052	0.000	0.000
3	0.4089	89.176	1.831	89.176	32.152	0.000	0.000

Lancio n°2:

n. Modo	Periodo (sec.)	Tot. X %	Parz. X %	Tot. Y %	Parz. Y %	Tot. Z %	Parz. Z %
1	0.56887	3.211	3.211	51.972	51.972	0.000	0.000
2	0.49007	87.335	84.124	57.024	5.052	0.000	0.000
3	0.40889	89.176	1.841	89.176	32.152	0.000	0.000

Lancio n°3:

n. Modo	Periodo (sec.)	Tot. X %	Parz. X %	Tot. Y %	Parz. Y %	Tot. Z %	Parz. Z %
1	0.60127	0.000	0.000	59.498	59.498	0.000	0.000
2	0.49007	89.176	89.176	59.498	0.000	0.000	0.000
3	0.37685	89.176	0.000	89.166	29.667	0.000	0.000

Lancio n°4:

n. Modo	Periodo (sec.)	Tot. X %	Parz. X %	Tot. Y %	Parz. Y %	Tot. Z %	Parz. Z %
1	0.53045	0.000	0.000	51.808	51.808	0.000	0.000
2	0.49018	89.176	89.176	51.808	0.000	0.000	0.000
3	0.44349	89.176	0.000	89.176	37.368	0.000	0.000

Lancio n°5:

n. Modo	Periodo (sec.)	Tot. X %	Parz. X %	Tot. Y %	Parz. Y %	Tot. Z %	Parz. Z %
1	0.56687	0.000	0.000	54.631	54.631	0.000	0.000
2	0.4901	89.176	89.176	54.631	0.000	0.000	0.000
3	0.41156	89.176	0.000	89.176	34.545	0.000	0.000

Periodi spettri utilizzati nelle verifiche

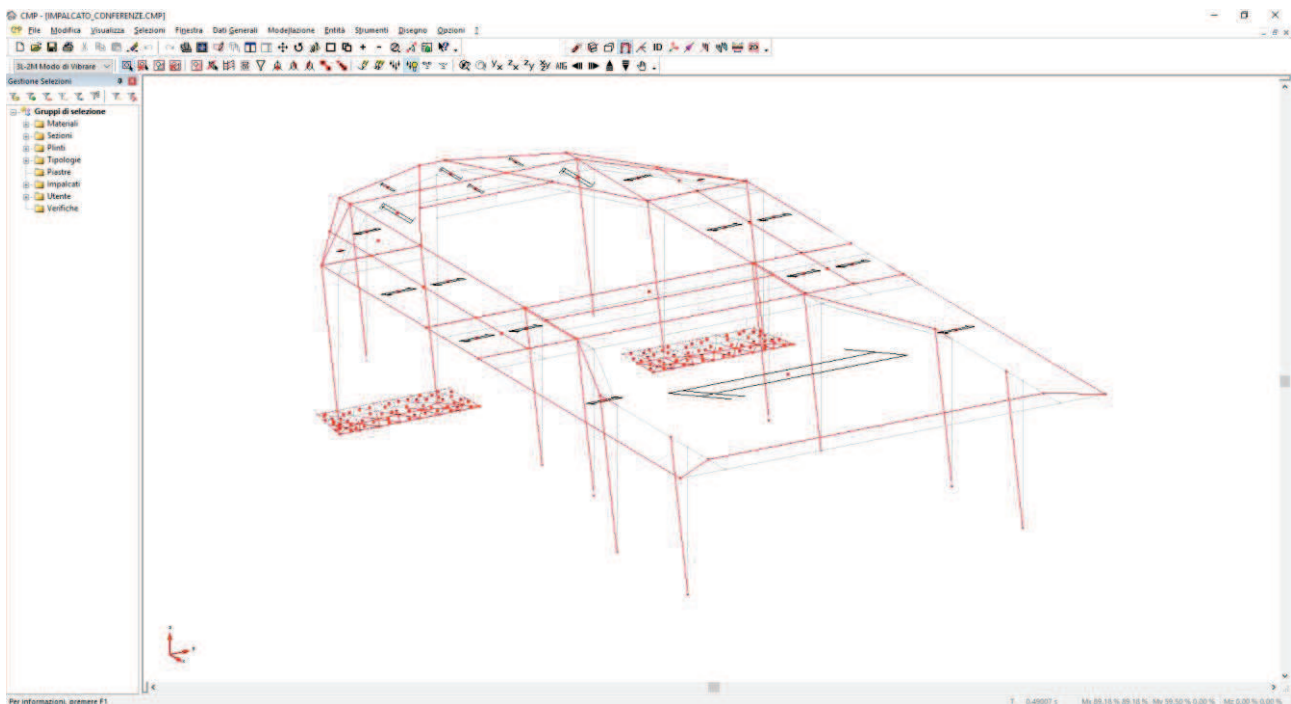
Nell'esecuzione delle verifiche, qualora queste lo richiedano, i periodi degli spettri utilizzati sono, in secondi:

Periodi fondam. T_{1x} , T_{1y} , T_{1z} (per sisma in dir.x,y,z): 0.49007, 0.60127, 0.56887

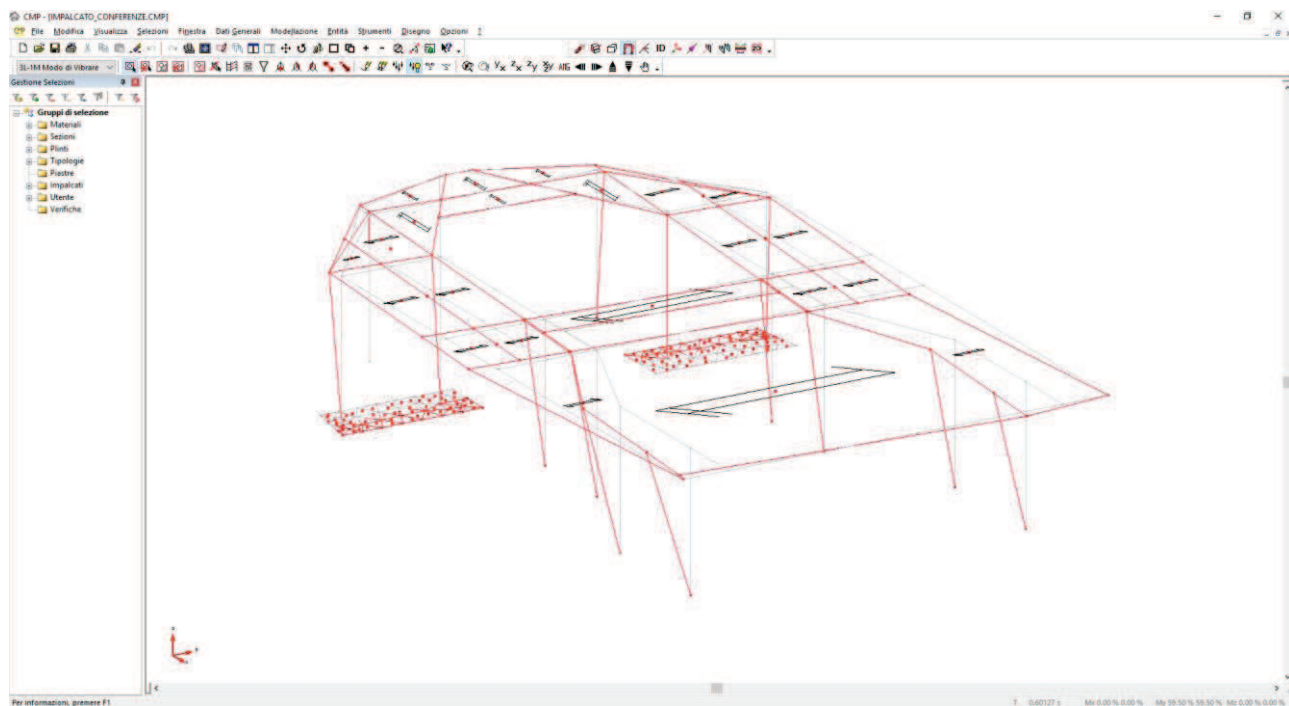
Periodo T_c per sismi x,y: 0.47357

Periodo T_c per sismi z: 0.15

Di seguito si riportano i modi di vibrare principali.



Sisma x: $T = 0.49007$ s, Lancio n°3, Modo n°2



Sisma y: $T = 0.60127$ s, Lancio n°3, Modo n°1

SPOSTAMENTI ORIZZONTALI RELATIVI

Di seguito si riportano gli spostamenti orizzontali relativi per l'inviluppo ~SL08 SLO Dannegg. definito di seguito.

Descrizione inviluppo “~SL08 SLO Dannegg.”

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
Inviluppo	~SL08 SLO Sism. Orizz. Dannegg. 1	Perm.non Contemp.	1	1	1
Inviluppo	~SL08 SLO Sism. Orizz. Dannegg. 2	Perm.non Contemp.	1	1	1

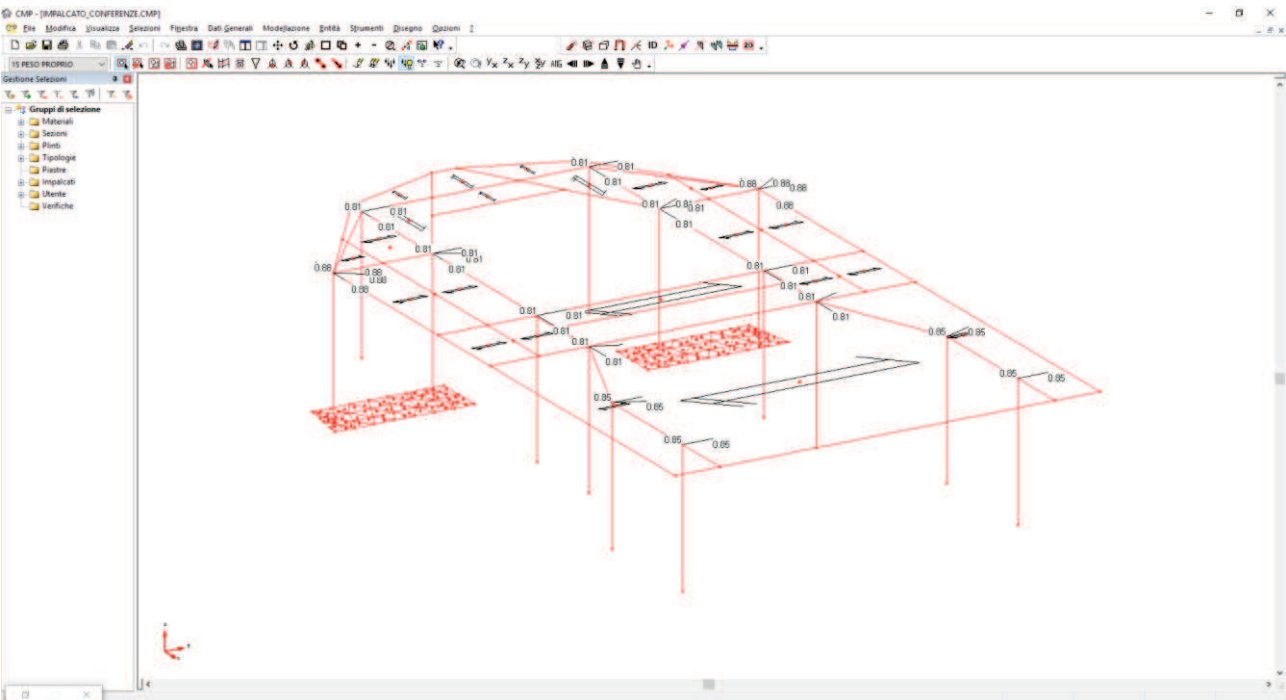
Descrizione degli inviluppi contenuti nell’inviluppo “~SL08 SLO Dannegg.”

Descrizione inviluppo “~SL08 SLO Sism. Orizz. Dannegg. 1”:

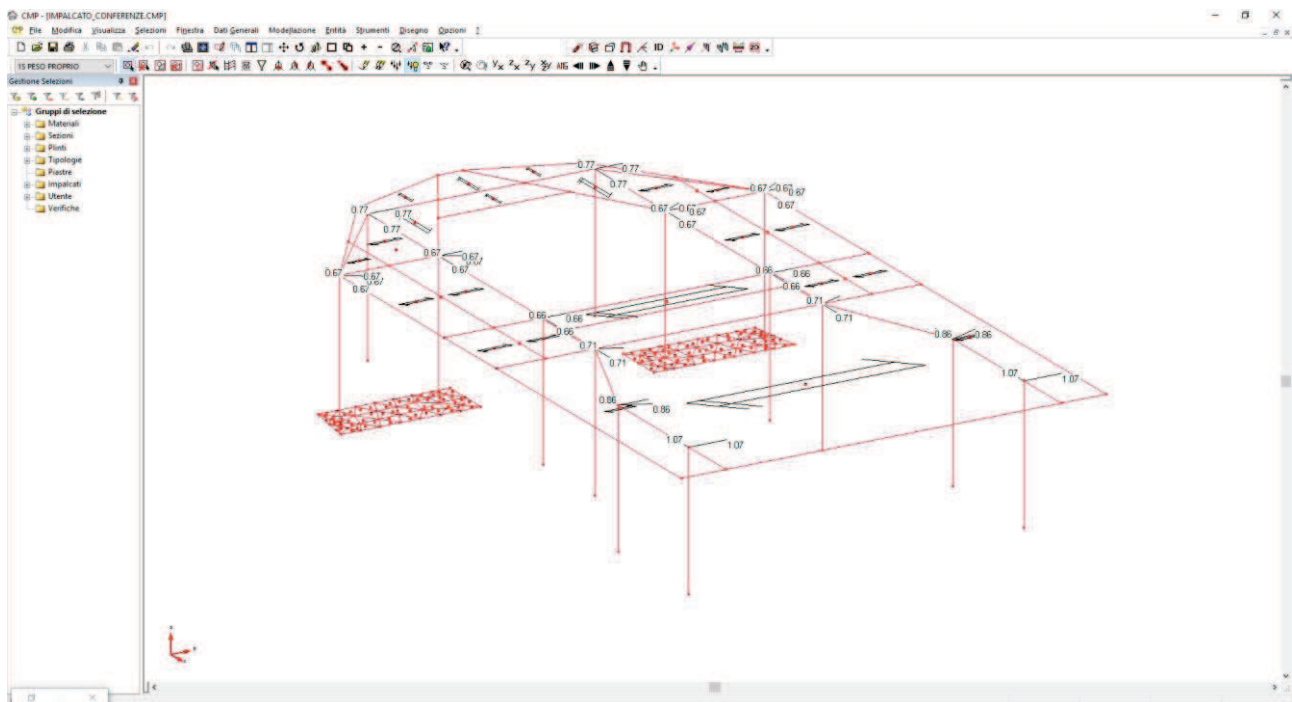
n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	PESO PROPRIO	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	PERMANENTI	Variabile		1	1
CdC elem. 3St	VARIABILI	Variabile		0.6	0.6
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Var.non Contemp.	1	-1	1
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Var.non Contemp.	1	-1	1
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Var.non Contemp.	2	-0.3	0.3
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Var.non Contemp.	2	-0.3	0.3

Descrizione inviluppo “~SL08 SLO Sism. Orizz. Dannegg. 2”:

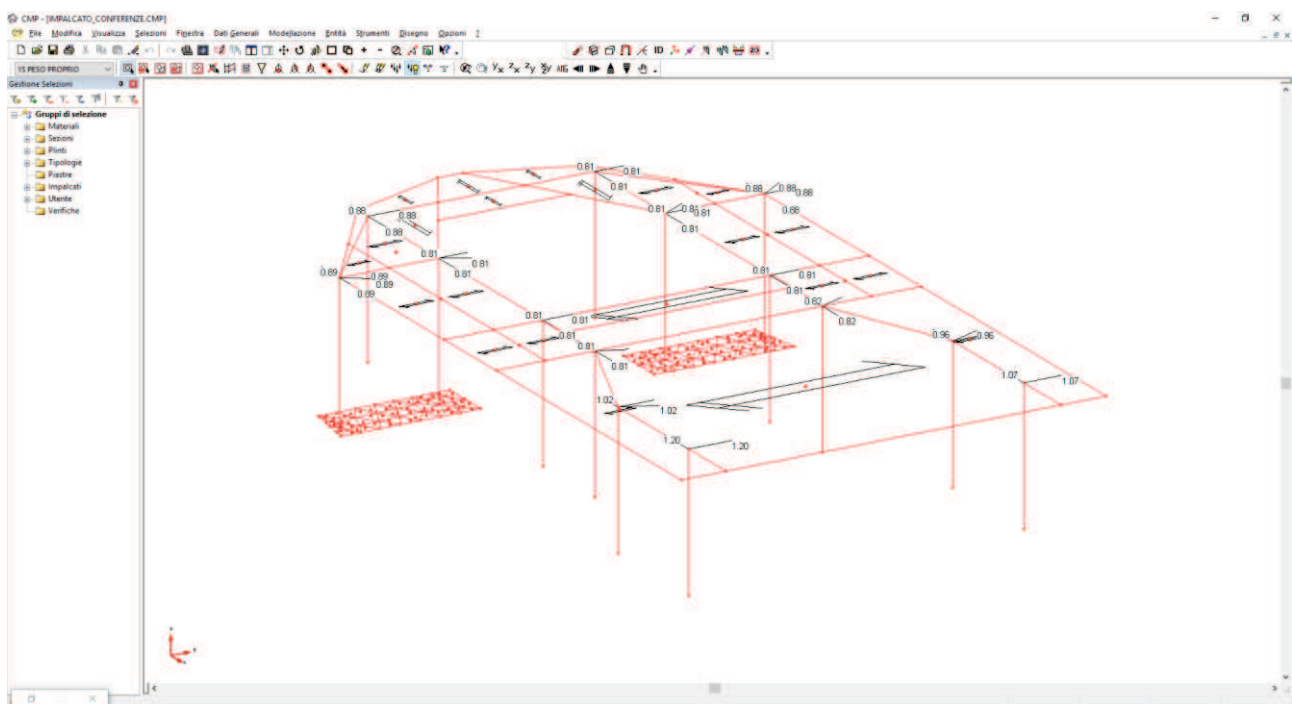
n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	PESO PROPRIO	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	PERMANENTI	Variabile		1	1
CdC elem. 3St	VARIABILI	Variabile		0.6	0.6
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Var.non Contemp.	1	-0.3	0.3
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Var.non Contemp.	1	-0.3	0.3
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Var.non Contemp.	2	-1	1
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Var.non Contemp.	2	-1	1



Spostamenti orizzontali relativi direzione x espressi in cm



Spostamenti orizzontali relativi direzione y espressi in cm



Spostamenti orizzontali relativi combinati espressi in cm

VERIFICA DEGLI EFFETTI DEL SECOND'ORDINE

L'incidenza degli effetti del second'ordine viene stimata secondo quanto indicato nel § 7.3.1 del D.M. 14/01/2008, facendo riferimento agli Impalcati definiti nel modello.

I risultati sono sintetizzati nella seguente tabella, nella quale i simboli hanno il significato descritto nel seguito:

(nella prima riga:)

Impostazione θ = indica il nome dell'impostazione di calcolo memorizzata

Verticale = indica la verticale all'interno della quale è individuato l'interpiano in esame;

Impalcato = indica l'Impalcato superiore dell'interpiano in esame;

Modalità = indica la modalità utilizzata per il calcolo:

DM'08 : il calcolo è condotto secondo la formula (7.3.2);

Pend : il calcolo è condotto tenendo conto del reale punto di applicazione dei carichi agli Impalcati superiori;

Riferimento = indica il sistema di riferimento utilizzato per il calcolo:

// Sisma : forze e spostamenti di piano sono determinati considerando direzioni orizzontali parallele a quelle di ingresso del sisma;

Globale : forze e spostamenti di piano sono determinati considerando direzioni orizzontali parallele agli assi X ed Y del sistema di riferimento globale;

Loc. 23 : forze e spostamenti di piano sono determinati considerando direzioni orizzontali concordi con gli assi locali 2 e 3 di un elemento Beam, Truss specificato, ovvero con gli assi 1 (se orizzontale) o 2 di un elemento Shell

Loc. 45 : forze e spostamenti di piano sono determinati considerando direzioni orizzontali concordi con gli assi principali 4 e 5 di un elemento Beam, Truss specificato;

Elem. Rif. = se il riferimento usato per il calcolo è di tipo "locale", indica l'elemento dal quale ricavare le direzioni orizzontali di riferimento;

Orig. θ = indica le coordinate del punto rispetto al quale vengono valutati gli spostamenti di impalcato nel calcolo del fattore θ .

(nella seconda riga:)

Direzione θ = indica la direzione nel quale è espresso il valore seguente:

Theta X : gli spostamenti e le forze sono quelli nella direzione X del sistema di riferimento sopra individuato e la tagliante in direzione X è maggiore di quella in direzione Y;

Theta Y : gli spostamenti e le forze sono quelli nella direzione Y del sistema di riferimento sopra individuato e la tagliante in direzione Y è maggiore di quella in direzione X;

Assi 2/3 di un elemento: nel caso si valuti il fattore θ lungo una direzione definita dall'orientamento locale di un elemento, per Asse 2 si intende che gli spostamenti e le forze sono quelli nella direzione 2 del sistema di riferimento sopra individuato e la tagliante in direzione 2 è maggiore di quella in direzione 3; viceversa per Asse 3;

Assi 4/5 di un elemento: come sopra, ma riferito agli assi 4 e 5 dell'elemento;

Valore θ = valore numerico della grandezza descritta in precedenza;

Comb. = indice della Combinazione dei Carichi per la quale è stato determinato il valore del fattore θ (parametro ad uso interno);

(nel caso in cui la modalità sia DM'08:)

P = carico verticale totale della parte di struttura soprastante l'interpiano in esame;

d_{rx} , d_{ry} = spostamenti relativi d'interpiano in direzione X ed Y del sistema di riferimento sopra individuato;

V_x, V_y = taglianti orizzontali di piano in direzione X ed Y del sistema di riferimento sopra individuato;
 h = altezza d'interpiano;
 (nel caso in cui la modalità sia Pend:)
 $M^{\text{II}}_x, M^{\text{II}}_y$ = momenti del second'ordine totali misurati alla base dell'interpiano in esame, valutati tenendo conto del reale punto di applicazione delle forze di piano, ossia considerando il carico verticale dovuto a ciascun impalcato moltiplicato per lo spostamento relativo tra questo stesso impalcato e la base dell'interpiano in esame; i pedici x ed y corrispondono alla direzione dello spostamento considerato;
 $M^{\text{I}}_x, M^{\text{I}}_y$ = momenti del primo ordine totali misurati alla base dell'interpiano in esame, valutati tenendo conto del reale punto di applicazione delle forze di piano, ossia considerando il carico orizzontale dovuto a ciascun impalcato moltiplicato per la differenza di quota tra questo stesso impalcato e la base dell'interpiano in esame; i pedici x ed y corrispondono alla direzione dello spostamento considerato.

Impostazione θ	Verticale		Impalcato		Modalità	Riferimento	Elem. Rif.	Orig. θ (cm)
Direzione θ	Valore θ	P (daN) M^{II}_x (daNm)	$d_{r,x}$ (cm) M^{II}_y (daNm)	$d_{r,y}$ (cm) M^{I}_x (daNm)	V_x (daN) M^{I}_y (daNm)	V_y (daN)	h (cm)	Comb. Comb.
THETA		VertI	IMPALCATO		Pend	// Sisma	- (-912.6; 590.00)	
theta X	0.0184979	-4025.52	-1196.6	-217621	38691.3	-	-	7
theta Y	0.0066707	1619.58	-1395.09	65222.6	-209138	-	-	26

Di seguito si riportano le verifiche delle strutture in acciaio per l'involuppo ~SL08 STR SLV sotto definito.

Descrizione Involuppo “~SL08 STR SLV”

Condizioni di involucro automatiche

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
Involuppo	~SL08 STR SLV_1	Perm.non Contemp.	1	1	1
Involuppo	~SL08 SLU Sism. Orizz._1	Perm.non Contemp.	1	1	1
Involuppo	~SL08 SLU Sism. Orizz._2	Perm.non Contemp.	1	1	1

Descrizione degli involuipi contenuti nell'involuppo “~SL08 STR SLV”

Descrizione involucro “~SL08 STR SLV_1”:

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	PESO PROPRIO	Permanente		1	1.3
CdC elem. 2St	PERMANENTI	Variabile		0	1.5
CdC elem. 3St	VARIABILI	Variabile		0	1.5

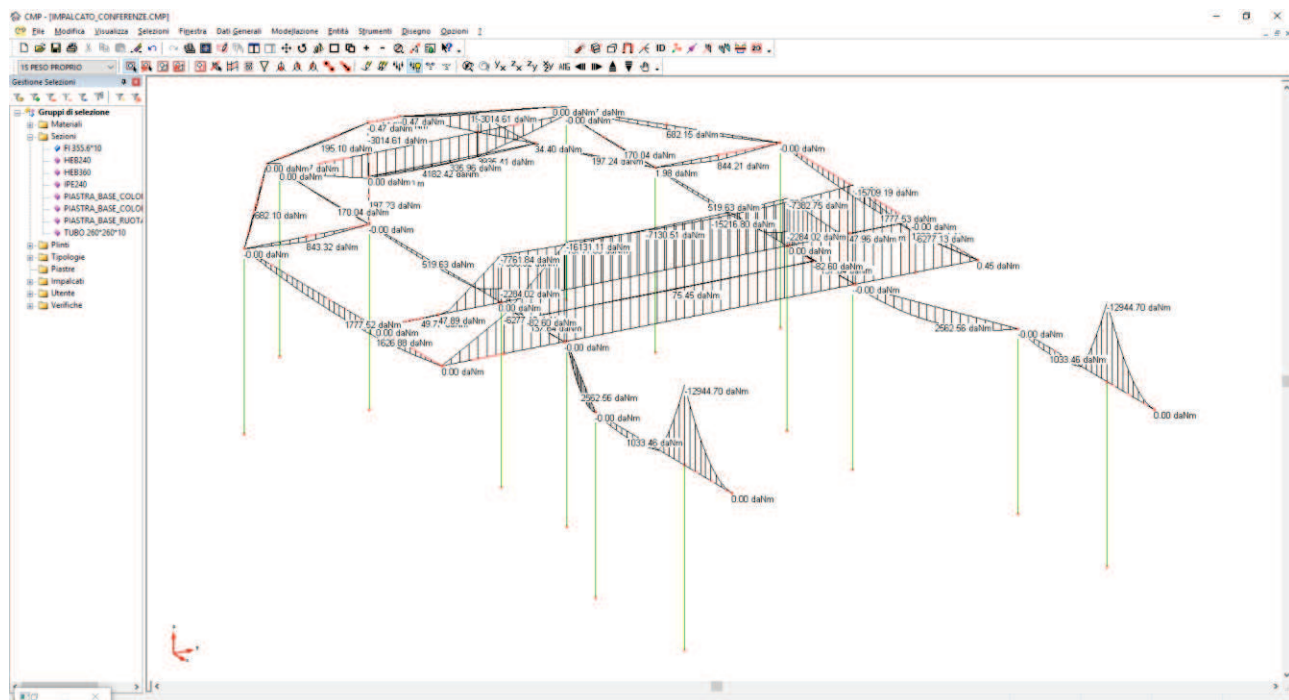
Descrizione involucro “~SL08 SLU Sism. Orizz._1”:

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	PESO PROPRIO	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	PERMANENTI	Variabile		1	1
CdC elem. 3St	VARIABILI	Variabile		0.6	0.6
CdC elem. 16Dy	Sisma SLV X Dx	Var.non Contemp.	1	-1	1
CdC elem. 17Dy	Sisma SLV X Sx	Var.non Contemp.	1	-1	1
CdC elem. 18Dy	Sisma SLV Y Dx	Var.non Contemp.	2	-0.3	0.3
CdC elem. 19Dy	Sisma SLV Y Sx	Var.non Contemp.	2	-0.3	0.3

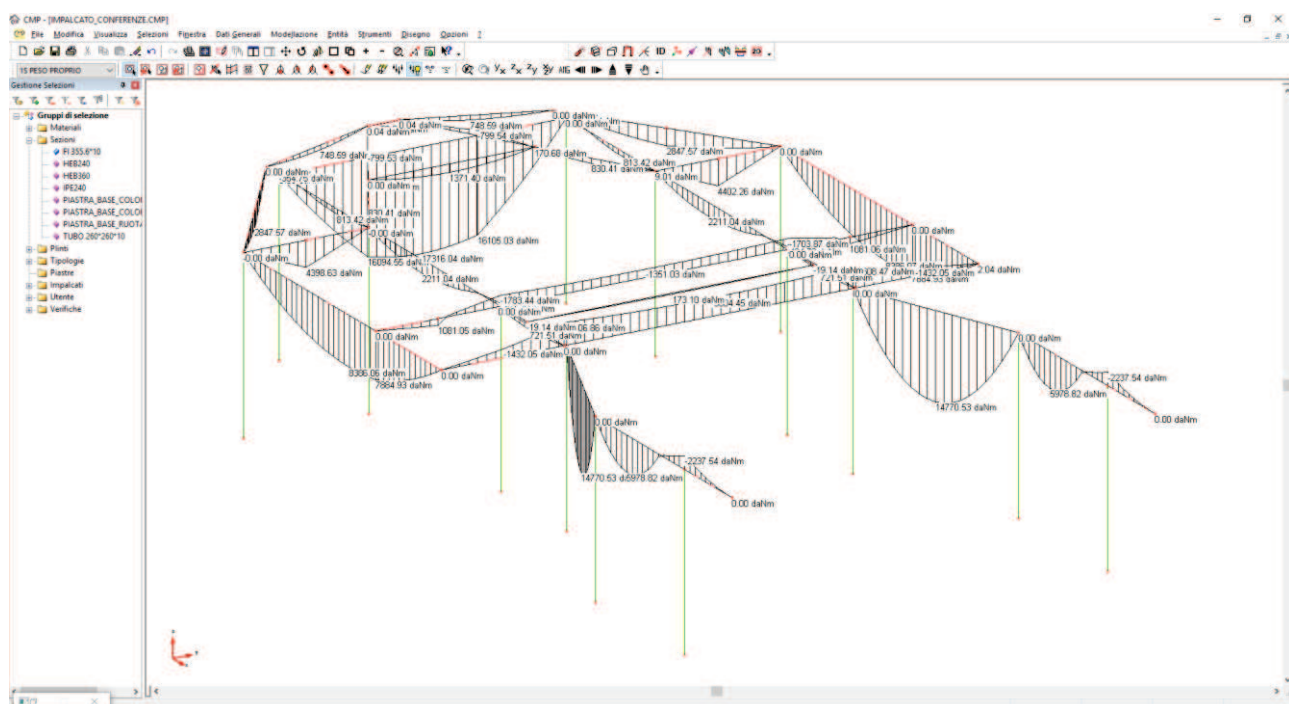
Descrizione involucro “~SL08 SLU Sism. Orizz._2”:

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	PESO PROPRIO	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	PERMANENTI	Variabile		1	1
CdC elem. 3St	VARIABILI	Variabile		0.6	0.6
CdC elem. 16Dy	Sisma SLV X Dx	Var.non Contemp.	1	-0.3	0.3
CdC elem. 17Dy	Sisma SLV X Sx	Var.non Contemp.	1	-0.3	0.3
CdC elem. 18Dy	Sisma SLV Y Dx	Var.non Contemp.	2	-1	1
CdC elem. 19Dy	Sisma SLV Y Sx	Var.non Contemp.	2	-1	1

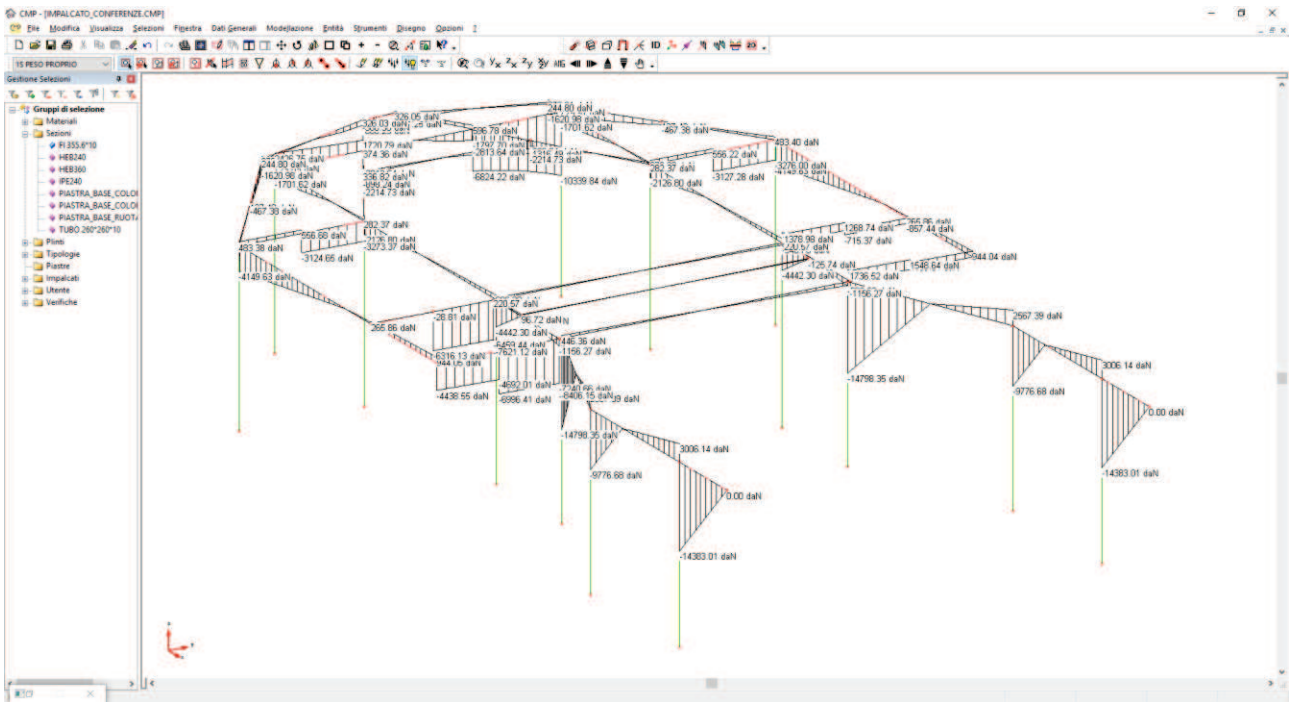
COLONNE E TRAVI



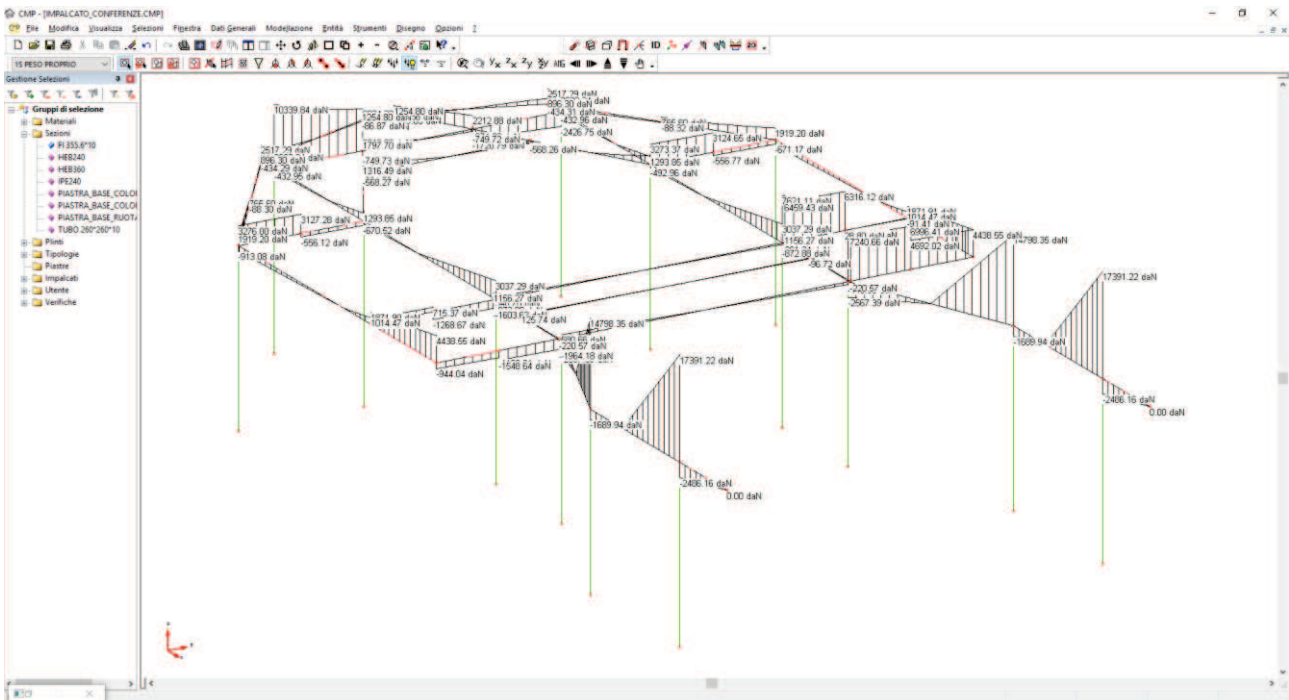
Travi - Momenti minimi nel piano per l'involuppo ~SL08 STR SLV



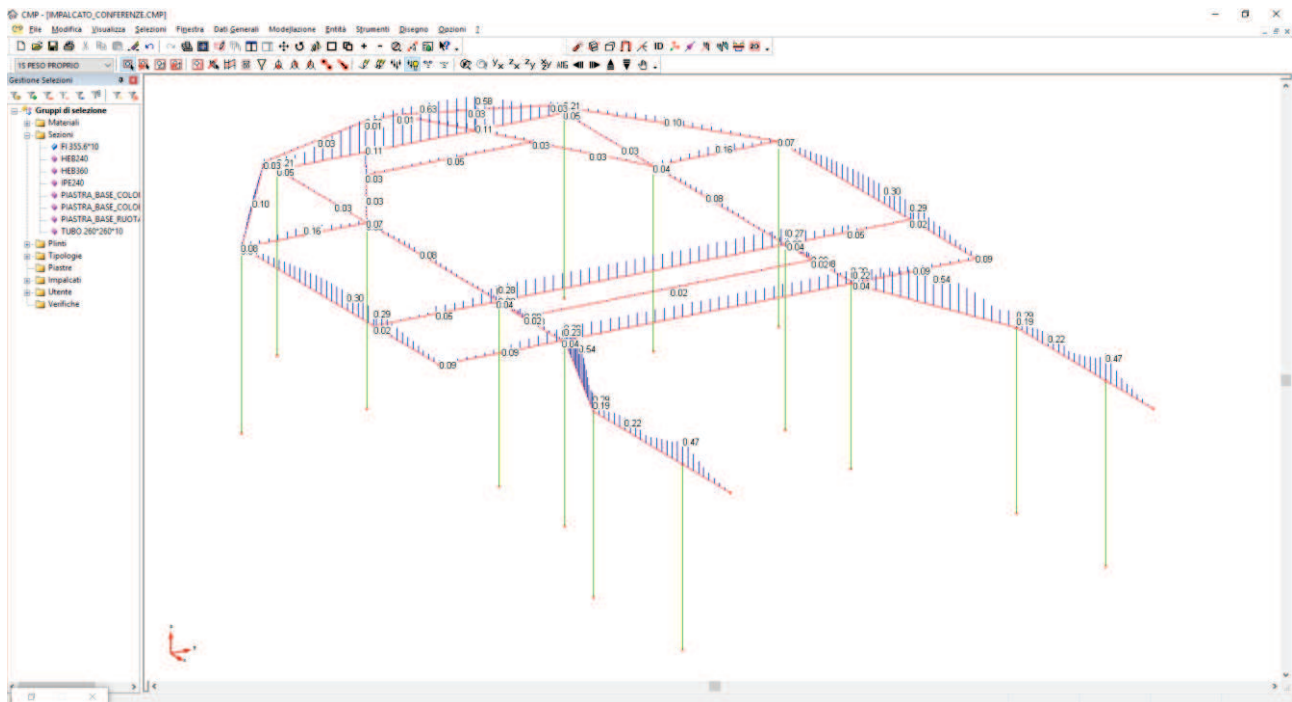
Travi - Momenti massimi nel piano per l'involuppo ~SL08 STR SLV



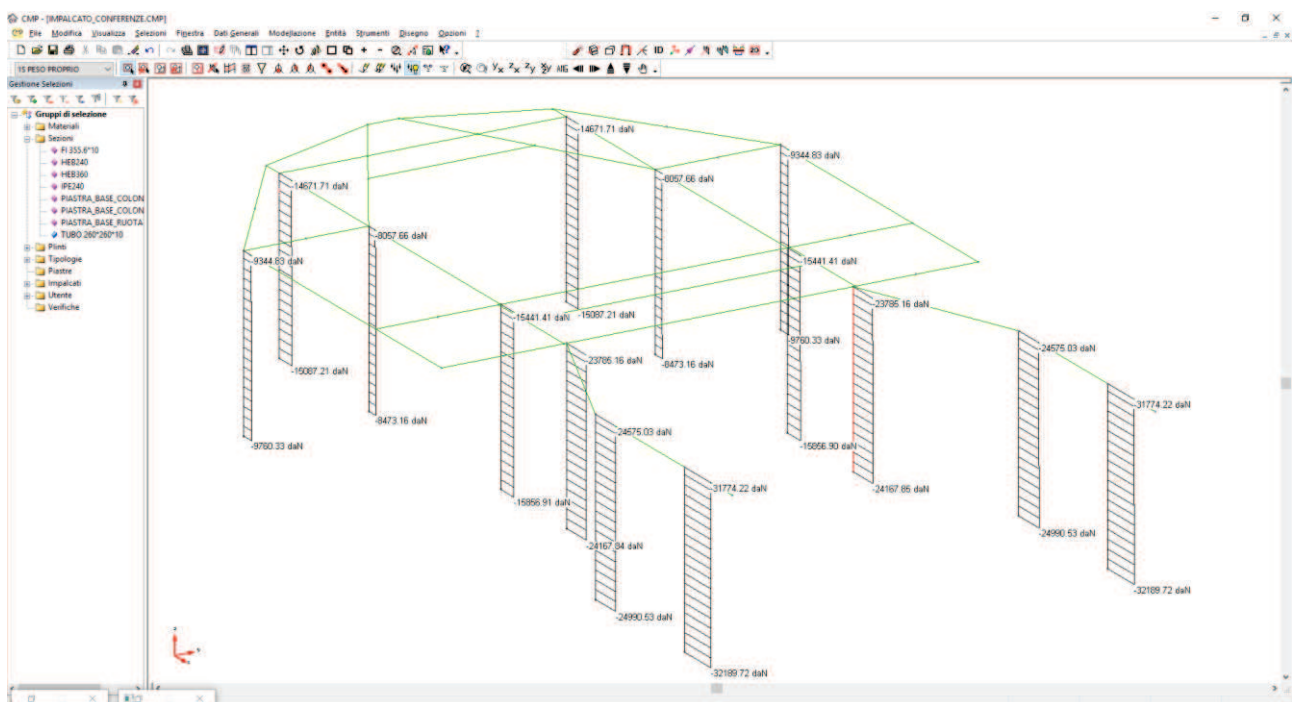
Travi - Tagli minimi nel piano per l'involuppo ~SL08 STR SLV



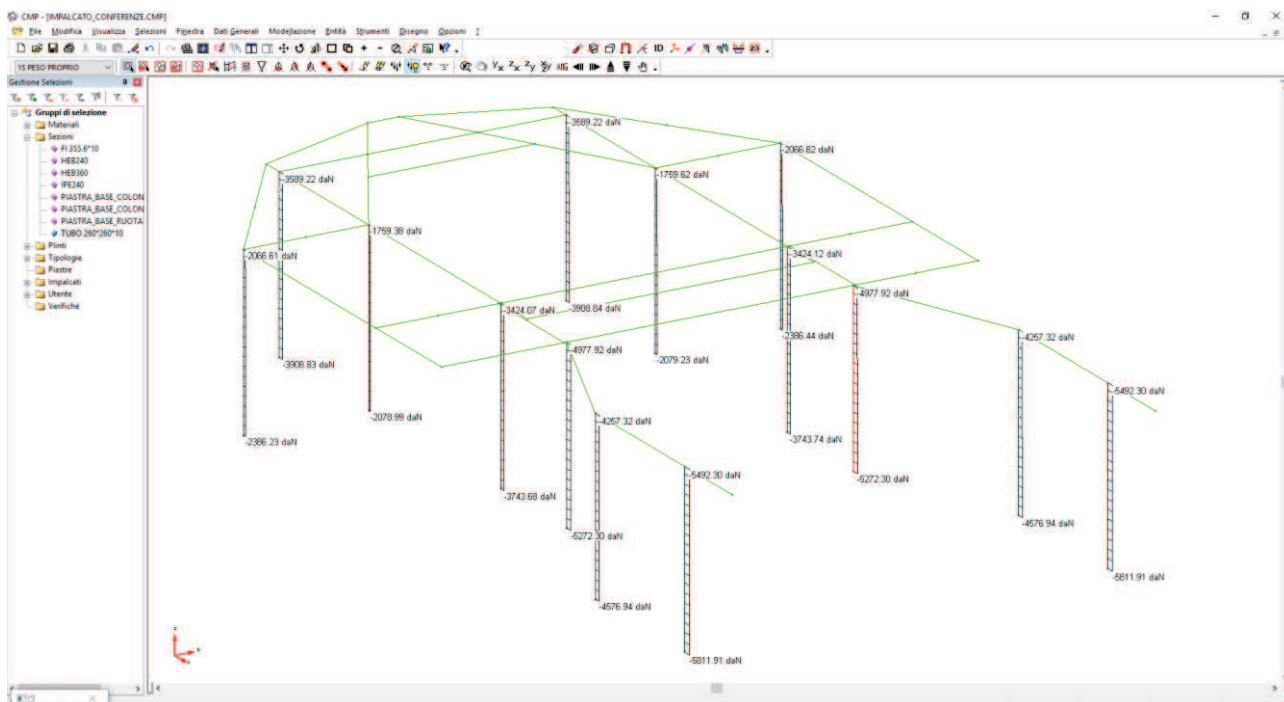
Travi - Tagli massimi nel piano per l'involuppo ~SL08 STR SLV



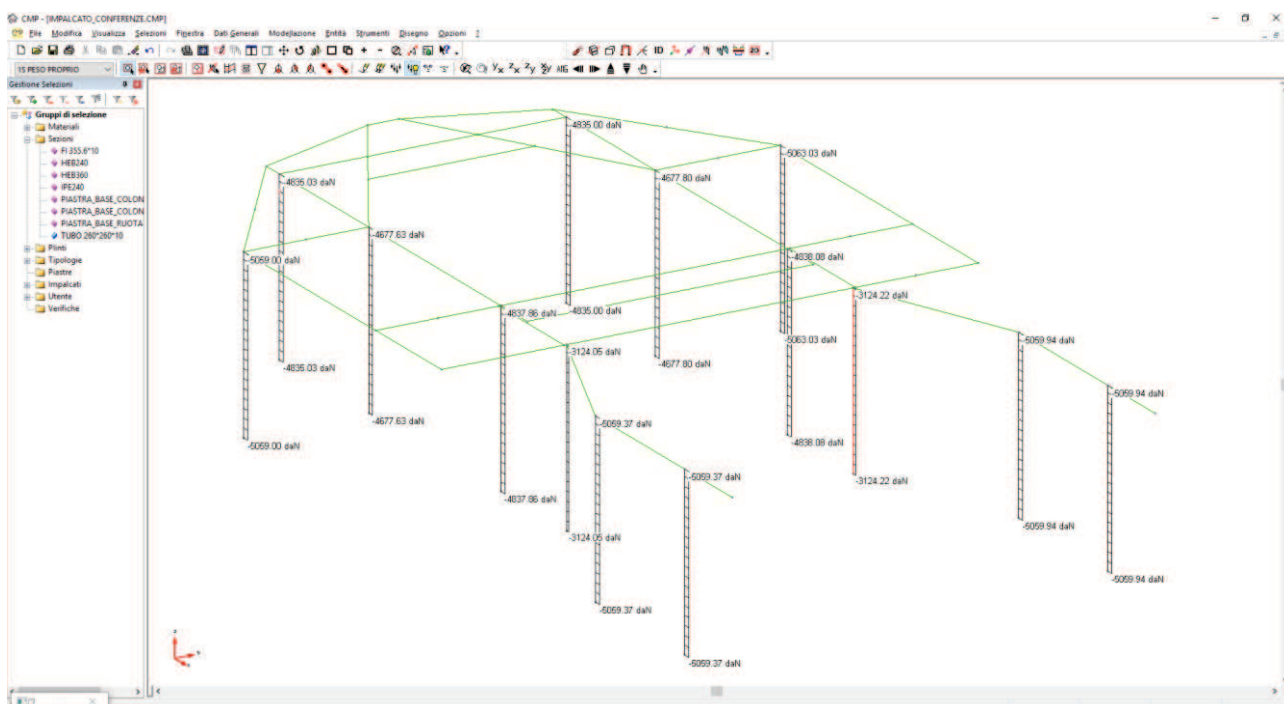
Travi - Coefficiente di sfruttamento verifiche di resistenza per l'involuppo ~SL08 STR SLV (coeff. ≤ 1 significa verifica soddisfatta)



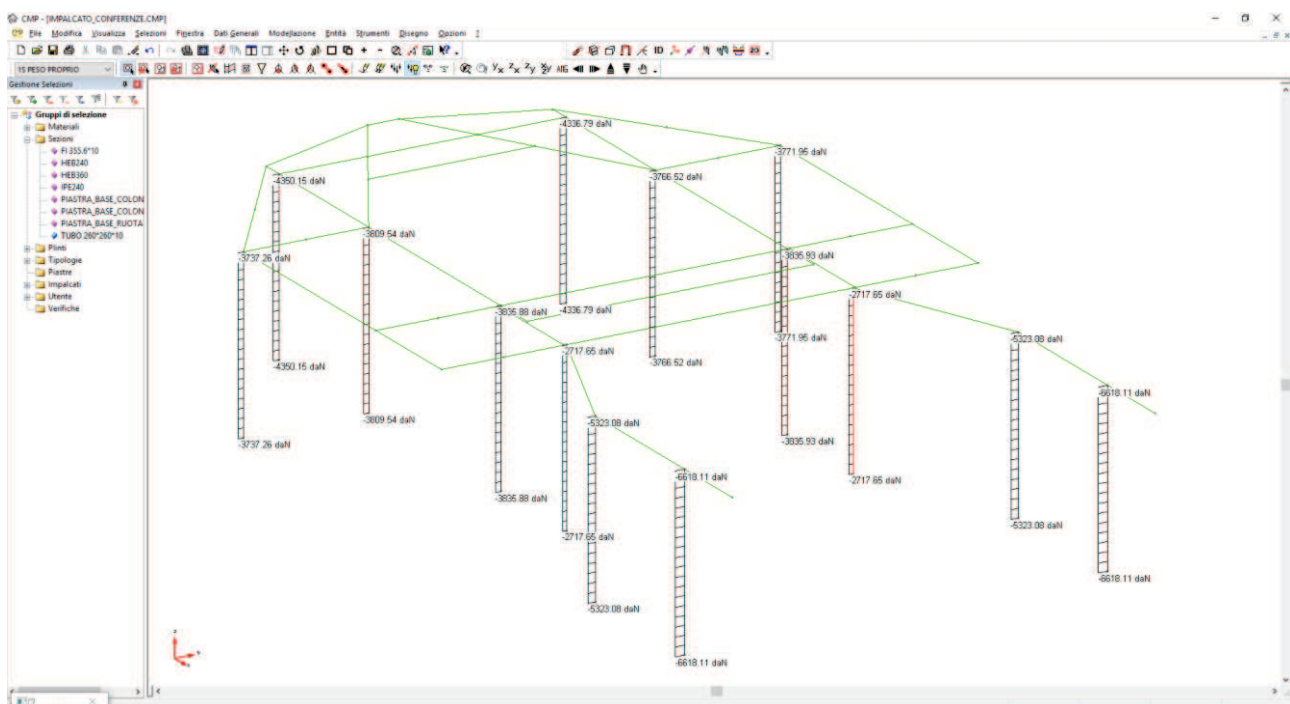
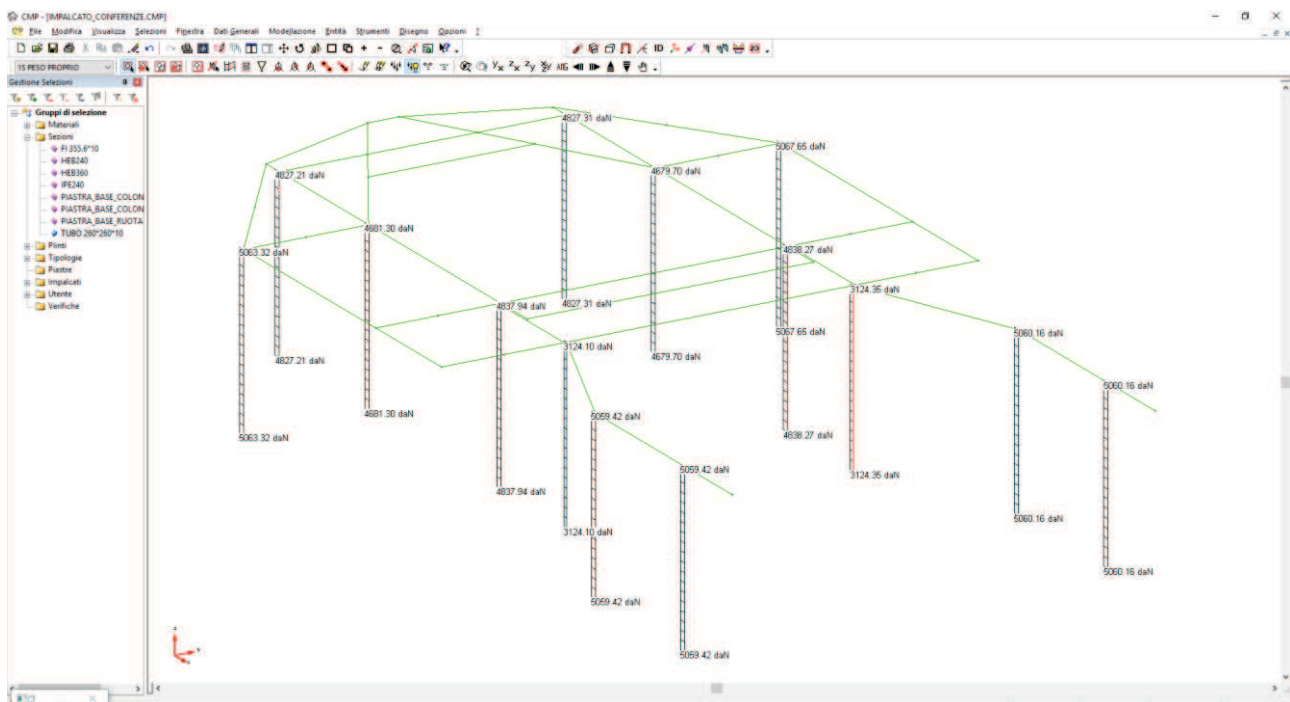
Colonne – Azione assiale minima per l'involuppo ~SL08 STR SLV

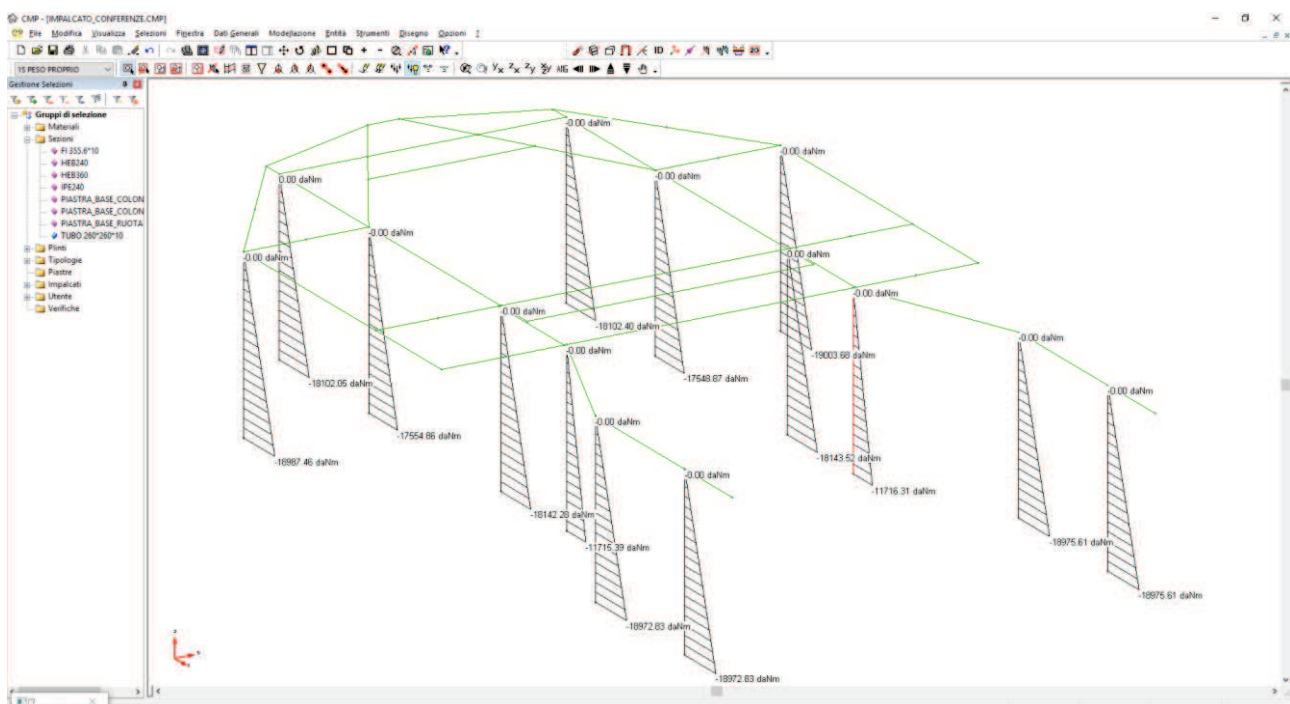
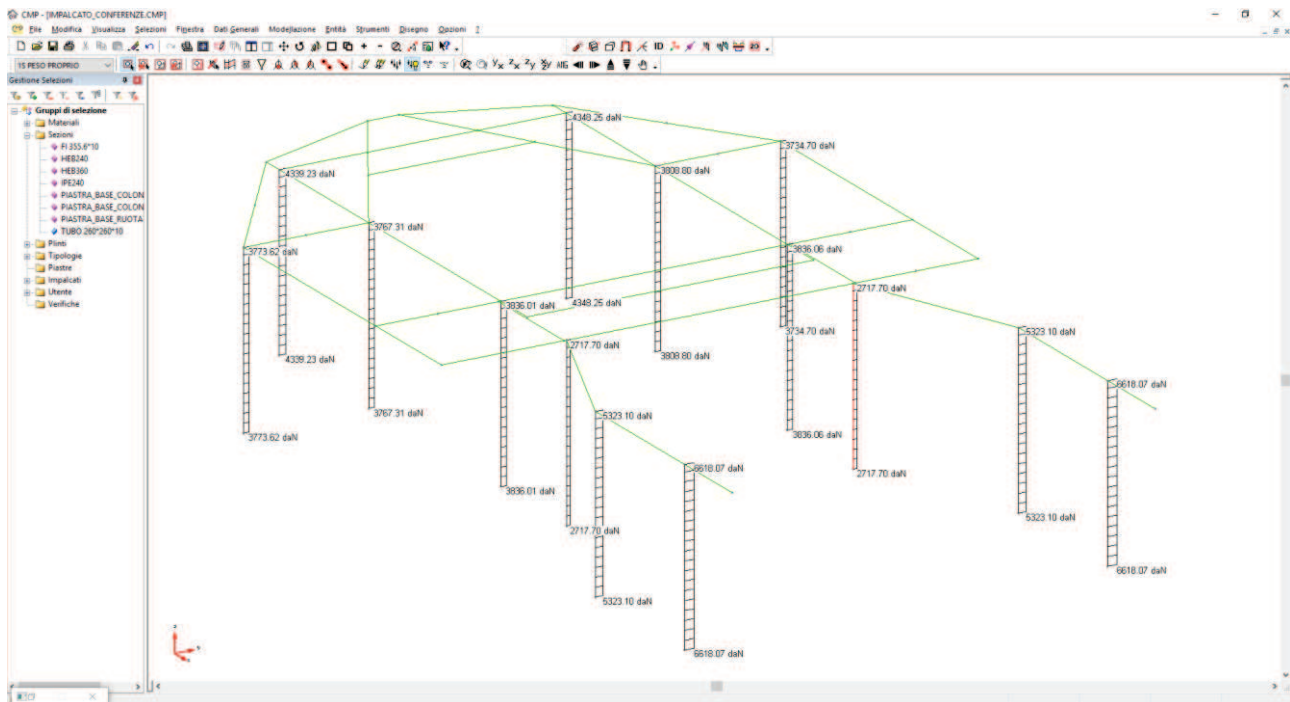


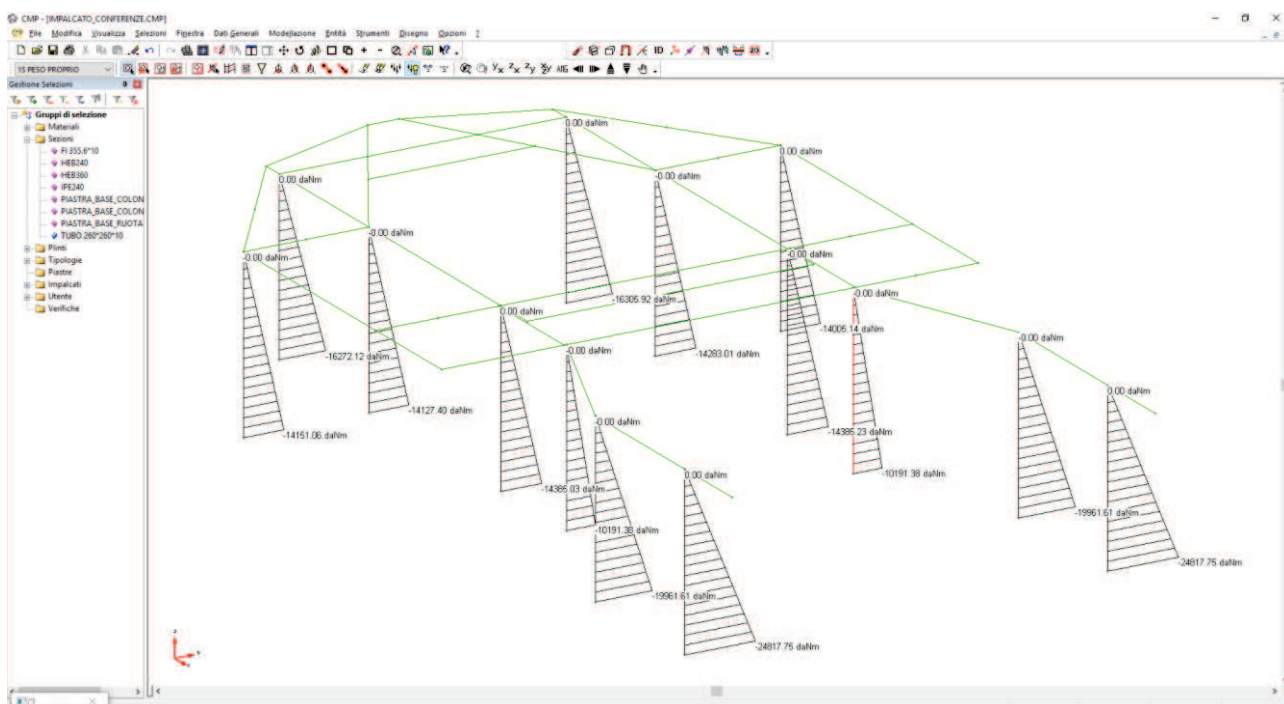
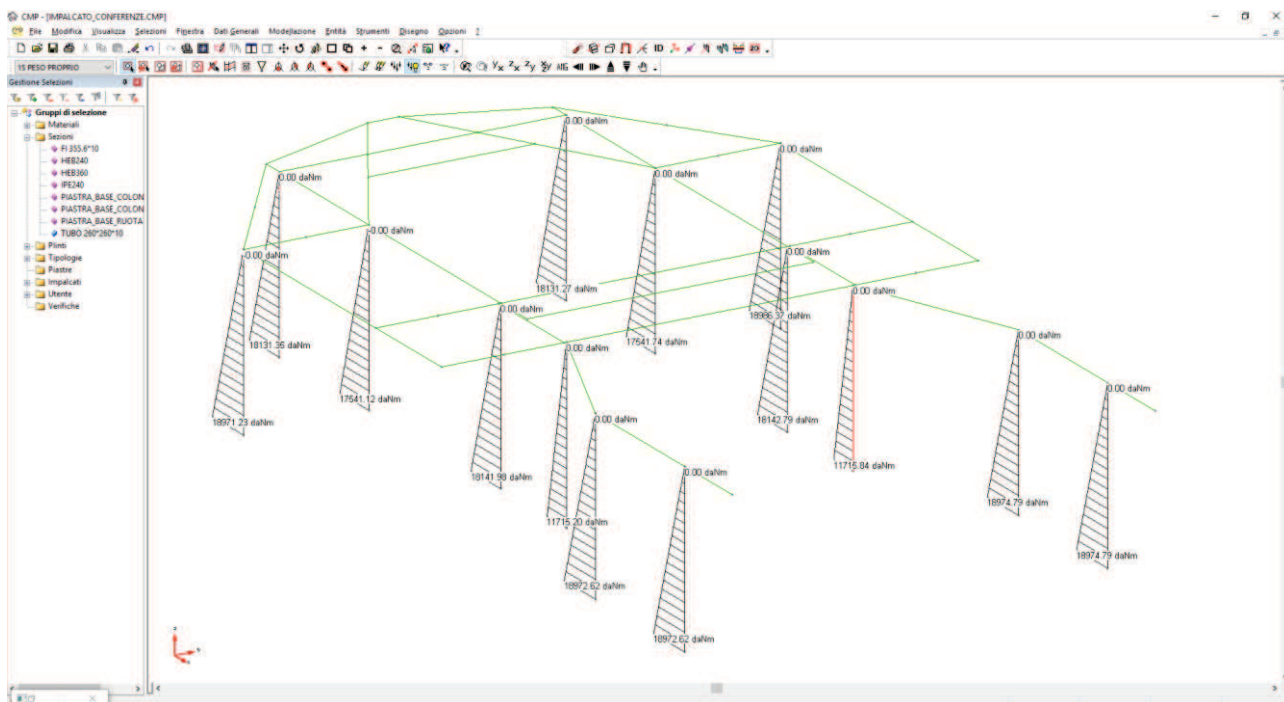
Colonne – Azione assiale massima per l'involuppo ~SL08 STR SLV

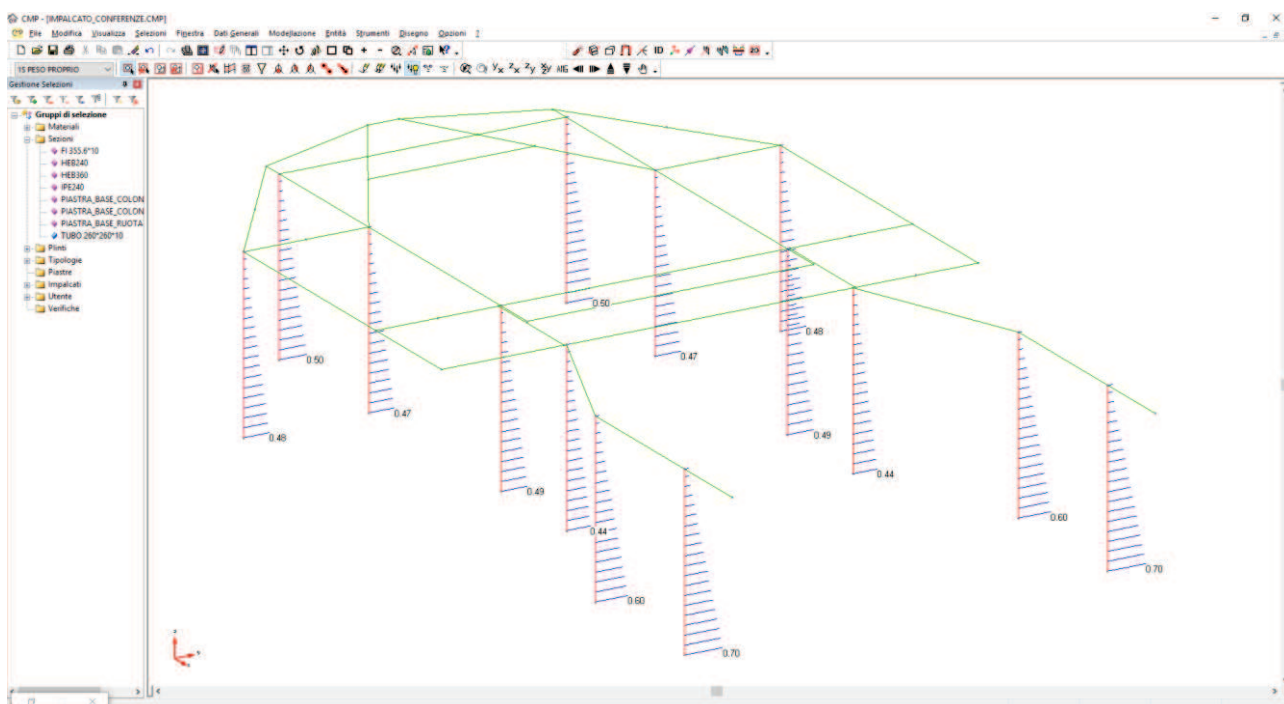
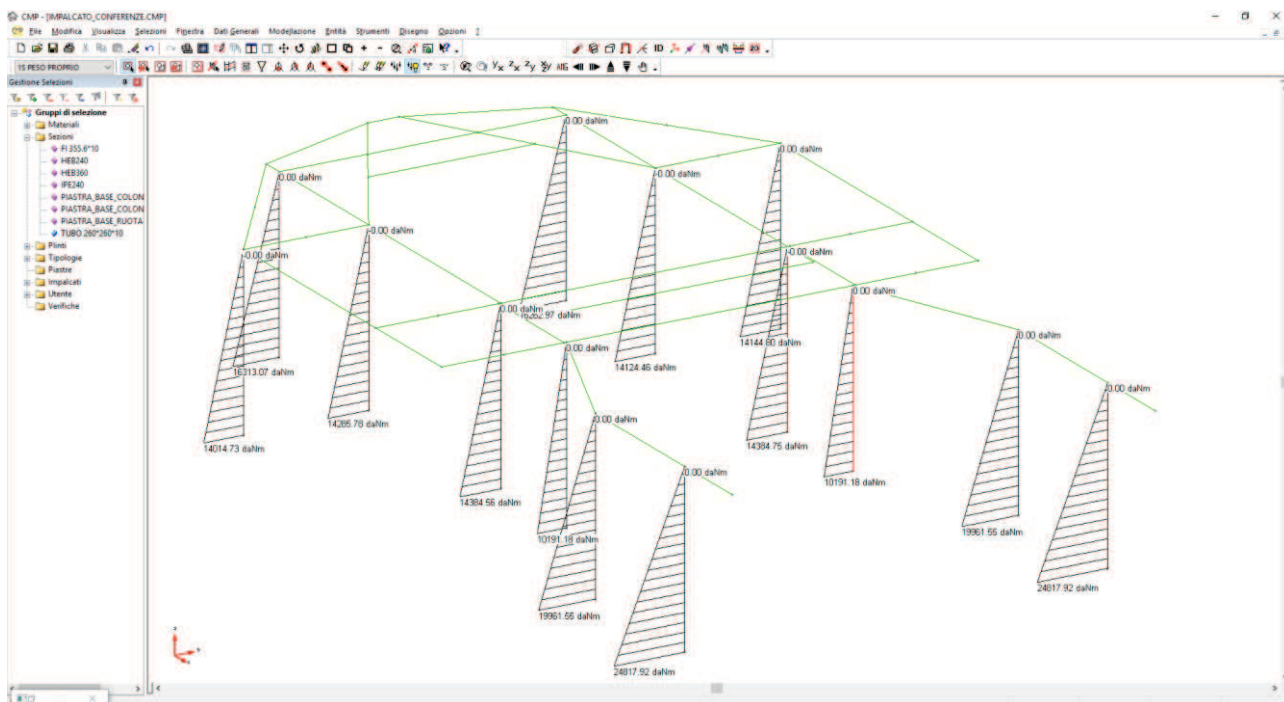


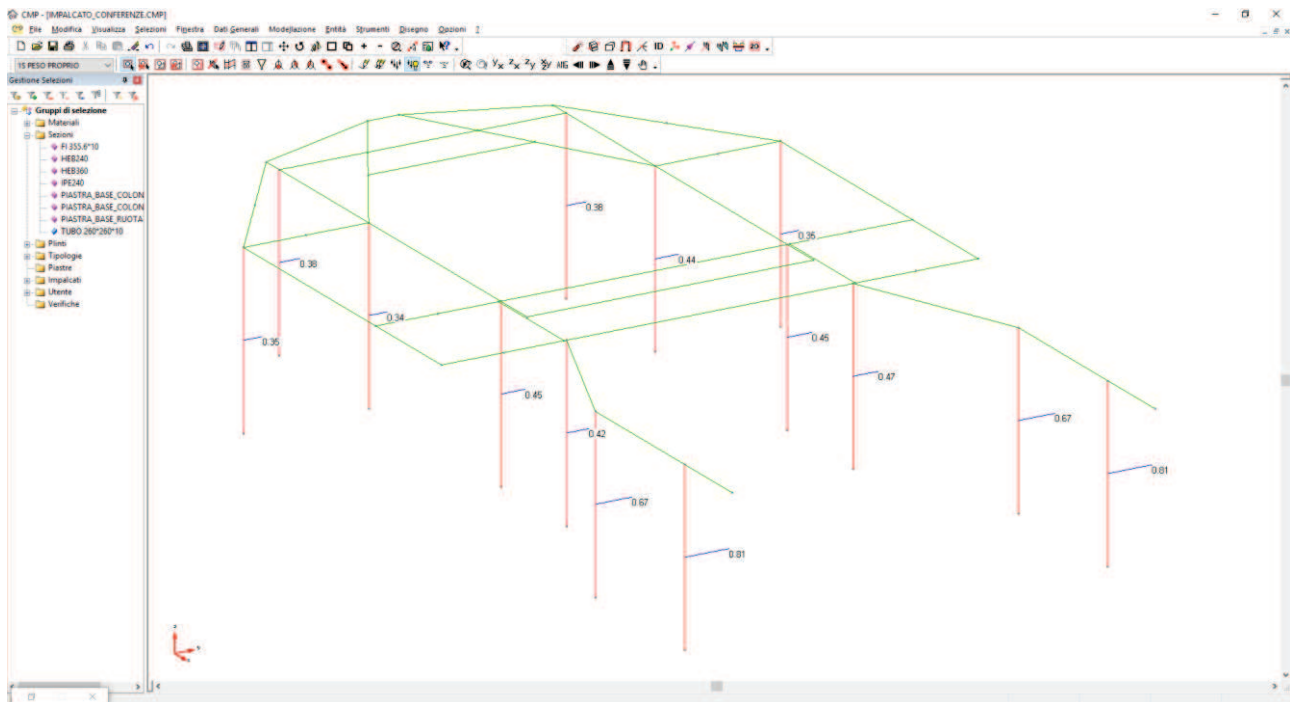
Colonne - Taglio 12 minimo per l'involuppo ~SL08 STR SLV











Colonne – Coeff. di sfruttamento verifiche di instabilità per l'involuppo ~SL08 STR SLV
(coeff. ≤ 1 significa verifica soddisfatta)

FONDAZIONI

Di seguito si riportano i carichi che agiscono sui pali dei plinti a quattro pali 150*150 e sui pali delle platee delle colonne 9/10 e 11/12 quattro pali per l'involuppo ~SL08 STR SLV.

Carichi sui pali dei plinti a quattro pali 150*150:

la condizione più sfavorevole si verifica per i nodi del modello 35/43/45/46 che corrispondono rispettivamente alle colonne 14/4/2/1 (nelle tabelle seguenti sono negative le forze sui pali di compressione).

Plinto: PLINTO 4 PALI

Poligonale n°1

Caratteristiche poligonale: Chiusa, Strutturale, Piena

Coefficiente di Omog.: 1

Materiale Poligonale: Cls C28/35

n° vertice Coord. X (cm) Coord. Y (cm)

1	-75	-75
2	75	-75
3	75	75
4	-75	75

Materiale Pali: Cls C25/30

n° Palo Coord. X (cm) Coord. Y (cm) Diametro (cm)

1	-45	-45	20
2	45	-45	20
3	45	45	20
4	-45	45	20

Proprietà statiche Plinto: PLINTO 4 PALI

Momento d'inerzia 22: 2.54469e+006 cm⁴

Momento d'inerzia 23: 0 cm⁴

Momento d'inerzia 33: 2.54469e+006 cm⁴

Momento d'inerzia 44: 2.54469e+006 cm⁴

Momento d'inerzia 55: 2.54469e+006 cm⁴

Coord. Baricentro X: 0 cm

Coord. Baricentro Y: 0 cm

Angolo Teta: 0 °

Area Poligonali: 22500 cm²

Area Pali: 1256.64 cm²

=====

VERIFICHE DI PORTANZA PLINTO CON INVILUPPO ~SL08 STR SLV

=====

Sollecitazioni utilizzate: F1f M12f M13f F2f F3f

Plinto: PLINTO 4 PALI P.to Appl.ne a D1(0.35 m) da intradosso plinto

n°Nodo F1f(daN)M12f(daNm)M13f(daNm) F2f(daN) F3f(daN)

45	-37308.47	-2.855461	0.1396550	-0.761456	0.0372413
35	-12996.27	-20266.53	2058.5227	-4622.031	229.14348
43	-8514.436	18974.785	-10379.27	5059.9428	-2767.806
45	-9749.410	2231.5063	-24817.75	595.06834	-6618.067
45	-22418.45	-2232.330	24817.915	-595.2880	6618.1106
43	-18306.70	-18975.61	10379.208	-5060.162	2767.7889

43	-8514.436	18974.785	-10379.27	5059.9428	-2767.806
45	-9749.410	2231.5063	-24817.75	595.06834	-6618.067
45	-22418.45	-2232.330	24817.915	-595.2880	6618.1106
46	-22418.45	-12181.12	-24817.73	-3248.300	-6618.060
46	-9749.410	12180.921	24817.890	3248.2456	6618.1038

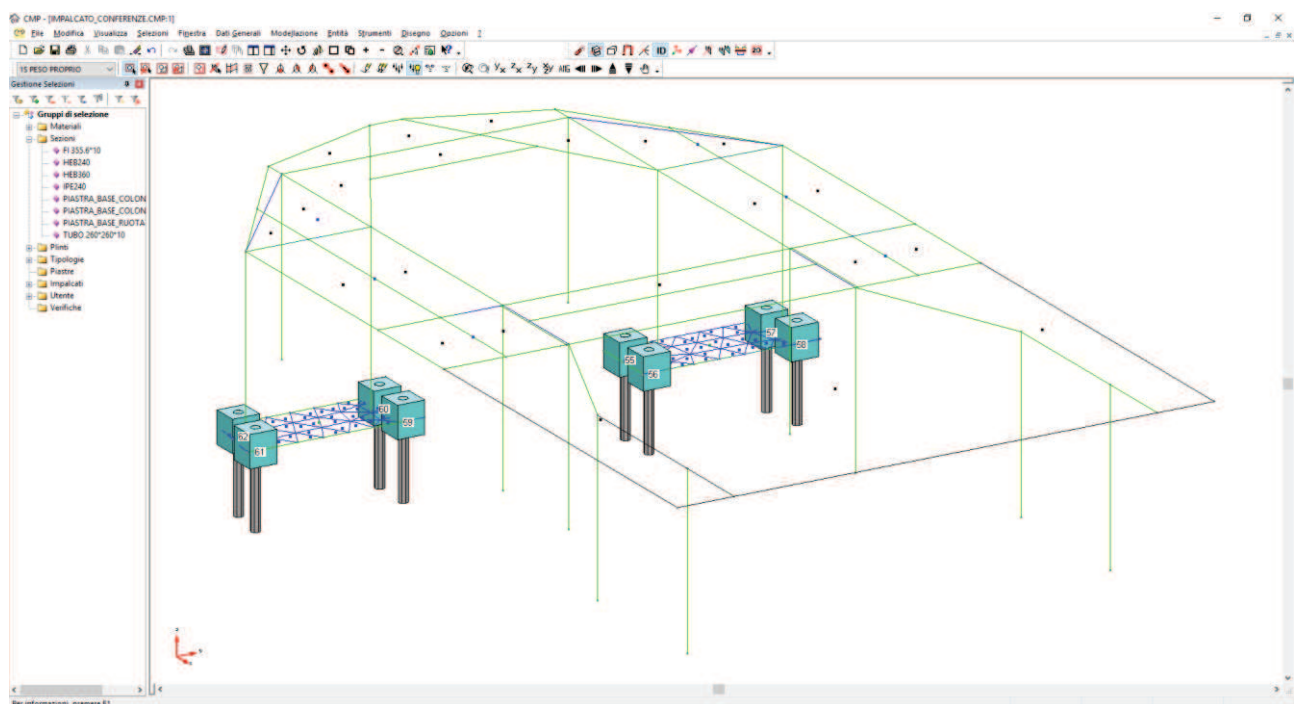
Plinto: PLINTO 4 PALI P.to Appl.ne a intradosso plinto

n°Nodo F1f(daN)M12f(daNm)M13f(daNm) QMax(daN) QMin(daN)

45	-37308.47	-3.121971	0.1526895	-9325.298	-9328.937
35	-12996.27	-21884.24	2138.7229	10097.023	-16595.16
43	-8514.436	20745.765	-11348.00	15701.263	-19958.48
45	-9749.410	2439.7802	-27134.07	13992.567	-18867.27
45	-22418.45	-2440.681	27134.254	10825.908	-22035.13
43	-18306.70	-20746.67	11347.934	13253.658	-22407.01
43	-8514.436	20745.765	-11348.00	15701.263	-19958.48
45	-9749.410	2439.7802	-27134.07	13992.567	-18867.27
45	-22418.45	-2440.681	27134.254	10825.908	-22035.13
46	-22418.45	-13318.03	-27134.05	16868.764	-28077.99
46	-9749.410	13317.807	27134.226	20036.000	-24910.70

Carichi delle platee delle colonne 9/10 e 11/12:

i nodi del modello posti in corrispondenza dei pali sono rappresentati nella figura seguente:



I carichi minimi e massimi (negative le compressioni) agenti sui pali per l'involuppo ~SL08 STR SLV i seguenti:

Plinto: MONOPALO P.to Appl.ne a D1(0.35 m) da intradosso plinto

n°Nodo F1f(daN)M12f(daNm)M13f(daNm) F2f(daN) F3f(daN)

57	-28126.03	0	0	-2777.739	1331.6312
58	18673.370	0	0	-1994.492	-1477.722
57	16365.317	0	0	2774.6433	-1317.734
57	-26174.91	0	0	-2777.479	1331.1598
60	-2148.833	0	0	130.05688	-986.9028
62	-18353.31	0	0	-1873.633	-2003.544
62	-26921.14	0	0	-2873.228	-786.1463

62	17140.605	0	0	2870.6636	772.87298
55	-17139.38	0	0	-1328.230	-2181.151
60	-17100.53	0	0	-1331.401	2194.2110
57	-28126.03	0	0	-2777.739	1331.6312
58	18673.370	0	0	-1994.492	-1477.722

Plinto: MONOPALO P.to Appl.ne a intradosso plinto

n°Nodo F1f(daN)M12f(daNm)M13f(daNm) QMax(daN) QMin(daN)

57	-28126.03	-972.2087	466.07091	-28126.03	-28126.03
58	18673.370	-698.0723	-517.2026	18673.370	18673.370
57	16365.317	971.12514	-461.2069	16365.317	16365.317
57	-26174.91	-972.1176	465.90593	-26174.91	-26174.91
60	-2148.833	45.519908	-345.4160	-2148.833	-2148.833
62	-18353.31	-655.7716	-701.2404	-18353.31	-18353.31
62	-26921.14	-1005.630	-275.1512	-26921.14	-26921.14
62	17140.605	1004.7323	270.50554	17140.605	17140.605
55	-17139.38	-464.8804	-763.4028	-17139.38	-17139.38
60	-17100.53	-465.9902	767.97387	-17100.53	-17100.53
57	-28126.03	-972.2087	466.07091	-28126.03	-28126.03
58	18673.370	-698.0723	-517.2026	18673.370	18673.370

9 AFFIDABILITA' DEL CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO

La modellazione e le fasi di progetto-verifica delle nuove strutture della sala conferenze e sala studio sono state svolte con il programma CMP, realizzato dalla Cooperativa Architetti e Ingegneri di Reggio Emilia. Tale programma, oltre ad essere un'interfaccia grafica interattiva per solutori ad elementi finiti (permette cioè di introdurre graficamente i dati di input e di visualizzare i dati di output, consentendo quindi un controllo dei dati introdotti e dei risultati ottenuti), permette di eseguire le verifiche di resistenza mediante i metodi delle tensioni ammissibili e degli stati limite.

Il software CMP è uno strumento di lavoro grafico-interattivo durante l'intero processo di progettazione assistita da elaboratore, e consente la realizzazione di modelli numerici per lo studio di strutture generiche piane o spaziali, comunque disposte caricate o vincolate, comunque descritte in termini di elementi finiti, soggette ad analisi statica o dinamica.

Esso può essere collegato con i più diffusi solutori quali XFINEST e STRAUS, per i quali consente l'utilizzo delle rispettive potenzialità.

L'inserimento di tutti i dati necessari a definire completamente il modello di calcolo, dati relativi a geometria, vincoli esterni fissi o cedevoli, proprietà associate agli elementi, svincolamenti interni, carichi concentrati o distribuiti e quant'altro, anche se generati automaticamente mediante uno dei comandi a disposizione, sono comunque modificabili e controllabili attraverso la loro visualizzazione grafica opzionalmente accompagnata dalla corrispondente evidenziazione numerica.

Il calcolo delle azioni permanenti e variabili agenti sulle travi e derivanti dai solai è svolto automaticamente descrivendo la presenza degli stessi solai, con forma e orditura generiche, tramite appositi elementi di modellazione.

Le funzionalità di visualizzazione dei risultati dell'analisi consentono dopo il calcolo la rappresentazione di deformate, reazioni, diagrammi di sollecitazione per ciascuna condizione di carico elementare esaminata.

Le varie funzionalità sono integrate nella stessa applicazione e quindi risulta facile ed immediato controllare l'interazione fra di esse; tra queste, le principali attualmente implementate sono la gestione del modello di calcolo e la gestione delle sezioni degli elementi monodimensionali (elementi ASTA o BEAM).

Le sezioni considerate possono avere le seguenti caratteristiche principali:

- avere forma generica descritta mediante una o più poligoni individuate da una successione ordinata di punti;
- avere presenza di vuoti interni: ciascuna poligonale può infatti essere utilizzata per descrivere sia il contorno esterno del materiale costituente la sezione o parte di essa, sia un eventuale contorno interno equivalente a un vuoto nella sezione;
- essere composte da materiali differenti: a ciascuna poligonale può infatti essere associato un diverso coefficiente di omogeneizzazione;
- essere costituita da materiali reagenti o meno a trazione: a ciascuna poligonale può infatti essere associato un distinto parametro di controllo del comportamento a trazione;
- essere costituita da parti non strutturali: ciascuna poligonale può infatti essere definita come non reagente; non verrà considerato il suo comportamento meccanico, ma sarà inserita nella redazione dei disegni esecutivi;
- contenere in posizioni generiche armature concentrate descritte mediante la indicazione della singola posizione nella sezione e del corrispondente diametro.

Origine e caratteristiche del solutore adottato: XFINEST.

L'analisi a computer della struttura è stata svolta mediante il programma di analisi strutturale ad elementi finiti XFINEST, che consente l'analisi statica e dinamica in campo elastico lineare.

Realizzato dalla Ce.A.S. di Milano (Centro di Analisi Strutturale via Giustiniano 10 Milano) è distribuito dalla società Harpaceas (Harpaceas viale Regina Giovanna 40 Milano)
Si rimanda alla documentazione tecnica fornita dalla Ce.A.S. per l'individuazione della bibliografia dei fondamenti teorici e dei metodi di calcolo numerico utilizzati dal programma oltre ai test comparativi attestanti l'effettiva accuratezza e validità dei diversi tipi di elementi finiti utilizzati.

Capacità di analisi e affidabilità di XFINEST.

Xfinest è stato qualificato attraverso una serie di confronti svolti con codici di calcolo FEM conosciuti a livello mondiale e ritenuti affidabili quali ADINA, ABAQUS e NASTRAN.

I risultati di questi confronti numerici, che implicitamente dimostrano l'affidabilità del solutore, sono contenuti nella manualistica di qualifica rilasciata ai titolari di licenza d'uso estesa (con pre e post processor). In pratica si tratta di alcune centinaia di casi prova teorici e pratici (benchmark), svolti con Xfinest e paragonati nei risultati a quelli di altri software FEM o di soluzioni note in letteratura. Ce.A.S. dispone anche di una versione Inglese di questo documento.

Nel codice di calcolo utilizzato è presente un'autodiagnostica capace di segnalare eventuali incompatibilità nei dati e difficoltà numeriche in fase di elaborazione. Inoltre la manualistica fornita dalla ditta produttrice il software e l'assistenza della stessa sono tali da poter ritenere affidabile il codice utilizzato.

Analisi statica

- Determinazione di spostamenti, sollecitazioni e reazioni vincolari per diverse condizioni di carico elementari;

- Solutore classico o a matrici sparse.

Analisi dinamica

- Metodo subspace iteration (metodo implementato dalla maggior parte dei programmi di calcolo);

- Metodo di Lanczos (dotato di base matematica rigorosa e che si sta imponendo come metodo leader per il calcolo degli autovalori);

- Analisi sismica con spettro di risposta: in questo caso si ottengono una o più condizioni di carico

combinabili con i risultati di un'analisi statica; i singoli contributi modali possono essere combinati in vari modi (RMS, RG 1.92, CQC, ...);

- Integrazione nel tempo delle equazioni del moto nel dominio del tempo: in questo modo si ottiene la risposta della struttura nel tempo per effetto di forzanti qualsiasi (per l'integrazione si possono usare i metodi di Newmark e Wilson);

- Calcolo della risposta nel dominio delle frequenze: in questo modo si ottiene la risposta a regime di

una struttura soggetta ad un insieme di forzanti armoniche.

La Modellazione Numerica della struttura, la rielaborazione dei risultati dell'analisi agli Elementi Finiti, la progettazione-verifica degli elementi strutturali sono state condotte utilizzando il programma CMP realizzato dalla Cooperativa Architetti e Ingegneri Progettazione di Reggio Emilia. Il solutore ad elementi finiti utilizzato è XFINEST della Ce.A.S. di Milano.

Si allega il documento "affidabilità del codice di calcolo Xfinest" rilasciato da Ceas S.r.l.



CENTRO DI ANALISI STRUTTURALE S.R.L.

Affidabilità del codice di calcolo XFINEST

Facendo seguito a quanto previsto nel paragrafo "Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo" delle "Norme tecniche per le Costruzioni", si precisa che la documentazione a corredo del software richiesta dalla norma citata è contenuta nei seguenti documenti in formato PDF compresi nell'installazione di Xfinest:

Manuale Utente

Oltre alla descrizione del formato dei dati di input e di output del programma, sono riportate le caratteristiche di tutti i tipi di elementi finiti implementati e degli algoritmi implementati (ad es. la bibliografia del singolo elemento finito riporta il testo/articolo contenente la formulazione su cui quest'ultimo si basa).

Manuale Teorico

Contiene una descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi implementati nel codice di calcolo.

Manuale di Validazione

Per tutti gli elementi finiti e per gli algoritmi implementati sono riportati dei casi prova commentati con il confronto fra i risultati forniti dal programma e i valori teorici (se non disponibili viene riportato il confronto con valori in letteratura, ottenuti sperimentalmente e/o con altri codici di calcolo). Tutti i file di input dei casi prova sono compresi nell'installazione del programma.

CeAS Centro di Analisi Strutturale s.r.l.

[d:\felett\xfinest\manuale\di\chiarazione affidabilit  xfinest.doc](#)

PROGETTAZIONE, DIREZIONE LAVORI, CALCOLO STRUTTURALE
E SVILUPPO SOFTWARE NELL'INGEGNERIA CIVILE E GEOTECNICA
VIALE GIUSTINIANO 10 20129 MILANO TEL. +39 02 2020221 FAX +39 02 26512633
VIA GARIBOLDI 24 24100 BERGAMO TEL. +39 035 236719 FAX +39 035 4226549
C.F.-P.IVA-C.C.I.A.A. MI REG. IMPRESE SE2 ORD. 05961800157 REA 1652750 CAP. SOC. EURO 10400,00+
E-MAIL: ceas@ceas.it

Mantova, li 28/07/2016

Ing. Stefano Mazzocchi