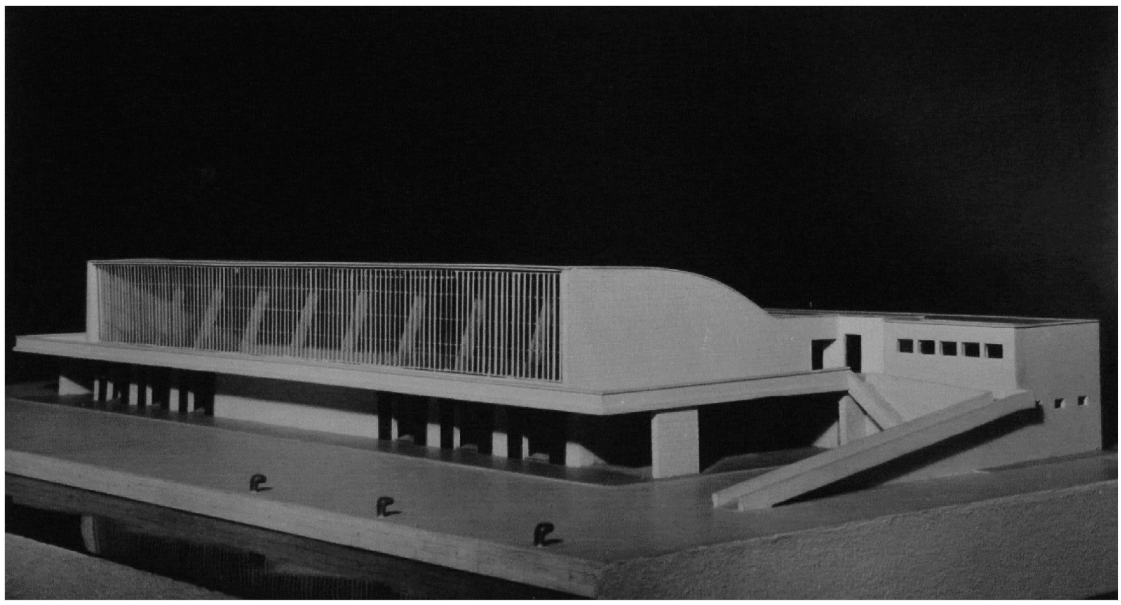
AUTORITÀ DI SISTEMA PORTUALE DEL MARE ADRIATICO CENTRALE

VERIFICA DI VULNERABILITA' SISMICA DELL'EDIFICIO DEMANIALE SEDE DEL MERCATO ITTICO SITO NELLA ZONA DEL MANDRACCHIO AL PORTO DI ANCONA



02 VERIFICA DI VULNERABILITA' SISMICA

Revisione	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato
0	06/2017	EMISSIONE	E. SPERANZA	A. BALDUCCI	L. DEZI

seitec seismotechnologies

Il Progettista

Prof. Ing. Luigino Dezi
Via di Passo Varano, 306B - 60131 Ancona
Tel: 071 2900501 - Fax: 071 2855024
e-mail: info@seitec-srl.it

Timbro e firma

Il Responsabile del procedimento

Ing. Gianluca Pellegrini

Timbro e firma

Indice

VERIFICA DI VULNERABILITA' SISMICA....2
1 PREMESSA....2
2 CRITERI DI VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA....2
2.1 Indicatori di rischio....3
3 CORPO A1....6
3.1 Definizione delle azioni....6
3.1.1 Analisi dei carichi....6
3.1.2 Definizione dell'azione sismica – spettri di risposta....7
3.1.3 Masse efficaci....11
3.1.4 Combinazioni di carico....11
3.2 MODELLI DI CALCOLO....15
3.3 METODI DI ANALISI E CRITERI DI AMMISSIBILITA'....18
3.4 MODELLO A BASE FISSA....19
3.4.1 Risultati dell'analisi dinamica lineare....19
3.4.2 Verifica statica....20
3.4.3 Verifica di vulnerabilità sismica....24
3.4.3.1 Verifica allo SLO....24
3.4.3.2 Verifiche allo SLV – meccanismi duttili....28
3.4.3.3 Verifiche allo SLV – meccanismi fragili....44
3.5 MODELLO A BASE CEDEVOLE....51
3.6 INDICATORI DI RISCHIO....64
3.7 VERIFICA DI VULNERABILITA' SISMICA DEL SOLO VOLUME CENTRALE DEL CORPO A1....69
3.8 CONCLUSIONI CORPO A1....81
4 CORPO A2....83
4.1 DESCRIZIONE E MODELLO DI CALCOLO....83
4.2 DEFINIZIONE DELLE AZIONI....86
4.2.1 Analisi dei carichi....86
4.2.2 Definizione dell'azione sismica – spettri di risposta....87
4.2.3 Masse efficaci....91
4.2.4 Combinazioni di carico....91
4.3 METODI DI ANALISI E CRITERI DI AMMISSIBILITA'....93
4.4 RISULTATI DELL'ANALISI LINEARE....93
4.5 VERIFICA DI VULNERABILITA' SISMICA....95
4.5.1 Verifiche allo SLV....95
4.5.1.1 Verifiche con EC 3 – SISMA X....96
4.5.1.2 Verifiche con EC 3 - SISMA Y....99
4.5.2 Indicatori di rischio allo SLV....102
4.5.3 Verifica di Stabilità fuori dal piano della Tamponatura Perimetrale....106
4.6 CONCLUSIONI CORPO A2....110

VERIFICA DI VULNERABILITA' SISMICA

1 PREMESSA

Nella presente relazione si riportano i risultati delle verifiche di vulnerabilità sismica dei due corpi A1 e A2 dell'edificio demaniale sede del mercato ittico sito nella zona del Mandracchio al Porto di Ancona. Il corpo B è stato escluso dalle indagini e dalle verifiche.

In primo luogo sono state condotte le verifiche di resistenza degli elementi strutturali soggetti alla combinazione ai massimi carichi verticali per valutare l'eventuale vulnerabilità statica dell'edificio.

La vulnerabilità sismica è stata valutata in termini di spostamento per lo stato limite di operatività (SLO) mentre per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) la verifica è stata condotta in termini di resistenza, con spettro ribassato del fattore di struttura q = 1,5.

Il corpo A1 è stato verificato sia nella configurazione attuale che contempla la presenza del corpo centrale e del corpo posteriore, sia nell'ipotesi di demolizione del corpo posteriore. Nella configurazione attuale sono stati considerati due modelli che differiscono per il grado di vincolo al piede degli archi: 1) modello con base fissa (incastro perfetto al piede degli archi), 2) modello con base cedevole, che tiene conto della presenza dei pali.

2 CRITERI DI VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

In relazione alla valutazione della resistenza sismica, le norme definiscono i valori delle azioni, le loro combinazioni e le prestazioni da accertare, e richiedono la verifica dei seguenti stati limite:

- *SLO: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;*
- *SLD: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità*

di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature;

- *SLV: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;*
- *SLC: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.*

In particolare, per edifici in c.a., le norme richiedono il soddisfacimento dello SLV o in alternativa dello SLC; mentre, nel caso degli edifici in classe d'uso IV (costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti), richiedono anche la verifica nei confronti dello SLO. Nella tabella che segue sono evidenziati gli stati limite considerati.

OPERE con V_N=100

CLASSE USO →		I	II	III	IV	I	II	III	IV
	P_{VR} ↓			T_R				$P_{T=50}$	
SLO	0,81	42	60	90	120	69%	56%	43%	34%
SLD	0,63	70	100	150	200	51%	39%	28%	22%
SLV	0,1	664	949	1424	1898	7,3%	5,1%	3,5%	2,6%
SLC	0,05	1365	1950	2475	2475	3,6%	2,5%	1,7%	1,3%

2.1 Indicatori di rischio

Gli indicatori di rischio sono stati individuati sulla base delle indicazioni fornite dall'*"OPCM 3362"* e dei contenuti delle *"Schede di sintesi della Verifica Sismica di edifici strategici ai fini della protezione civile"* redatte dal Dipartimento della Protezione Civile.

L'azione sismica, e quindi la *Capacità* e la *Domanda,* è definita dal periodo di ritorno $\mathbf{T_R}$, e dall'accelerazione massima orizzontale al suolo.

Viene quindi richiesto di riportare i valori dell'accelerazione al suolo (PGA_C) e del periodo di ritorno (T_{RC}) corrispondenti al raggiungimento dei diversi stati limite:

- PGA_{CLC}=capacità per lo stato limite di prevenzione del collasso (SLC);
- PGA_{CLV}=capacità per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV);
- PGA_{CLD}=capacità per lo stato limite di danno (SLD);
- PGA_{CLO}=capacità per lo stato limite di operatività (SLO).

Analogamente per i periodi di ritorno T_{RC}, i cui indici diventano T_{RCLC}, T_{RCLV}, T_{RCLD} e T_{RCLO} rispettivamente per gli stati limite SLC, SLV, SLD ed SLO.

Si definiscono due tipi di indicatore di rischio:

- il primo dato dal rapporto fra capacità e domanda in termini di **PGA**;
- il secondo espresso dall'analogo rapporto fra i periodi di ritorno dell'azione sismica $\mathbf{T_R}$.

Il primo rapporto rappresenta una "scala di percezione" del rischio, ma non è sufficiente a descrivere compiutamente il rapporto fra le azioni sismiche, vista l'articolazione della definizione di queste ultime. Viene quindi introdotto il secondo rapporto, fra i periodi di ritorno di Capacità (T_{RC}) e Domanda (T_{RD}).

La correlazione tra il periodo di ritorno e l'accelerazione al suolo è data dalla relazione

$$lg(T_R) = lg(T_{R1}) + lg\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right) \cdot lg\left(\frac{a_g}{a_{g1}}\right) \cdot \left[lg\left(\frac{a_{g2}}{a_{g1}}\right)\right]^{-1}$$

dove i punti 1 e 2 sono rappresentativi degli SL a cavallo dei quali si trova l'accelerazione al suolo di cui si vuole determinare il corrispondente periodo di ritorno.

Per estendere la curva a_g-T_R a periodi inferiori ai 30 anni si può utilizzare la seguente relazione:

$$a_g(T_R) = k \cdot T_R^{\alpha}$$

in cui i parametri *k* ed *α* si determinano risolvendo un sistema di due equazioni in due incognite con i valori di a_g e T_R relativi a 30 e 50 anni,

$$\begin{cases} a_g(30) = k \cdot 30^{\alpha} \\ a_g(50) = k \cdot 50^{\alpha} \end{cases}$$

Noti k ed α , il periodo si ottiene come dalla

$$T_{R<30} = \left(\frac{a_{g_TR<30}}{k}\right)^{\frac{1}{\alpha}}$$

L'indicatore di rischio dato dal rapporto fra i periodi di ritorno darebbe luogo ad una scala di rischio molto diversa a causa della conformazione delle curve di pericolosità (accelerazione o ordinata spettrale in funzione del periodo di ritorno), che sono tipicamente concave. Al fine di ottenere una scala di rischio simile alla precedente, il rapporto fra i periodi propri viene elevato ad un coefficiente "a"=0,41 ottenuto dall'analisi statistica delle curve di pericolosità a livello nazionale,

$$I_{T_{R_SL}} = \left(\frac{T_{R_CSL}}{T_{R_DSL}}\right)^{0,41}$$

Per i quattro stati limite si definiscono i seguenti indicatori di rischio: $\boldsymbol{\alpha_{uc}}$ indicatore del rischio di collasso, $\boldsymbol{\alpha_{uv}}$ indicatore del rischio per la salvaguardia della vita, $\boldsymbol{\alpha_{eD}}$ indicatore del rischio di inagibilità dell'opera ed $\boldsymbol{\alpha_{eO}}$ indicatore del rischio di non operatività.

Valori prossimi o superiori all'unità caratterizzano casi in cui il livello di rischio è prossimo a quello richiesto dalle norme; valori bassi, prossimi a zero, caratterizzano casi ad elevato rischio.

3 CORPO A1

3.1 Definizione delle azioni

3.1.1 Analisi dei carichi

Sono state distinte le azioni permanenti (**"G_1":** permanenti strutturali; **"G_2":** permanenti non strutturali) dalle azioni variabili (valori caratteristici **"Q_k"**).

Azioni permanenti

CARICO TIPO 1: solaio tipo SAP 12 cm

G1: carico permanente strutturale **(kN/m²) = 1,368**

G2: carico permanente non strutturale **(kN/m²) = 0,37**

CARICO TIPO 2: solai tipo SAP 2,5 cm

G1: carico permanente strutturale **(kN/m²) = 0,16**

G2: carico permanente non strutturale **(kN/m²) = 0,27**

CARICO TIPO 3: solai di interpiano telaio corpo A1 volume posteriore

G1: carico permanente strutturale **(kN/m²) = 3,67**

G2: carico permanente non strutturale **(kN/m²) = 4,27**

CARICO TIPO 4: solaio di copertura telaio corpo A1 posteriore

G1: carico permanente strutturale **(kN/m²) = 3,67**

G2: carico permanente non strutturale **(kN/m²) = 2,37**

CARICO TIPO 5: sbalzo anteriore

G1: p.p. soletta s = 15 cm **(kN/m) = 13,31**

CARICO TIPO 5: Frangisole

G2: Frangisole **(kN/m) = 5,325**

Azioni variabili – valori caratteristici "Q_k"

Per la copertura è stato assunto il sovraccarico di esercizio (Cat. H) coperture non praticabili:

Q = 0,5 kN/m²

Per i solai di interpiano del volume posteriore del corpo A1 un sovraccarico di esercizio (Cat. E):

Q = 6,0 kN/m²

Per i ballatoi esterni 1 e 2 (Cat. C2):

Q = 4,0 kN/m²

Per le coperture non praticabile è stato assunto il sovraccarico di esercizio dovuto alla neve:

Q = 1,20 kN/m²

determinato come segue (punto 3.4.2 NTC):

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

q_{sk} = 1,50 kN/m² as < 200 m

Tabella 3.4.II – *Valori del coefficiente di forma*

Coefficiente di forma	$0° \le \alpha \le 30°$	$30° < \alpha < 60°$	$\alpha \ge 60°$
μ_1	0,8	$0{,}8 \cdot \frac{(60-\alpha)}{30}$	0,0

C_E (coefficiente di esposizione) = 1
C_T (coefficiente termico) = 1

3.1.2 Definizione dell'azione sismica – spettri di risposta

Ai fini della valutazione delle ***azioni sismiche*** è stato necessario definire preliminarmente alcuni parametri caratteristici dell'opera e del sito considerati:

- *vita nominale* ***(V_N)***;
- *classe d' uso*;
- *periodo di riferimento per l'azione sismica* ***(V_R)***;
- *categoria di sottosuolo* ***(S)***;
- *condizioni topografiche* ***(T)***.

Trattandosi di un edificio realizzato nel '46 si prevede un utilizzo dell'opera per la destinazione attuale per altri 50 anni circa, quindi si assume una vita nominale pari a:

V_N = 50 anni

Il fabbricato viene assimilato alle "Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi" per cui ricade nella classe d'uso III a cui corrisponde:

C_u = 1.5

Ottenendo un periodo di riferimento per l'azione sismica pari a:

$V_R = V_N \cdot C_U$ = 75 anni

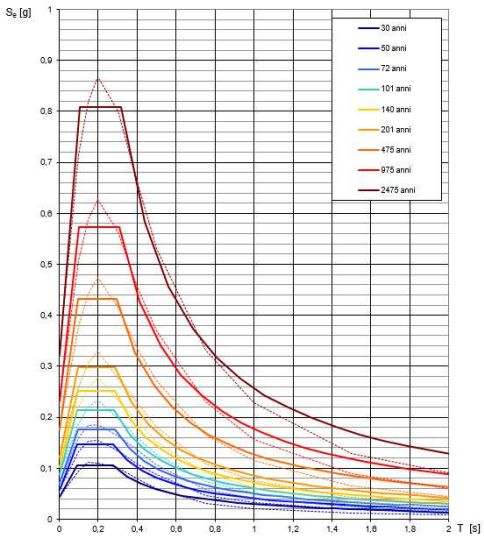
Per la determinazione della categoria di sottosuolo si fa riferimento alla relazione geologica allegata. In particolare, la categoria del suolo di fondazione è stata valutata attraverso la misura diretta con indagine sismica passiva a stazione singola; da tale indagine è emersa una velocità delle onde di taglio media nei primi 30 m pari a 338 m/sec a cui corrisponde la categoria di sottosuolo **C**.

La condizione topografica del sito alla base della torre (quota fondazione) è la **T1**: superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤15°.

Si possono quindi definire gli ***Spettri di risposta elastici*** per i diversi stati limite considerati, dipendenti dalle caratteristiche del sito, dal periodo di ritorno del sisma (T_R), dal periodo di riferimento (V_R), e dalla probabilità di superamento dello stato limite considerato (P_{VR}).

Gli ***spettri di risposta elastici di riferimento***, relativi alle coordinate geografiche del sito e definiti su ***terreno di categoria A*** e ***condizione topografica T1,*** in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento relativo a ciascuno dei 4 stati limite previsti dalle NTC sono riportati nel diagramma seguente.

Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento



NOTA:
Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto SHNGV da cui sono derivati.

Valori dei parametri a_g, F_o, T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,054	2,543	0,276
SLD	75	0,073	2,479	0,284
SLV	712	0,205	2,475	0,302
SLC	1462	0,267	2,497	0,312

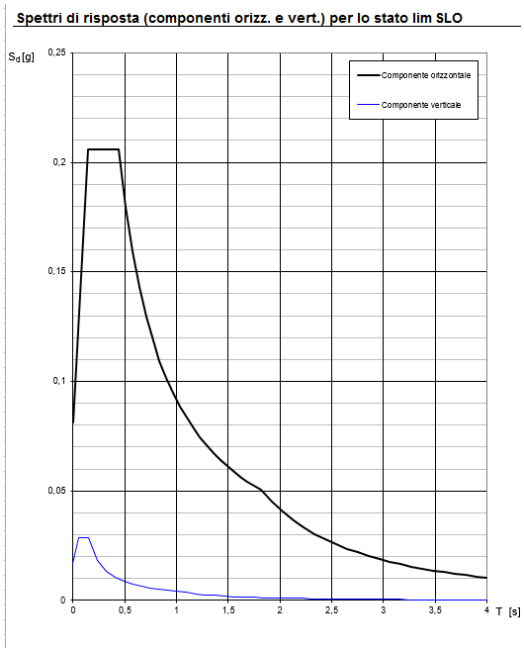
La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Sono stati quindi definiti gli spettri di progetto per gli stati limite di esercizio ed ultimi definiti dalle NTC.

La valutazione della sicurezza sulle costruzioni esistenti con Classe d'uso III può essere eseguita con riferimento allo stato limite di operatività (SLO) per gli SLE e allo stato limite di salvaguardia della vita umana (SLV) per gli SLU.

Di seguito vengono riportati gli spettri di progetto per lo SLO e SLV.

Spettro di progetto per lo stato limite di operatività: SLO



Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLO
a_g	0,054 g
F_o	2,543
T_C^*	0,276 s
S_S	1,500
C_C	1,605
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,148 s
T_C	0,443 s
T_D	1,816 s

	T[s]	Se[g]
	0,000	0,081
T_B	0,148	0,206
T_C	0,443	0,206
	0,509	0,180
	0,574	0,159
	0,640	0,143
	0,705	0,130
	0,770	0,119
	0,836	0,109
	0,901	0,101
	0,966	0,095
	1,032	0,089
	1,097	0,083
	1,162	0,079

T[s]	Se[g]
1,228	0,074
1,293	0,071
1,359	0,067
0,901	0,101
0,966	0,095
1,032	0,089
1,097	0,083
1,162	0,079
1,228	0,074
1,293	0,071
1,359	0,067
1,424	0,064
1,489	0,061
1,555	0,059

	T[s]	Se[g]
	1,620	0,056
	1,685	0,054
	1,751	0,052
T_D	1,816	0,050
	1,920	0,045
	2,024	0,041
	2,128	0,037
	2,232	0,033
	2,336	0,030
	2,440	0,028
	2,544	0,026
	2,648	0,024
	2,752	0,022
	2,856	0,020

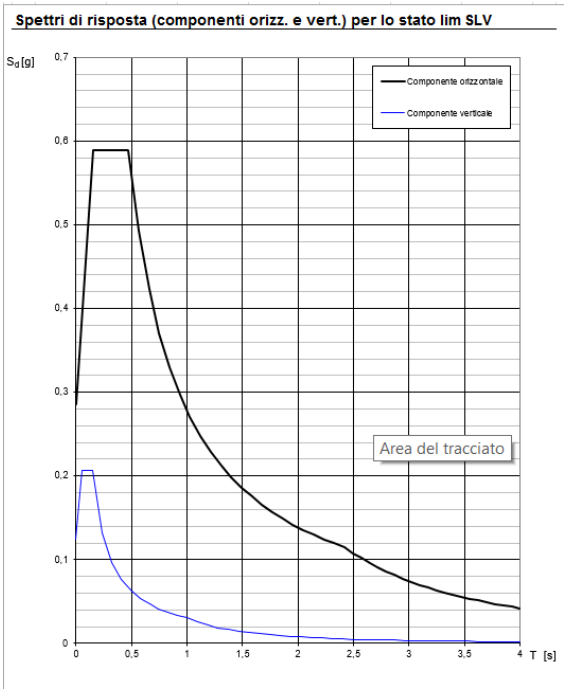
T[s]	Se[g]
2,960	0,019
3,064	0,018
3,168	0,017
3,272	0,016
3,376	0,015
3,480	0,014
3,584	0,013
3,688	0,012
3,792	0,012
3,896	0,011
4,000	0,010

Spettro di progetto per lo stato limite ultimo: SLV

L'edificio non ricade pienamente nelle condizioni per cui le NTC2008 prevedono di considerare anche l'azione verticale.

Le verifiche sono condotte, in termini di resistenza, con lo spettro con fattore di struttura q=1,5.

Spettro q = 1,5



Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,205 g
F_o	2,475
T_C^*	0,302 s
S_S	1,396
C_C	1,558
S_T	1,000
q	1,200

Parametri dipendenti

S	1,396
η	0,833
T_B	0,157 s
T_C	0,471 s
T_D	2,419 s

	T[s]	Se[g]
	0,000	0,286
T_B	0,157	0,589
T_C	0,471	0,589
	0,564	0,492
	0,657	0,423
	0,749	0,371
	0,842	0,330
	0,935	0,297
	1,028	0,270
	1,120	0,248
	1,213	0,229
	1,306	0,213
	1,399	0,199
	1,491	0,186

	T[s]	Se[g]
	1,584	0,175
	1,677	0,166
	1,769	0,157
	1,862	0,149
	1,955	0,142
	2,048	0,136
	2,140	0,130
	2,233	0,124
	2,326	0,119
T_D	2,419	0,115
	2,494	0,108
	2,569	0,102
	2,645	0,096
	2,720	0,091

T[s]	Se[g]
2,795	0,086
2,870	0,082
2,946	0,077
3,021	0,074
3,172	0,067
3,247	0,064
3,322	0,061
3,398	0,058
3,473	0,056
3,548	0,053
3,623	0,051
3,699	0,049
3,774	0,047
3,849	0,045

T[s]	Se[g]
3,925	0,044
4,000	0,042

3.1.3 Masse efficaci

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

$$G_1+G_2+\Sigma\psi_{2j}\,Q_{kj}$$

I valori del coefficiente di combinazione ψ_{2j} sono riportati nella tabella seguente.

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

La determinazione delle masse sismiche di piano associate ai carichi gravitazionali in base ai coefficienti di cui sopra, è stata effettuata direttamente dal codice di calcolo tramite i carichi verticali assegnati alle singole aste nonché ai pesi propri delle strutture determinati automaticamente noto il peso specifico del materiale.

3.1.4 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico considerate sono due: la combinazione ai massimi carichi verticali e la combinazione di carico utilizzata in situazione sismica:

$$F_d = \gamma_{G1}\,G_1 + \gamma_{G2}\,G_2 + \gamma_P\,P + \gamma_Q\,[Q_{1k}+\Sigma(\psi_{0j}\;Q_{kj})]$$

$$F_d = E + G_1 + G_2 + P + \Sigma(\psi_{2j} * Q_{kj})$$

con γ_{G1}=1,3, γ_{G2}=1,5 e con ψ_{2j} coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_{kj}.

Nelle tabelle che seguono si riportano i dati relativi alle combinazioni di carico considerate.

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
VERTSLU	Linear Add	Linear Static	pp strutture	1,3
VERTSLU		Linear Static	ACC COP.	1,5
VERTSLU		Linear Static	ACC NEVE	1,5
VERTSLU		Linear Static	ACC TELAIO	1,5
VERTSLU		Linear Static	G1 SAP 12	1,3
VERTSLU		Linear Static	G1 TELAIO	1,3
VERTSLU		Linear Static	G2 SAP 12	1,5
VERTSLU		Linear Static	G2 TAMP	1,5
VERTSLU		Linear Static	G2 TELAIO	1,5
VERTSLU		Linear Static	FRANGISOLE	1,5
VERTSLU		Linear Static	VETRATE	1,5
VERTSLU		Linear Static	G1 SAP 2,5	1,3
VERTSLU		Linear Static	G2 SAP 2,5	1,5
VERTSLU		Linear Static	SBALZO 15CM	1,3
VERTSLU		Linear Static	ACC.BALLATOIO	1,5

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
SISMA X SLO	Linear Add	Linear	pp strutture	1
SISMA X SLO		Linear	FRANGISOLE	1
SISMA X SLO		Response	SpettX-SLO	1
SISMA X SLO		Linear	G1 SAP 12	1
SISMA X SLO		Linear	G1 TELAIO	1
SISMA X SLO		Linear	G2 TAMP	1
SISMA X SLO		Linear	G2 TELAIO	1
SISMA X SLO		Linear	G2 SAP 12	1
SISMA X SLO		Linear	ACC COP.	0
SISMA X SLO		Linear	ACC TELAIO	0,8
SISMA X SLO		Linear	VETRATE	1
SISMA X SLO		Linear	SBALZO 15CM	1
SISMA X SLO		Linear	ACC.BALLATOIO	0,6
SISMA X SLO		Linear	G1 SAP 2,5	1
SISMA X SLO		Linear	G2 SAP 2,5	1

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
SISMA Y SLO	Linear Add	Linear Static	pp strutture	1
SISMA Y SLO		Linear Static	FRANGISOLE	1
SISMA Y SLO		Response	SpettY-SLO	1
SISMA Y SLO		Linear Static	ACC COP.	0
SISMA Y SLO		Linear Static	ACC TELAIO	0,8
SISMA Y SLO		Linear Static	G1 SAP 12	1
SISMA Y SLO		Linear Static	G1 TELAIO	1
SISMA Y SLO		Linear Static	G2 SAP 12	1
SISMA Y SLO		Linear Static	G2 TAMP	1
SISMA Y SLO		Linear Static	G2 TELAIO	1
SISMA Y SLO		Linear Static	VETRATE	1
SISMA Y SLO		Linear Static	ACC.BALLATOIO	0,6
SISMA Y SLO		Linear Static	SBALZO 15CM	1
SISMA Y SLO		Linear Static	G1 SAP 2,5	1
SISMA Y SLO		Linear Static	G2 SAP 2,5	1

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
SISMA X	Linear Add	Linear	pp strutture	1
SISMA X		Linear	FRANGISOLE	1
SISMA X		Response	SpettX-SLVq=1,5	1
SISMA X		Linear	ACC COP.	0
SISMA X		Linear	ACC.BALLATOIO	0,6
SISMA X		Linear	G1 SAP 12	1
SISMA X		Linear	G1 TELAIO	1
SISMA X		Linear	G2 SAP 12	1
SISMA X		Linear	G2 TAMP	1
SISMA X		Linear	G2 TELAIO	1
SISMA X		Linear	VETRATE	1
SISMA X		Linear	G1 SAP 2,5	1
SISMA X		Linear	G2 SAP 2,5	1
SISMA X		Linear	ACC TELAIO	0,8
SISMA X		Linear	ACC NEVE	0

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	**ComboType**	**CaseType**	**CaseName**	**ScaleFactor**
Text	Text	Text	Text	Unitless
SISMA Y	Linear Add	Linear	pp strutture	1
SISMA Y		Linear	FRANGISOLE	1
SISMA Y		Response	SpettY-SLVq=1,5	1
SISMA Y		Linear	ACC COP.	0
SISMA Y		Linear	ACC TELAIO	0,8
SISMA Y		Linear	G1 SAP 12	1
SISMA Y		Linear	G1 TELAIO	1
SISMA Y		Linear	G2 SAP 12	1
SISMA Y		Linear	G2 TAMP	1
SISMA Y		Linear	G2 TELAIO	1
SISMA Y		Linear	VETRATE	1
SISMA Y		Linear	G1 SAP 2,5	1
SISMA Y		Linear	G2 SAP 2,5	1
SISMA Y		Linear	ACC.BALLATOIO	0,6
SISMA Y		Linear	ACC NEVE	0

3.2 MODELLI DI CALCOLO

L'analisi strutturale del Corpo A1 è stata effettuata su un modello di calcolo agli elementi finiti, che schematizza l'intera struttura di elevazione con elementi frame per le travi ed i pilastri e con elementi shell per le solette degli impalcati. Il modello riproduce in maniera accurata le distribuzioni di massa e rigidezza strutturale effettiva, senza considerare rigidezze aggiuntive costituite da elementi non strutturali. Si tiene a precisare che le sezioni degli elementi strutturali sono state desunte in parte dai rilievi effettuati, ed in parte dalla documentazione a disposizione. Tuttavia, in qualche caso, la documentazione a disposizione, composta da foto storiche e tavole del progetto originale, è risultata contenere informazioni tra di loro discordanti.

Per quanto riguarda le caratteristiche dei materiali, considerando la notevole dispersione di valori ottenuti dalla prova di trazione delle barre di armatura tra il volume centrale ed il volume posteriore, si è scelto di utilizzare il valore del campione "F1" diviso il fattore di confidenza pari a 1.2 per le armature del volume centrale, mentre si è utilizzata la media dei tre campioni per le barre del volume posteriore. Mentre per quanto riguarda il valore di fck del calcestruzzo, si è considerata la media dei valori ottenuti dalle carote diviso il fattore di confidenza 1.2.

Per tener conto del comportamento a lastra degli impalcati di piano sono stati inseriti appositi elementi shell che modellano l'effettiva rigidezza degli stessi, senza considerarne il peso proprio in quanto i carichi sono stati assegnati direttamente agli elementi frame che modellano le travi.

Il telaio costituente il volume posteriore si "appoggia" al volume centrale in due punti, uno all'altezza del ballatoio del primo impalcato, e l'altro all'altezza del solaio di copertura. Nei telai trasversali di chiusura sono presenti, inoltre, due travi trasversali che collegano i due volumi all'altezza del secondo impalcato. Gli archi ed i puntoni componenti gli otto caratteristici portali sono stati modellati tramite elementi frame a sezione variabile. In particolare, i puntoni sono stati considerati incernierati sia alla base che in testa, in accordo alle tavole di progetto, nonostante non sia stato possibile verificare in sito l'effettiva realizzazione costruttiva della cerniera stessa. Mentre, per quanto riguarda il grado di vincolo al piede degli archi, il grado di incertezza nella modellazione è risultato essere ancora più elevato, a causa sia della scarsità delle informazioni relative alle strutture di fondazioni, sia della notevole dimensione della sezione al piede degli archi per la quale risulta più difficile garantire un vincolo di incastro perfetto. Dalle informazioni desunte dalle tavole di progetto, la fondazione degli archi risulta costituita da un plinto su sette pali di diametro 55 cm.

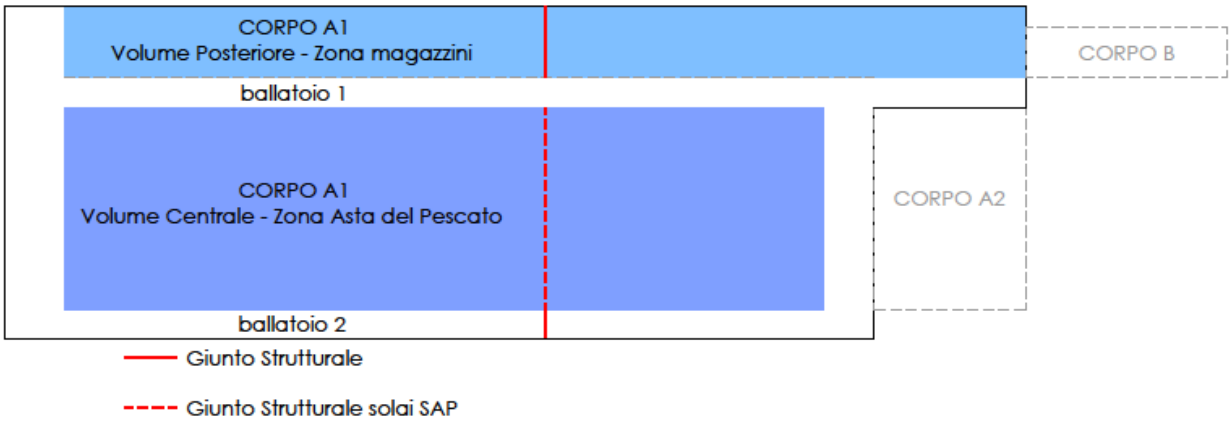
Tuttavia, non ci sono informazioni sulla lunghezza, sulla modalità costruttiva (pali trivellati o battuti), e sull'armatura degli stessi. Pertanto si è proceduto effettuando due diversi tipi di modellazione:

- Modello a base fissa, considerando un vincolo di incastro perfetto alla base degli archi;
- Modello a base flessibile, considerando una cedevolezza rotazionale del vincolo al piede degli archi, derivante dalla cedevolezza verticale dei pali. Per il calcolo della rigidezza "k" dei pali è stata utilizzata la formula suggerita nell'articolo "Prediction of observed bridge response with soil-pile-structure interaction" di N. Makris del 1994 contenuto nel "Journal of Structural Engineering", Vol.120, N.10 dell'Ottobre 1994, secondo il quale:

$$k_z \approx 1.9 \cdot G_s \cdot d \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{2/3}$$

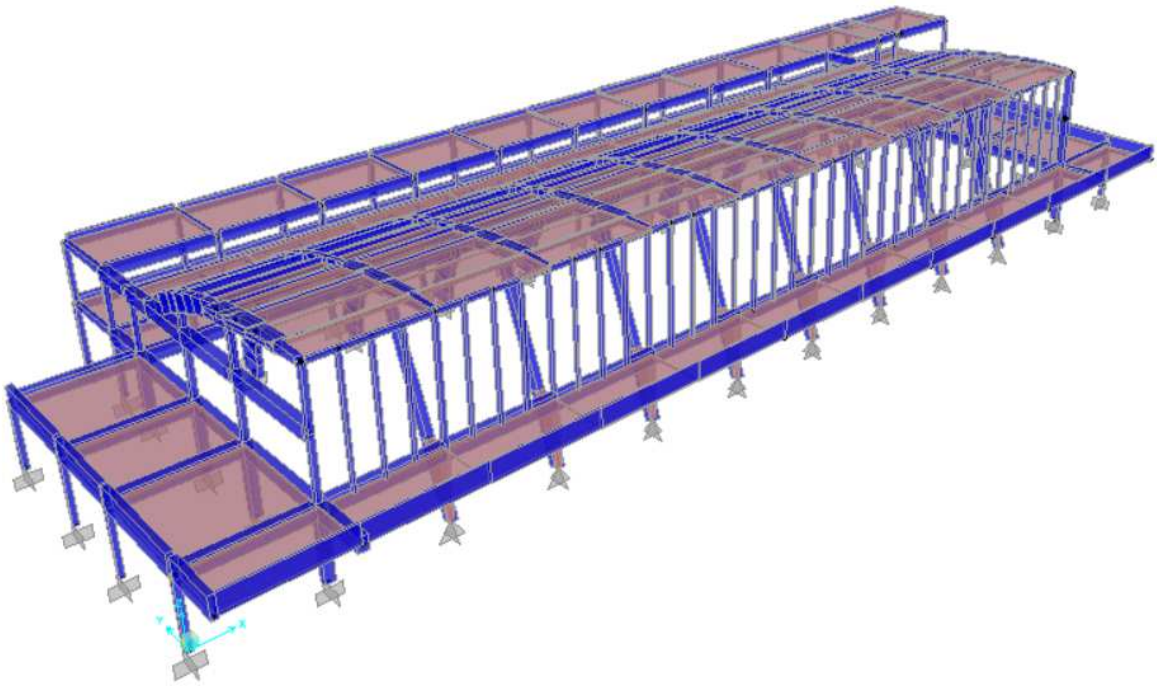
dove L è la lunghezza del palo e d il diametro del palo.

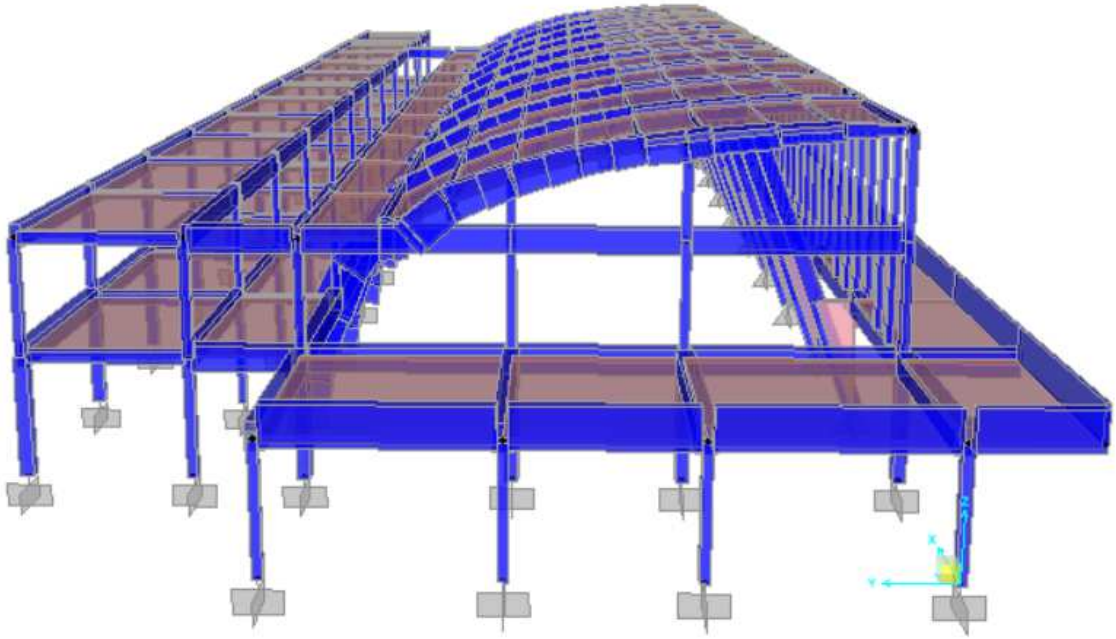
Per gli altri elementi strutturali si è ritenuto opportuno mantenere il grado di vincolo di incastro alla base in quanto una eventuale diminuzione del grado di rigidezza del vincolo non influisce in maniera



Nel volume centrale è chiara la presenza del giunto sul solaio di copertura e sul controsoffitto, ma non è altrettanto evidente una discontinuità tra le travi longitudinali, come si evince dalla ripresa fotografica all'interno dell'intercapedine tra solaio di copertura e controsoffitto.

Nelle figure che seguono sono riportate le immagini del modello tridimensionale del corpo A1.





Modello tridimensionale

3.3 METODI DI ANALISI E CRITERI DI AMMISSIBILITA'

Le analisi per la valutazione della vulnerabilità statica e sismica del fabbricato sono state condotte su un modello che tiene conto delle caratteristiche meccaniche dei materiali desunte dai risultati delle campagne di indagini. In tutti i casi le analisi sono condotte con l'ausilio del codice di calcolo SAP2000 NL (versione 14.2).

Sul modello di calcolo sono state condotte analisi di tipo dinamico lineare. In primo luogo sono state condotte le verifiche di resistenza degli elementi strutturali soggetti alla combinazione ai massimi carichi verticali (VERTSLU) per valutare l'eventuale vulnerabilità statica dell'edificio.

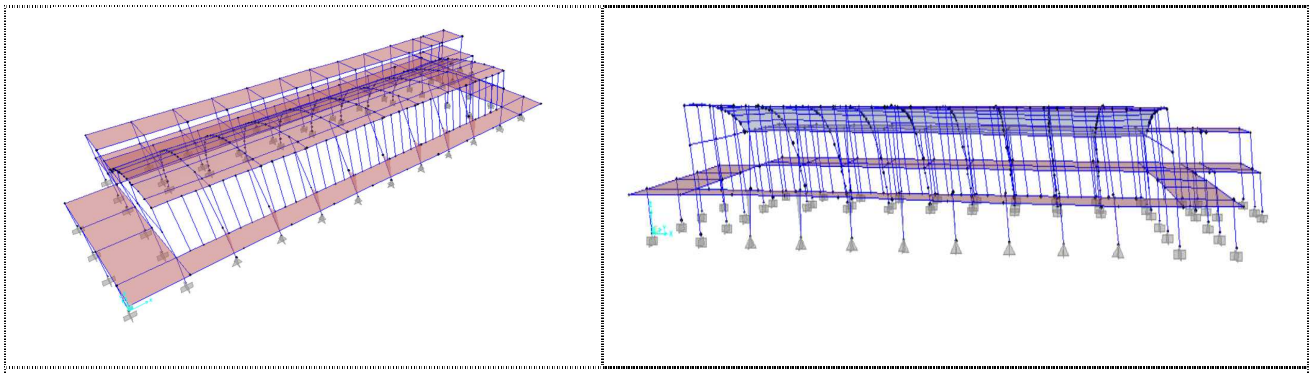
La vulnerabilità sismica è stata valutata in termini di spostamento per lo stato limite di operatività (SLO) mentre per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) la verifica è stata condotta in termini di resistenza, con spettro ribassato del fattore di struttura q = 1,5.

3.4 MODELLO A BASE FISSA

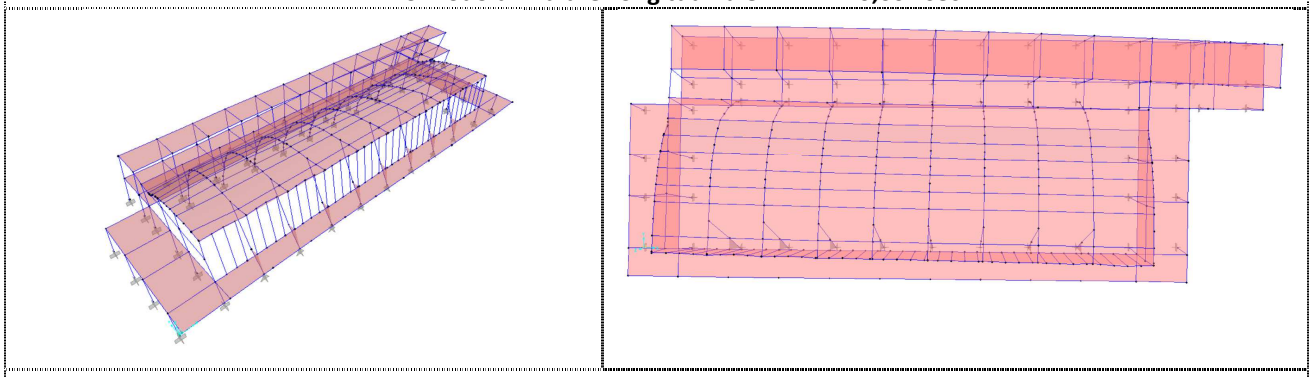
3.4.1 Risultati dell'analisi dinamica lineare

Nell'analisi dinamica si è dovuto impiegare un numero molto elevato di modi di vibrare per attivare l'85% di massa in tutte le direzioni come richiesto dalle NTC2008, nella tabella che segue è sintetizzata la distribuzione delle masse partecipanti, limitatamente ai primi nove modi, e successivamente sono riportate le deformate relative ai primi tre modi fondamentali.

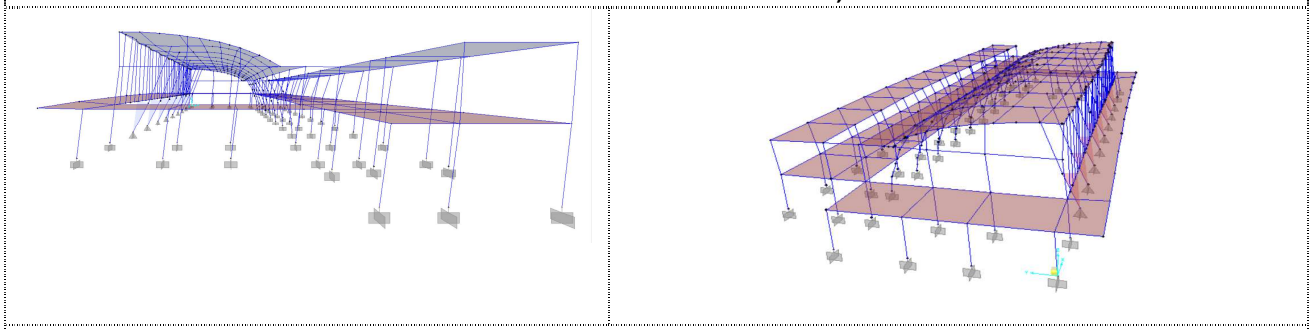
TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,666869	0,70925	0,00117	0,01544	0,70925	0,00117	0,01544
MODAL	Mode	2	0,570615	0,08742	0,03383	0,44974	0,79666	0,035	0,46518
MODAL	Mode	3	0,52937	0,00022	0,61499	0,28659	0,79688	0,64998	0,75178
MODAL	Mode	4	0,424154	0,00287	0,11361	0,04091	0,79975	0,7636	0,79268
MODAL	Mode	5	0,385889	0,04804	0,000004697	0,00011	0,84779	0,7636	0,7928
MODAL	Mode	6	0,36158	0,04371	0,00017	0,00176	0,8915	0,76378	0,79456
MODAL	Mode	7	0,349355	0,00037	0,00219	0,00348	0,89188	0,76597	0,79804
MODAL	Mode	8	0,326847	0,000006632	0,00021	0,00008618	0,89188	0,76617	0,79813
MODAL	Mode	9	0,285514	0,06484	0,00203	0,05542	0,95673	0,7682	0,85354
MODAL	Mode	10	0,273714	0,01672	0,00005864	0,000007108	0,97345	0,76826	0,85355
MODAL	Mode	11	0,267803	0,01516	0,00085	0,00737	0,98861	0,76912	0,86092
MODAL	Mode	12	0,262344	0,00058	0,06418	0,03842	0,98919	0,8333	0,89934
MODAL	Mode	13	0,249791	0,00158	0,00151	0,00139	0,99077	0,83481	0,90073
MODAL	Mode	14	0,242593	0,000006304	0,00685	0,00229	0,99078	0,84167	0,90303
MODAL	Mode	15	0,240493	0,00004585	0,000006039	0,00003287	0,99082	0,84167	0,90306
MODAL	Mode	16	0,236868	2,098E-07	0,00001364	0,000005074	0,99083	0,84169	0,90306
MODAL	Mode	17	0,234907	2,66E-09	0,000002287	0,000002933	0,99083	0,84169	0,90307
MODAL	Mode	18	0,233734	9,143E-07	0,000001952	4,103E-09	0,99083	0,84169	0,90307
MODAL	Mode	19	0,232661	0,00002818	0,00034	0,0002	0,99085	0,84204	0,90326
MODAL	Mode	20	0,228135	0,00016	0,00047	0,00021	0,99101	0,84251	0,90347
MODAL	Mode	21	0,224689	0,0002	0,00065	0,000002723	0,99121	0,84315	0,90348
MODAL	Mode	22	0,219773	0,000009368	0,00104	0,00027	0,99122	0,84419	0,90375
MODAL	Mode	23	0,217626	0,000006184	0,00259	0,00149	0,99123	0,84678	0,90524
MODAL	Mode	24	0,21344	0,00043	0,00052	0,00122	0,99166	0,8473	0,90646
MODAL	Mode	25	0,210026	0,00004167	1,664E-07	0,00008601	0,9917	0,8473	0,90655



Primo modo di vibrare Longitudinale in X- T = 0,667 sec



Primo modo di vibrare Rotazionale T = 0,571sec



Primo modo di vibrare Trasversale in dir Y - T = 0,529 sec

3.4.2 Verifica statica

Per valutare la sicurezza statica sono state condotte le verifiche in termini di resistenza dei principali elementi strutturali soggetti alla combinazione ai massimi carichi verticali.

La verifica degli elementi strutturali viene condotta in automatico con l'ausilio del codice di calcolo. Infatti nel modelli di calcolo, a ciascun elementi strutturale è stata assegnata la propria geometria e quantitativo di armatura e il software conduce in automatico le verifiche secondo l'Eurocodice 2.

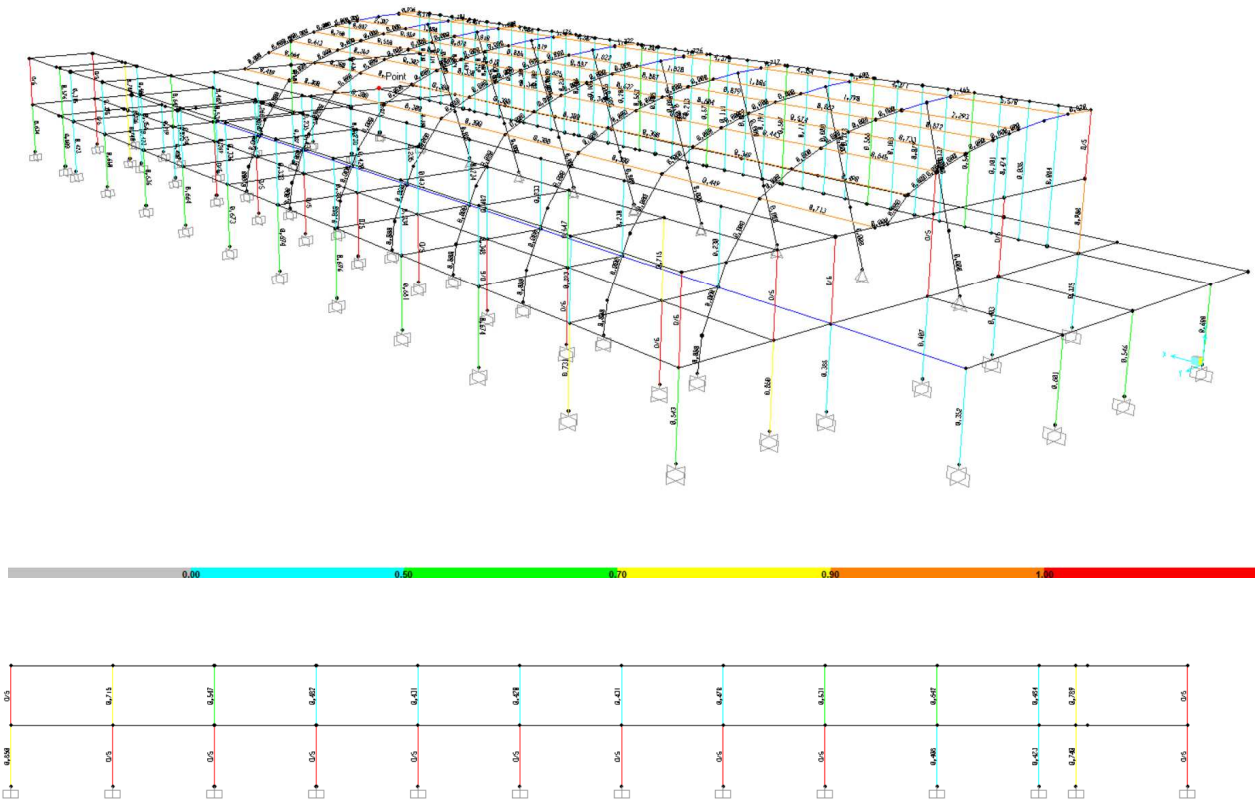
In particolare per i pilastri il programma restituisce la verifica in forma grafica affiancando all'elemento stesso un numero inferiore all'unità se la verifica risulta soddisfatta nonché

visualizzando i frames secondo una scala cromatica dalla quale risulta che gli elementi in rosso non sono soddisfatti. Mentre per le travi il software restituisce il quantitativo di armatura necessaria in ogni sezione per il soddisfacimento delle verifiche. Per quanto riguarda invece le sezioni componenti archi e puntoni, essendo queste a sezione variabile, la verifica viene condotta con l'ausilio del programma VcaSlu.

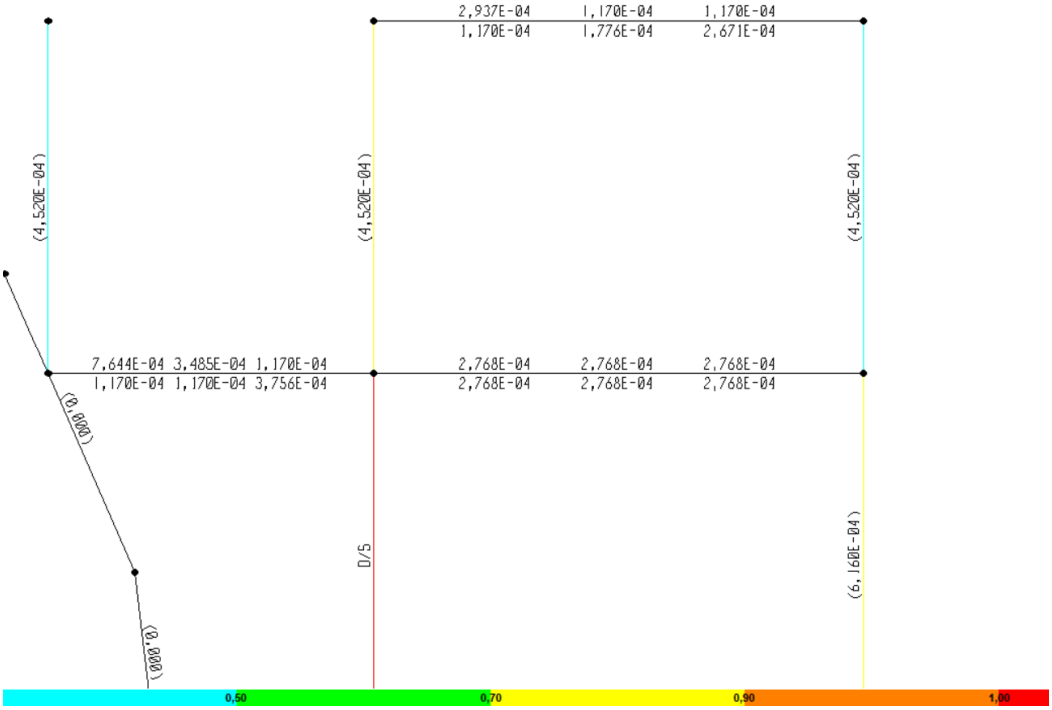
La combinazione di carico impiegata per la verifica è quella ai massimi carichi verticali ovvero:

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	**ComboType**	**CaseType**	**CaseName**	**ScaleFactor**
Text	Text	Text	Text	Unitless
VERTSLU	Linear Add	Linear Static	pp strutture	1,3
VERTSLU		Linear Static	ACC COP.	1,5
VERTSLU		Linear Static	ACC NEVE	1,5
VERTSLU		Linear Static	ACC TELAIO	1,5
VERTSLU		Linear Static	G1 SAP 12	1,3
VERTSLU		Linear Static	G1 TELAIO	1,3
VERTSLU		Linear Static	G2 SAP 12	1,5
VERTSLU		Linear Static	G2 TAMP	1,5
VERTSLU		Linear Static	G2 TELAIO	1,5
VERTSLU		Linear Static	FRANGISOLE	1,5
VERTSLU		Linear Static	VETRATE	1,5
VERTSLU		Linear Static	G1 SAP 2,5	1,3
VERTSLU		Linear Static	G2 SAP 2,5	1,5

Si riporta la verifica dei pilastri in forma grafica; come si può vedere come quasi tutti i pilastri del piano terra di sezione 30 x 30 del volume posteriore del corpo A1 risultano visualizzati in rosso con l'etichetta "over stressed" pertanto la verifica non risulta soddisfatta; i pilastri sono sottodimensionati.

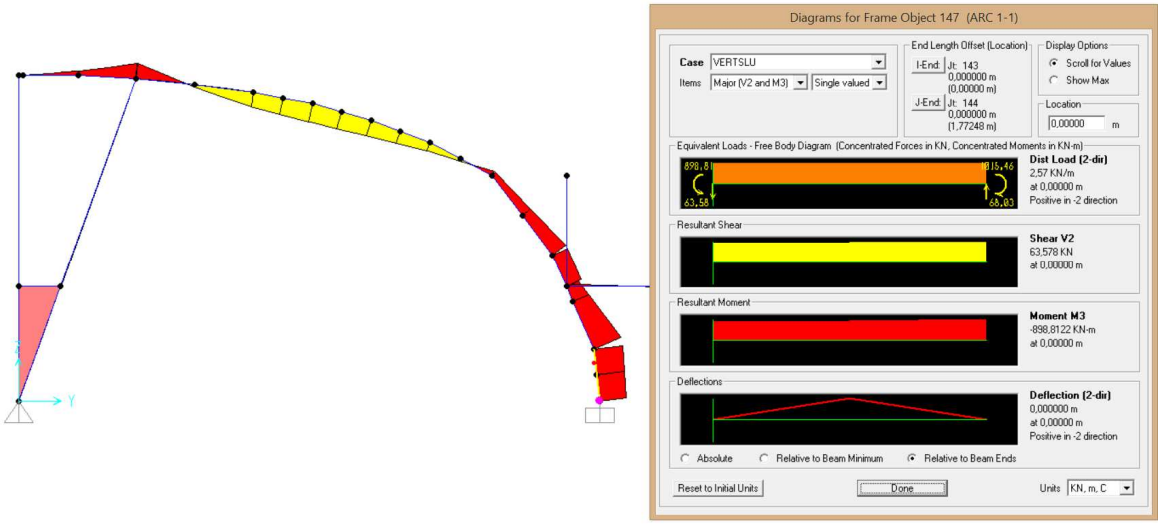


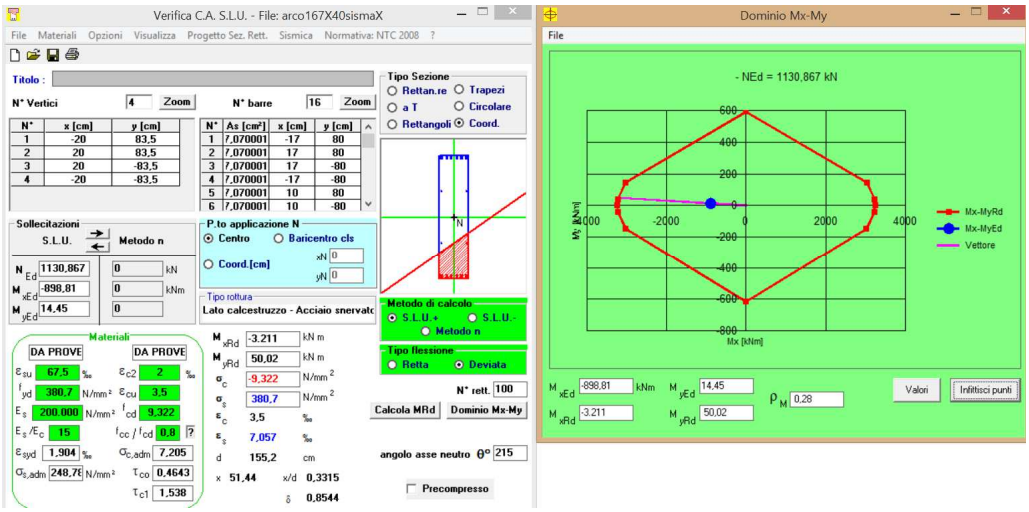
Mentre per le travi si riporta il quantitativo di armatura richiesto negli elementi strutturali del telaio caratterizzante il volume posteriore del corpo A1. Tali quantitativi risultano sempre modesti e inferiori ai quantitativi presenti desunti dalle indagini e da valutazioni di calcolo secondo la normativa dell'epoca, per cui le verifiche si ritengono pienamente soddisfatte.



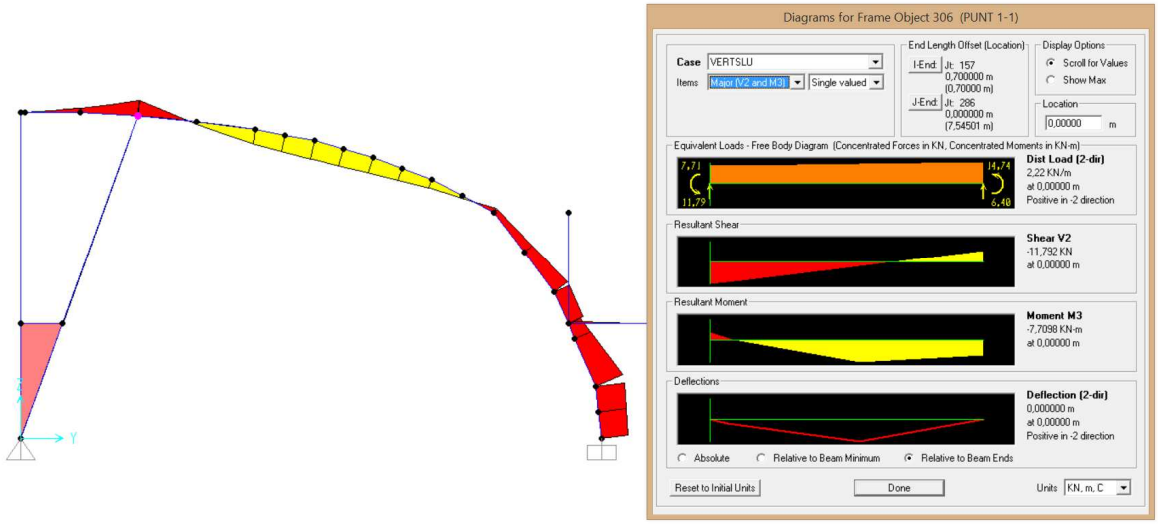
Per quanto riguarda invece la verifica statica di archi e puntoni, si riporta di seguito la verifica della sezione di base di uno degli archi centrali, e della sezione più stretta di uno dei puntoni appartenente allo stesso portale (potendo contare sulla ripetitività degli otto portali).

Arco





Puntone



Come si evince dai valori delle sollecitazioni mostrate sopra, e come si può facilmente comprendere dallo schema statico, il puntone non risulta avere problemi di tipo statico.

3.4.3 Verifica di vulnerabilità sismica

3.4.3.1 Verifica allo SLO

Per l'azione sismica di progetto allo stato limite di operatività, dovrà essere verificato che gli spostamenti strutturali non producano danni tali da rendere temporaneamente inagibile l'edificio.

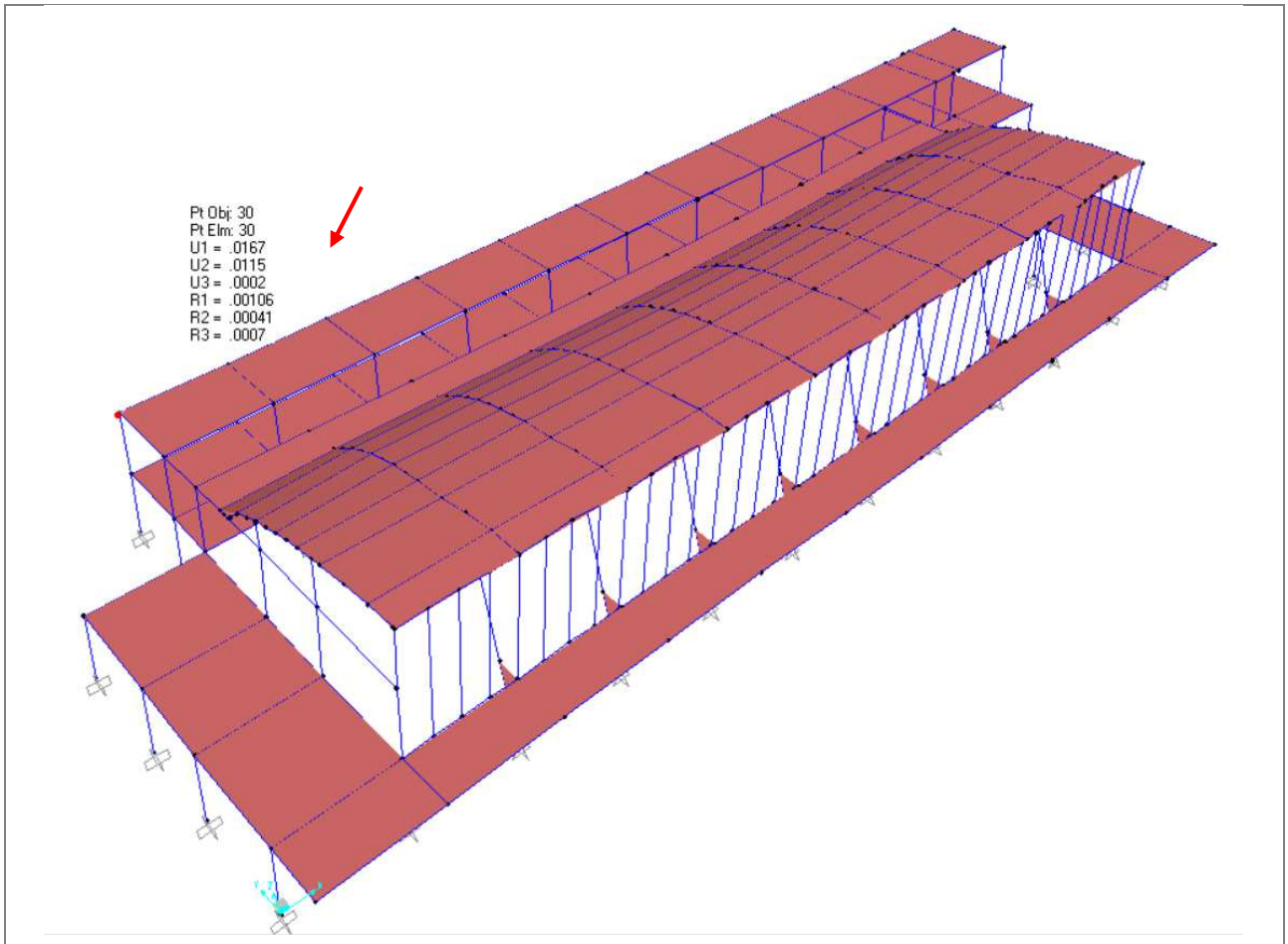
In analogia con gli edifici di nuova costruzione, la verifica è ritenuta soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in situazione sismica (d_r) sono inferiori al limite fissato dalla normativa per le costruzioni con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa, ovvero:

$$d_r < \frac{2}{3} \cdot (0.005h) \qquad \text{dove } h \text{ è l'altezza d'interpiano}$$

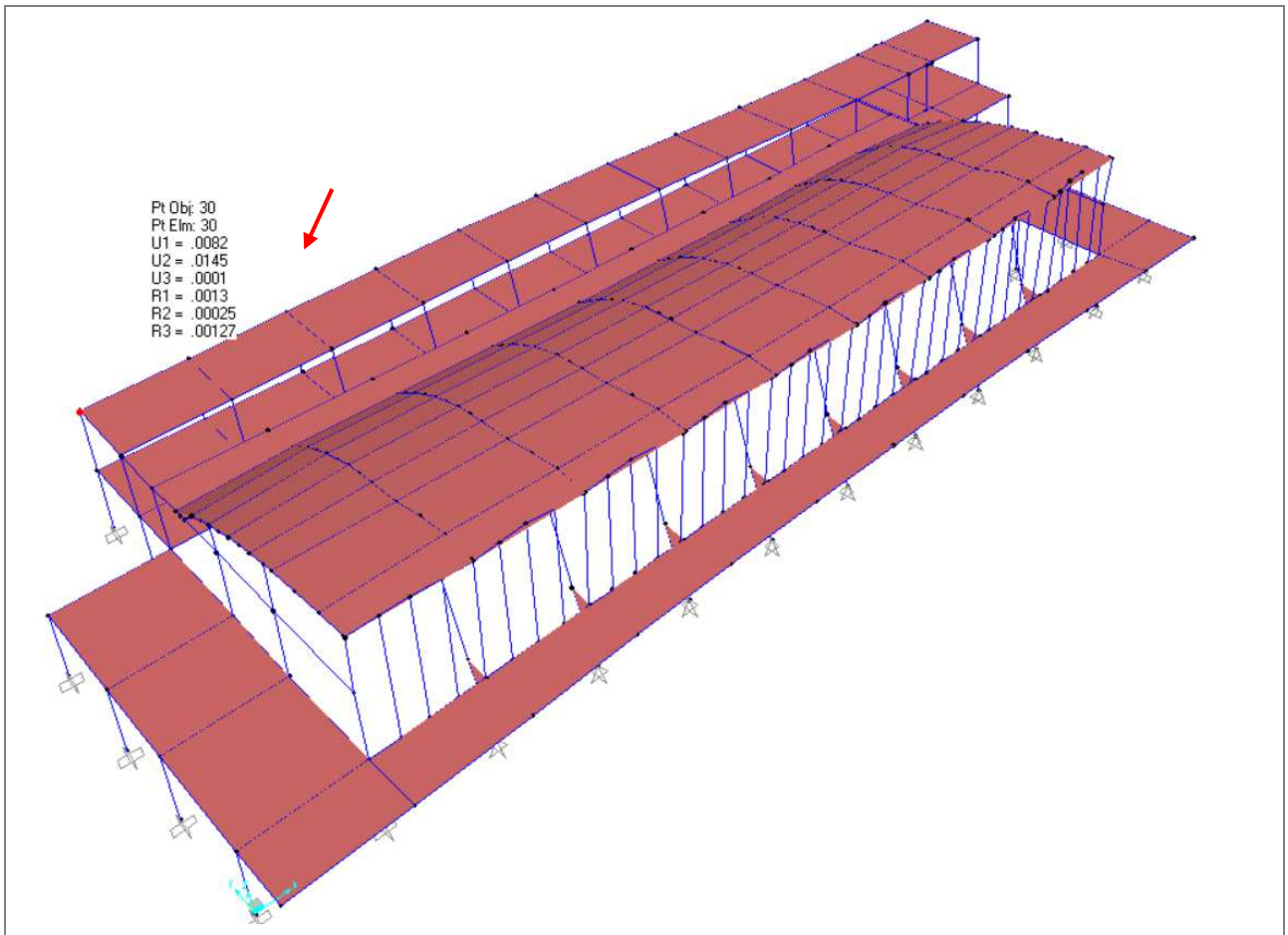
Lo spostamento assoluto d_r viene determinato come risultante degli spostamenti U_1 e U_2 nelle due direzioni principali:

$$dr = \sqrt{U_1^2 + U_2^2}$$

Nel volume posteriore del corpo A1 gli spostamenti massimi relativi superano il limite di normativa. Nel seguito sono riportate le deformate con gli spostamenti massimi nelle due direzioni principali per le combinazioni più gravose.



Spostamenti combinazione SismXslo



Spostamenti combinazione SismYslo

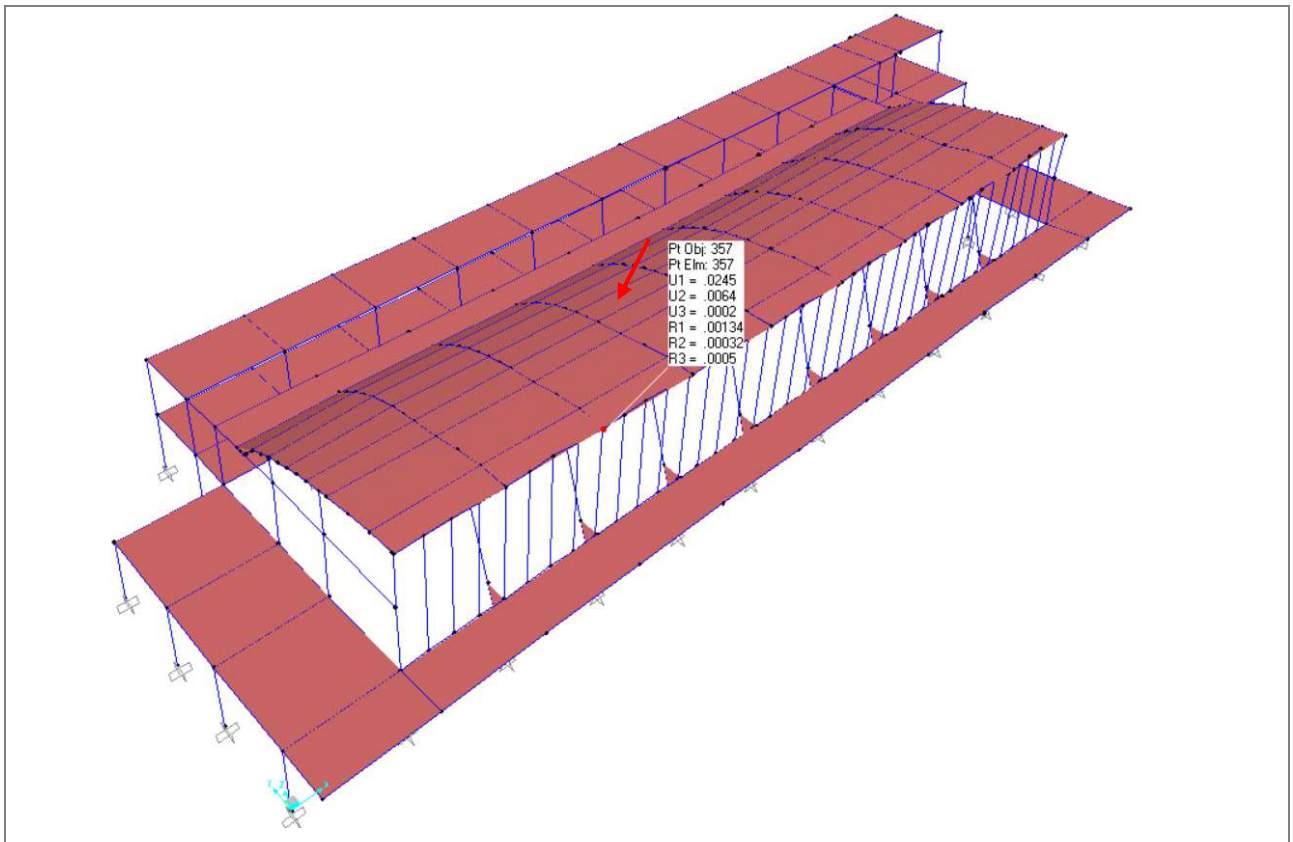
Dalle immagini è possibile vedere che gli spostamenti sommitali superano il limite consentito

h = 3,8 m si ha $d_r = \frac{2}{3} \cdot (0.005 \cdot 3{,}8) = 0{,}0126\ m.$

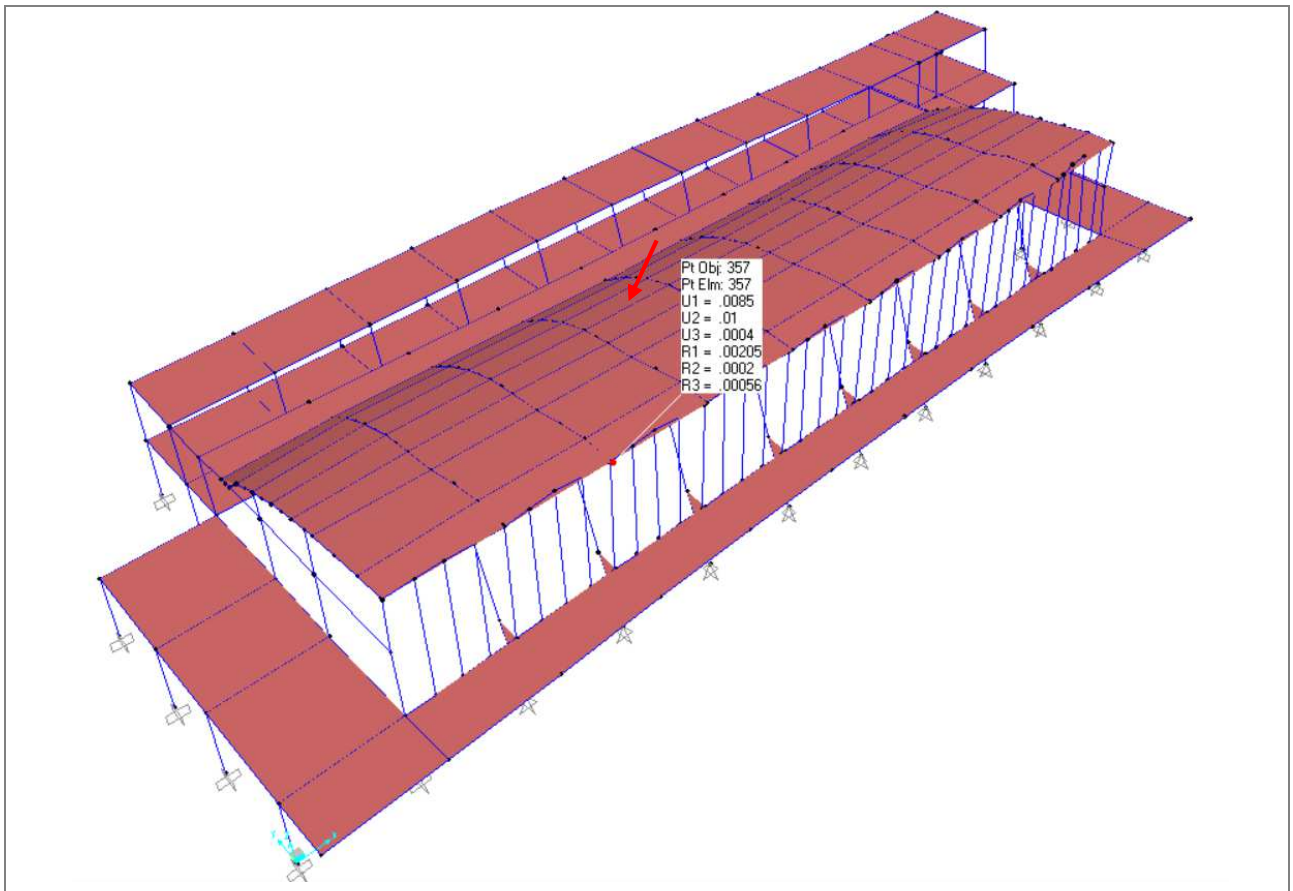
Mentre, per quanto riguarda gli spostamenti sommitali dell'arco del secondo portale si ha:

h = 11,11 m si ha $d_r = \frac{2}{3} \cdot (0.005 \cdot 11{,}11) = 0{,}037\ m.$

Nel seguito sono riportate le deformate con gli spostamenti massimi nelle due direzioni principali per le combinazioni più gravose.



Spostamenti combinazione SismXslo



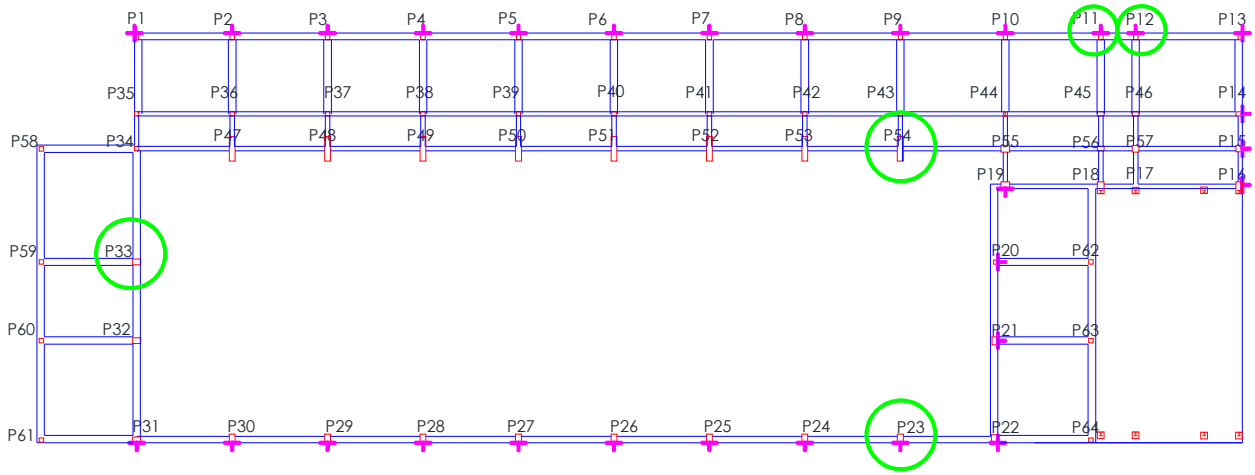
Spostamenti combinazione SismYslo

Nel volume centrale del corpo A1 gli spostamenti massimi relativi risultano abbondantemente inferiori al limite di normativa.

3.4.3.2 Verifiche allo SLV – meccanismi duttili

In questo paragrafo si riportano le verifiche a pressoflessione condotte per la sezione di base e centrale di uno degli archi tipo e del puntone ad esso corrispondente, per uno dei pilastri dei telai di testata della parte centrale del corpo A1 e per due pilastri tipo appartenenti al volume posteriore del corpo A1. Tali verifiche sono state condotte per le condizioni sismiche relative allo SLV (in X e in Y) associando alle massime sollecitazioni flettenti il minor sforzo assiale.

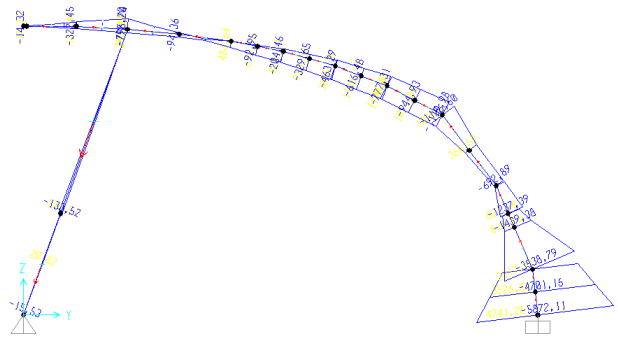
Le pilastrate verificate sono le n. P11, P12, P26, P33 e P23 e sono evidenziate in figura.



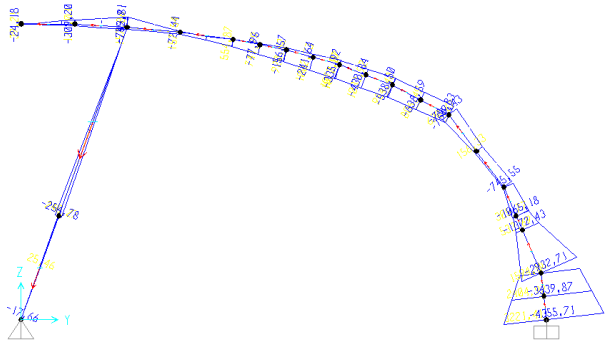
Arco

Per quanto riguarda gli archi disposti in direzione trasversale, le sollecitazioni flettenti mantengono per tutti circa lo stesso andamento ma sono maggiori per quelli esterni e minori in quelli interni.

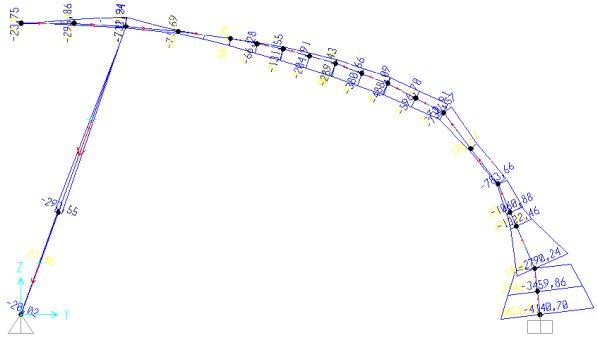
DIAGRAMMI DI M33



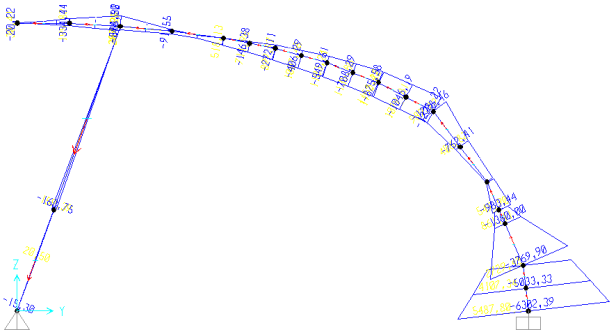
Arco P47 – SismaY SLV q=1.5



Arco P49 – SismaY SLV q=1.5

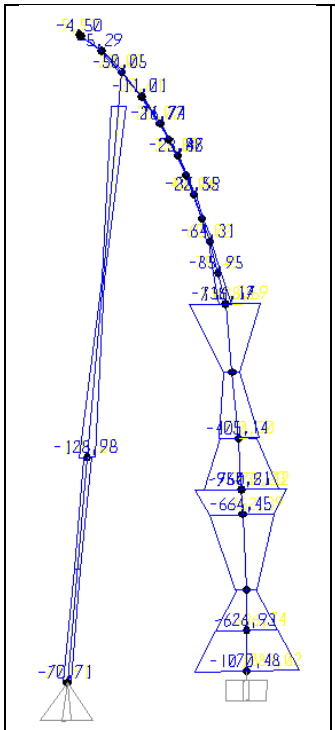


Arco P51 – SismaY SLV q=1.5



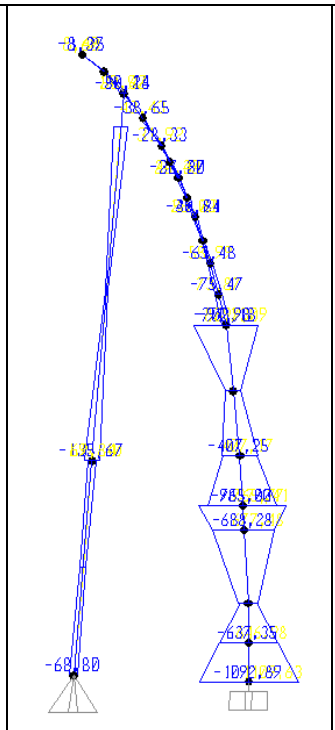
Arco P54 – SismaY SLV q=1.5

DIAGRAMMI DI M22



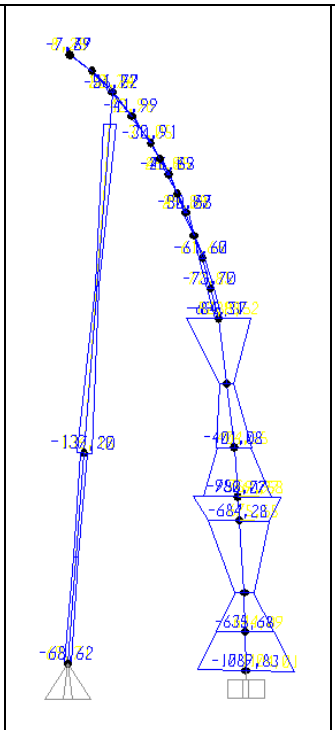
Arco P47 – SismaX SLV

q=1.5



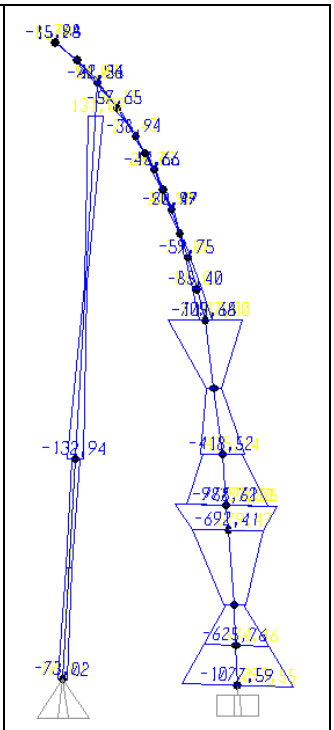
Arco P49 – SismaX SLV

q=1.5



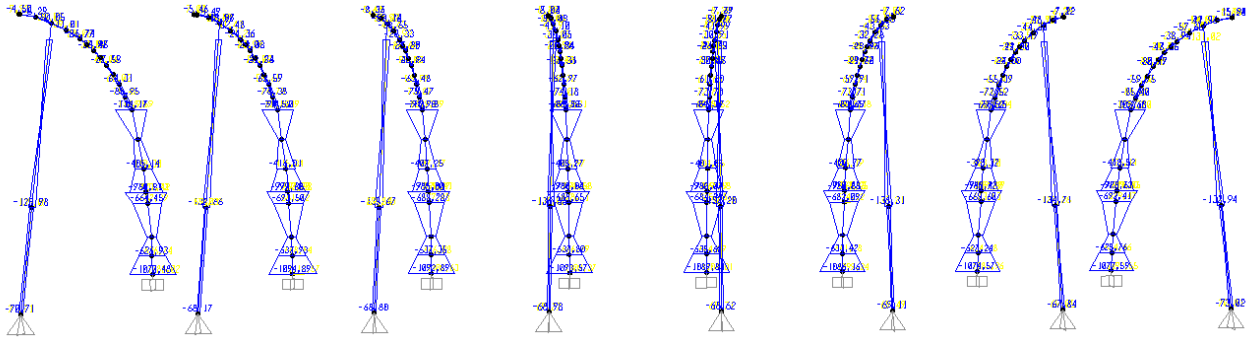
Arco P51 – SismaX SLV

q=1.5



Arco P54 – SismaXY SLV

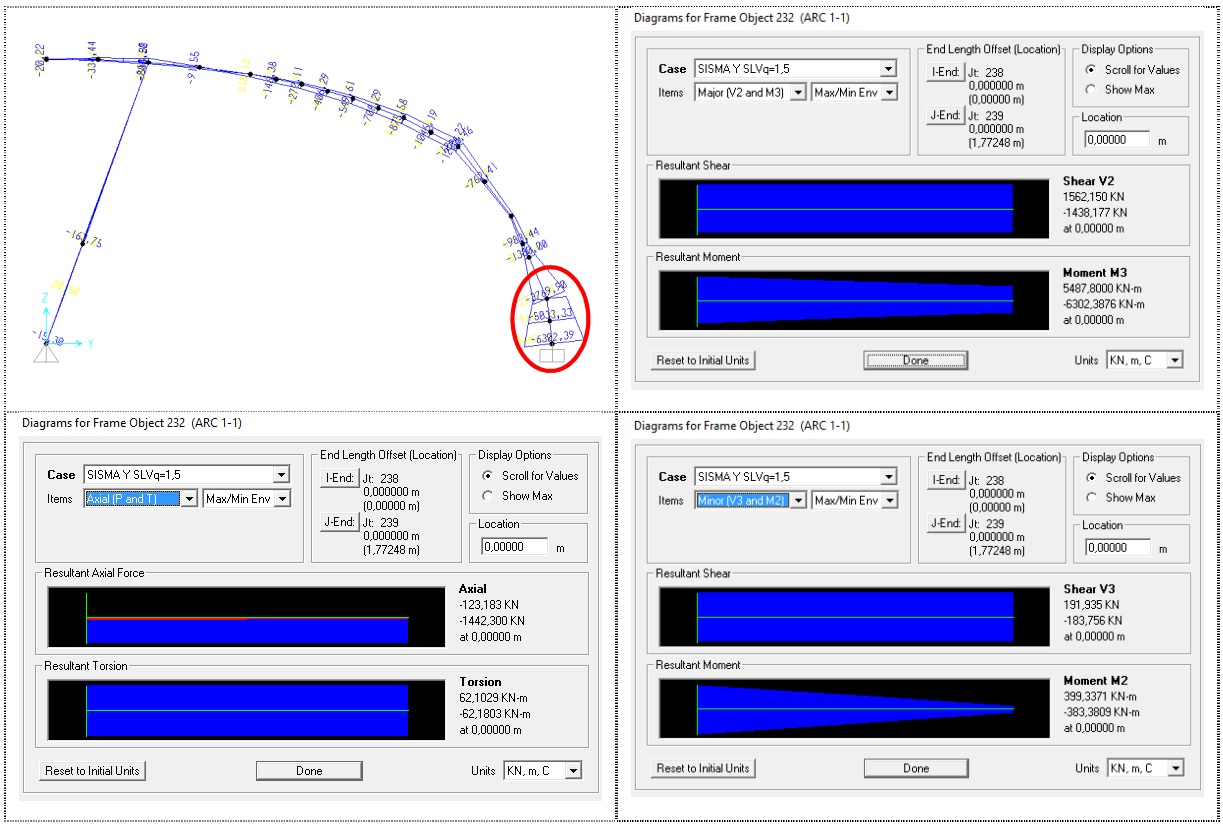
q=1.5

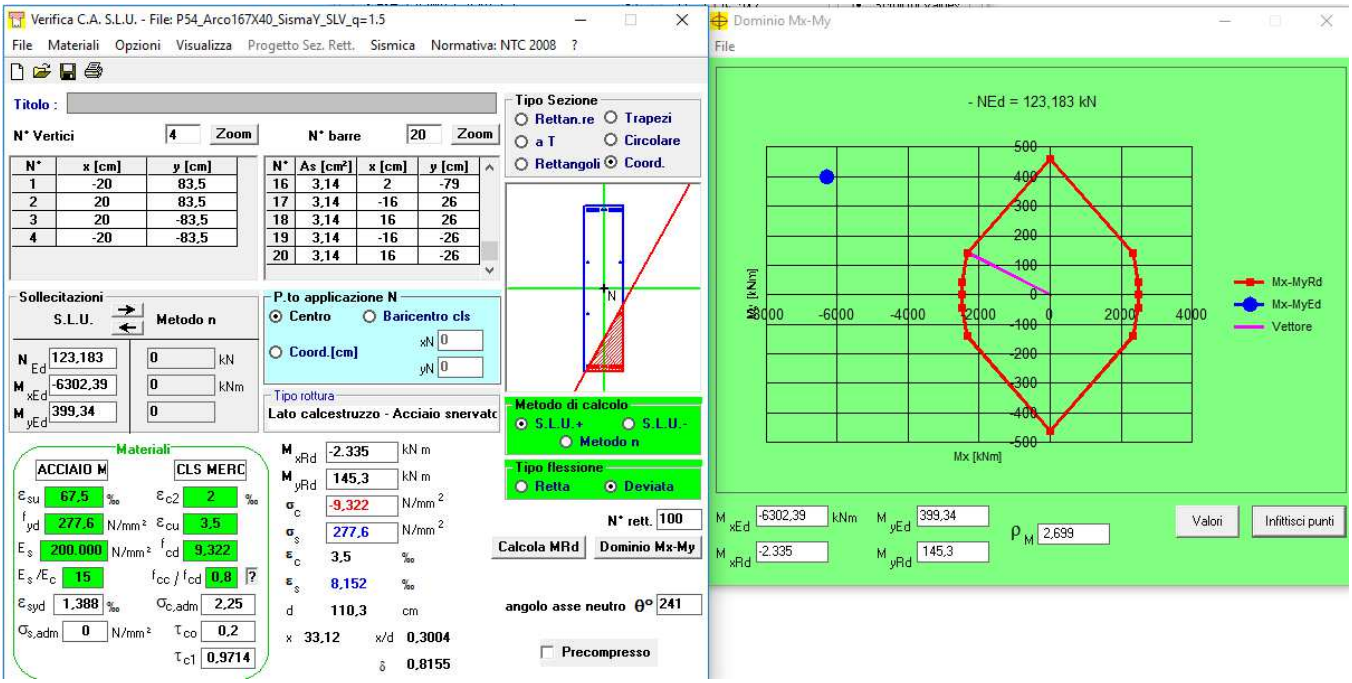


Archi – SismaX SLV q=1.5

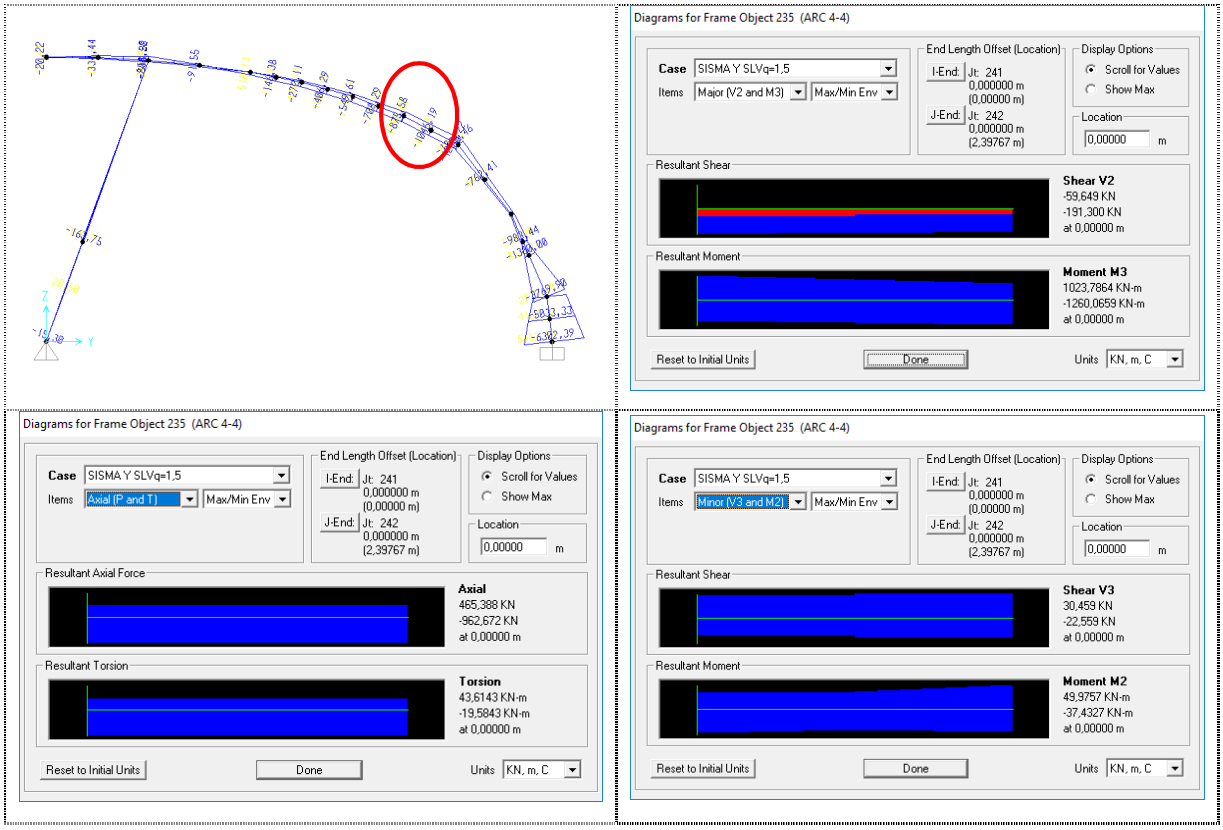
L'arco più sollecitato a presso-flessione risulta essere l'Arco P54 sotto la combinazione di carico con sisma prevalente nella direzione Y (SismaYSLVq=1.5), per il quale si riporta di seguito la verifica a presso-flessione deviata allo SLV.

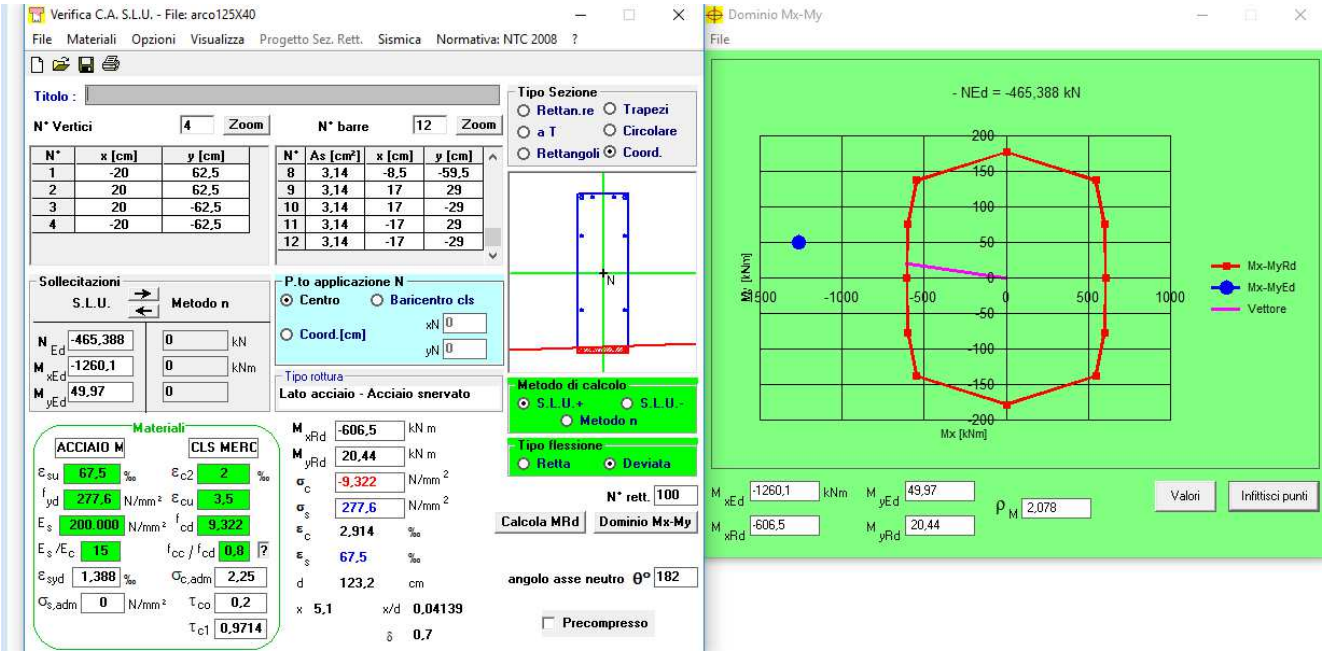
Arco P54 SismaYSLVq=1,5 – Sezione di base





Arco P54 SismaYSLVq=1,5 – Sezione centrale

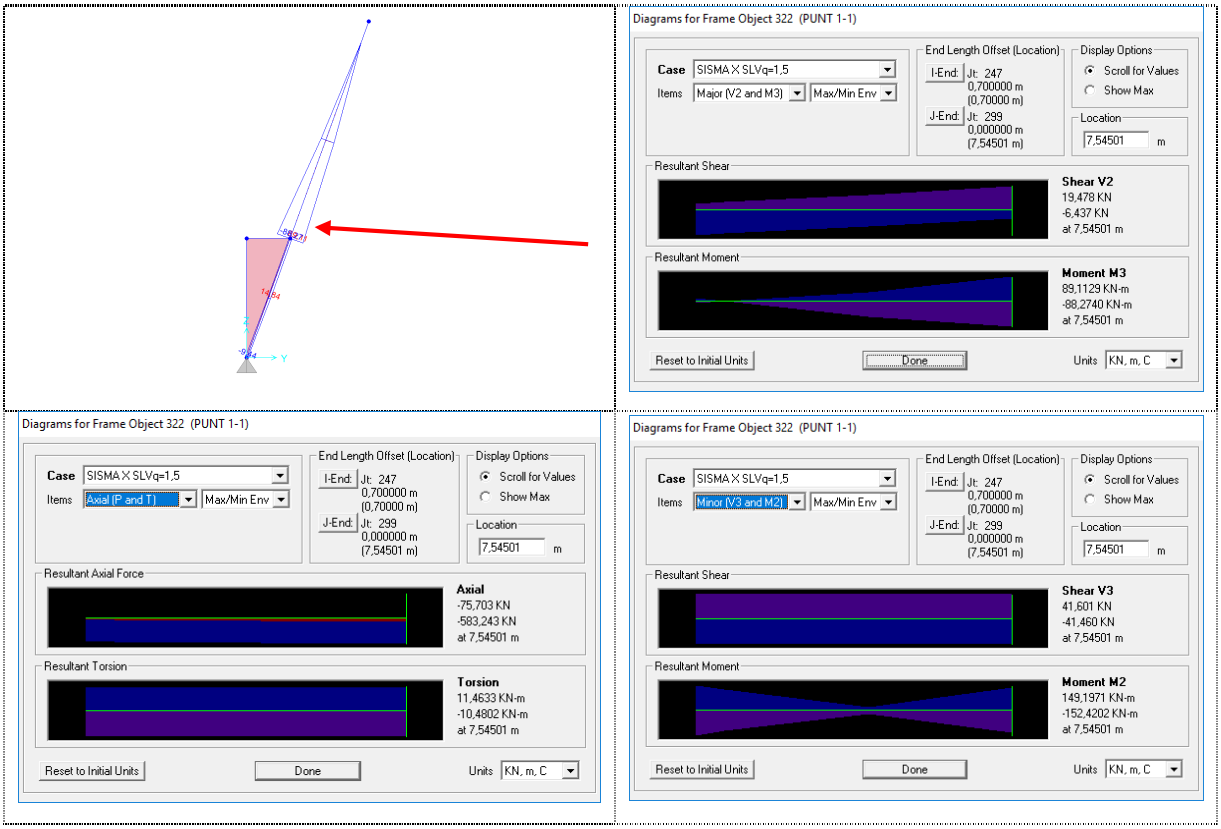




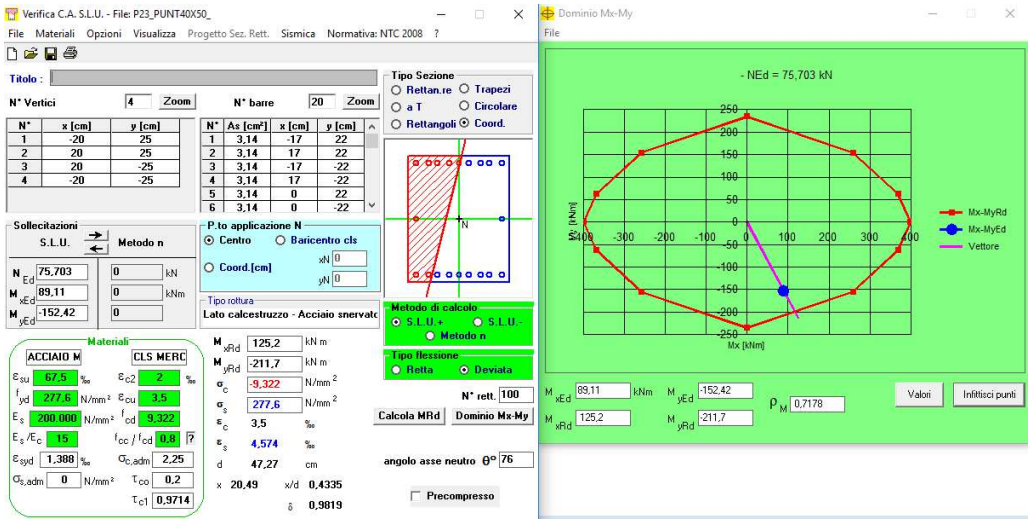
Puntone

Si riporta la verifica del puntone P23 dell'arco P54, per Sisma X, nelle due direzioni X e Y. Essendo il puntone a sezione variabile, si effettua la verifica della sezione inferiore, maggiormente sollecitata, con le armature rilevate (caratterizzate da una lieve discrepanza rispetto al progetto originale).

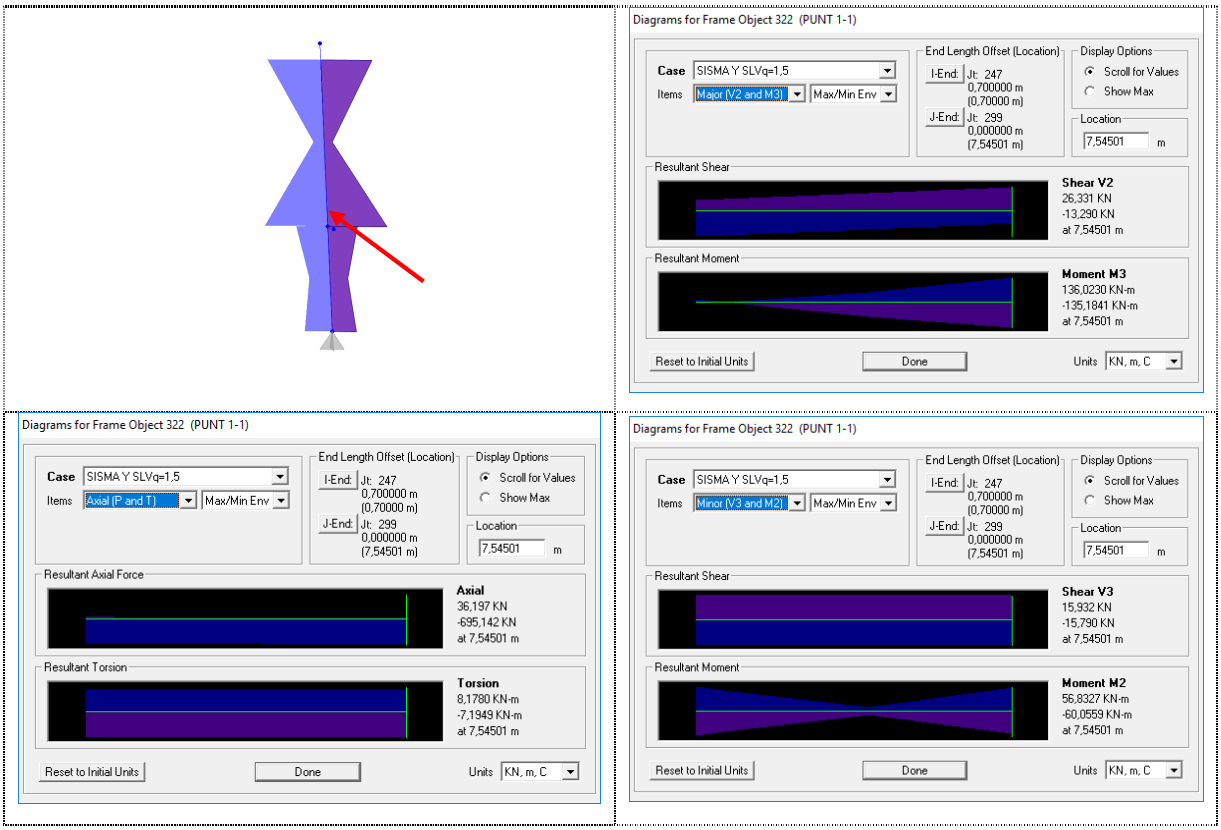
Puntone P23 SismaX SLVq=1,5 – Sezione 40 X 50



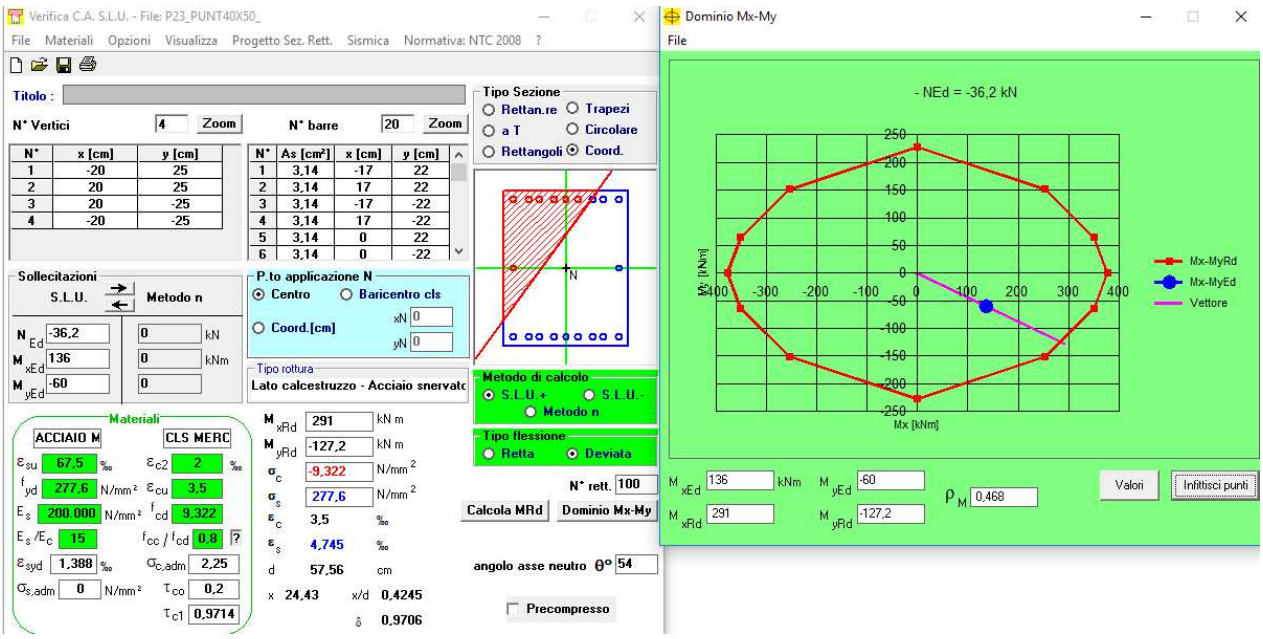
Puntone P23 – SismaX SLV q=1.5



Puntone P23 SismaY SLVq=1,5 – Sezione 40 X 50

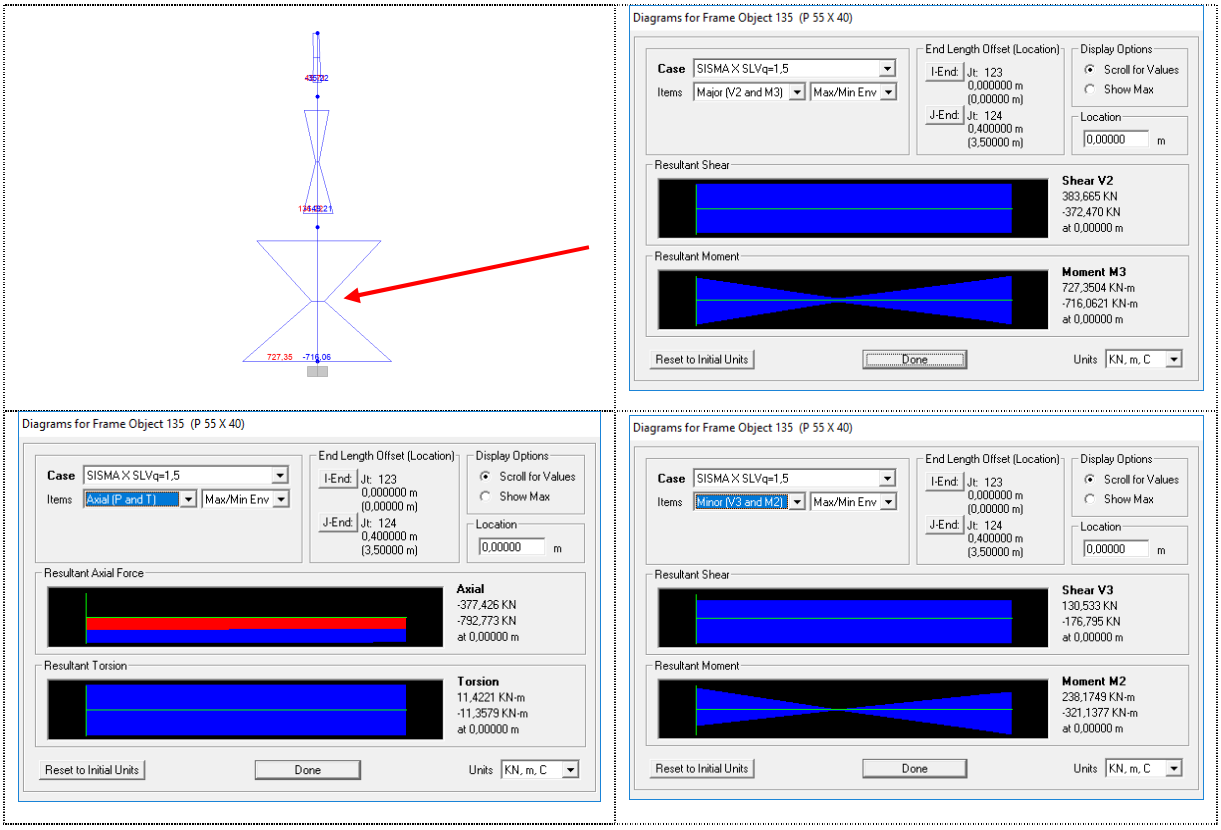


Puntone P23 – SismaY SLV q=1.5

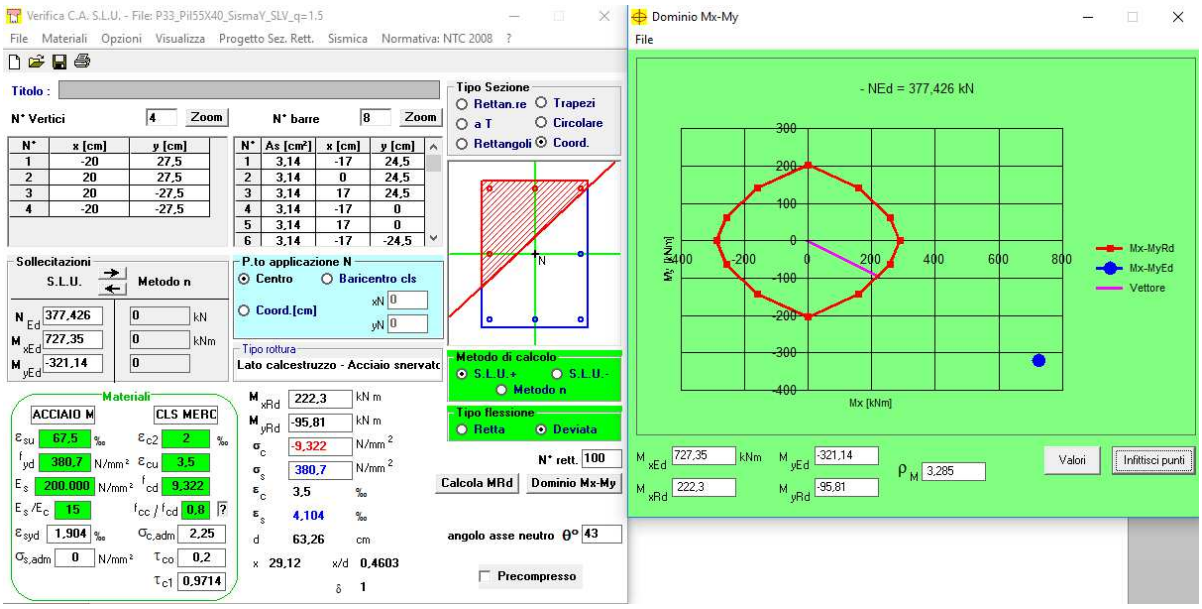


Telaio di testata della parte centrale del corpo A1.

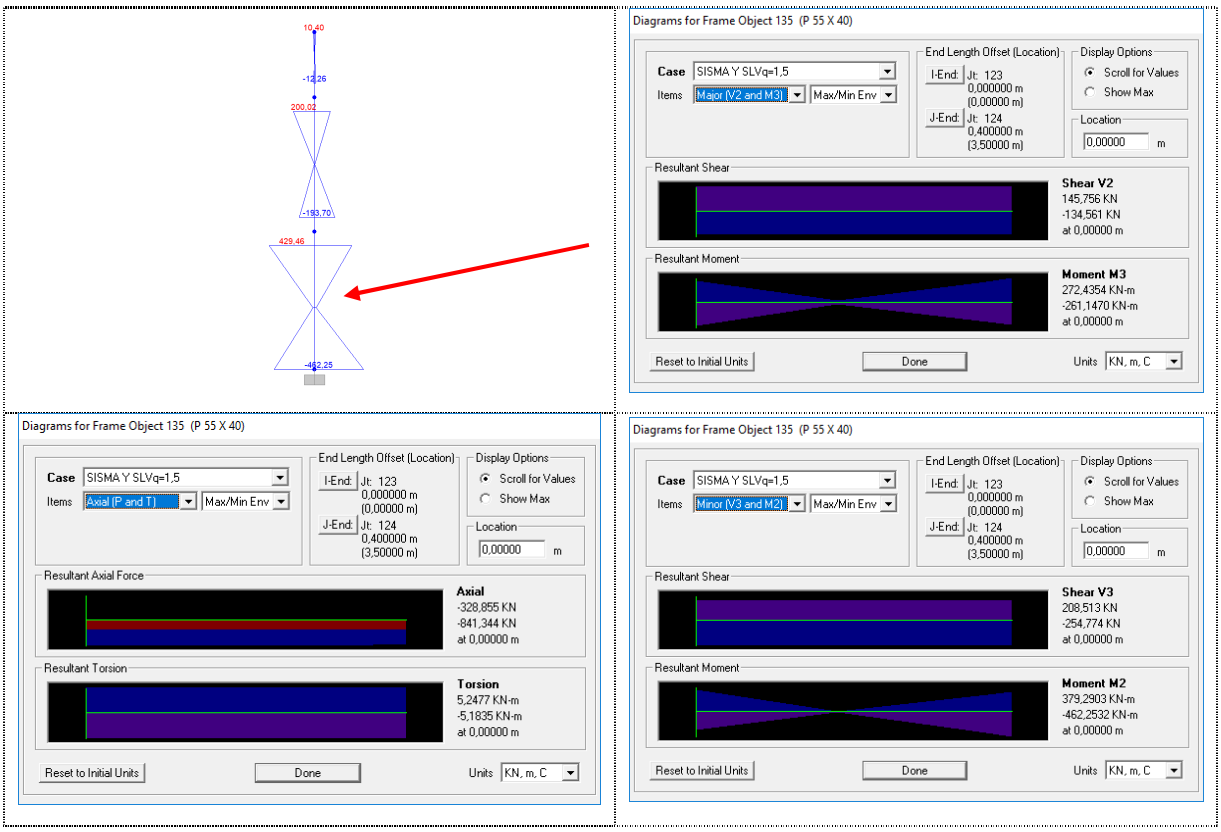
Pilastrata P33 SismaX SLVq=1,5 – Sezione di base



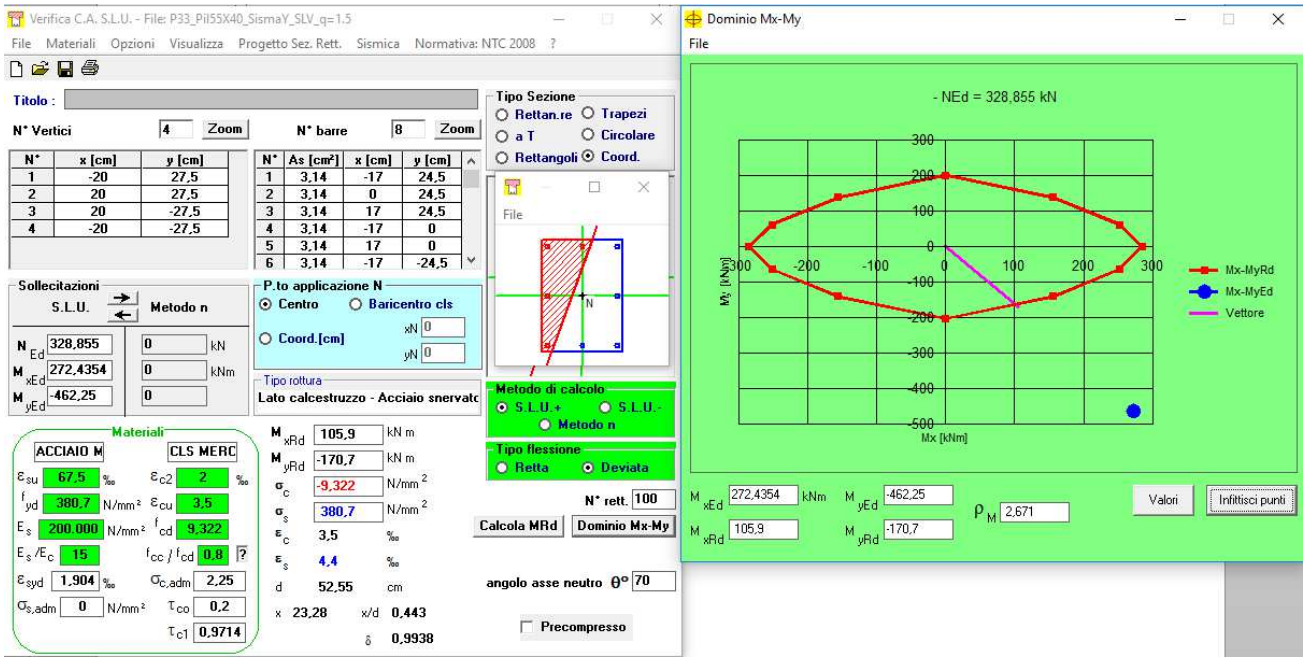
Pilastrata P33 – SismaX SLV q=1.5



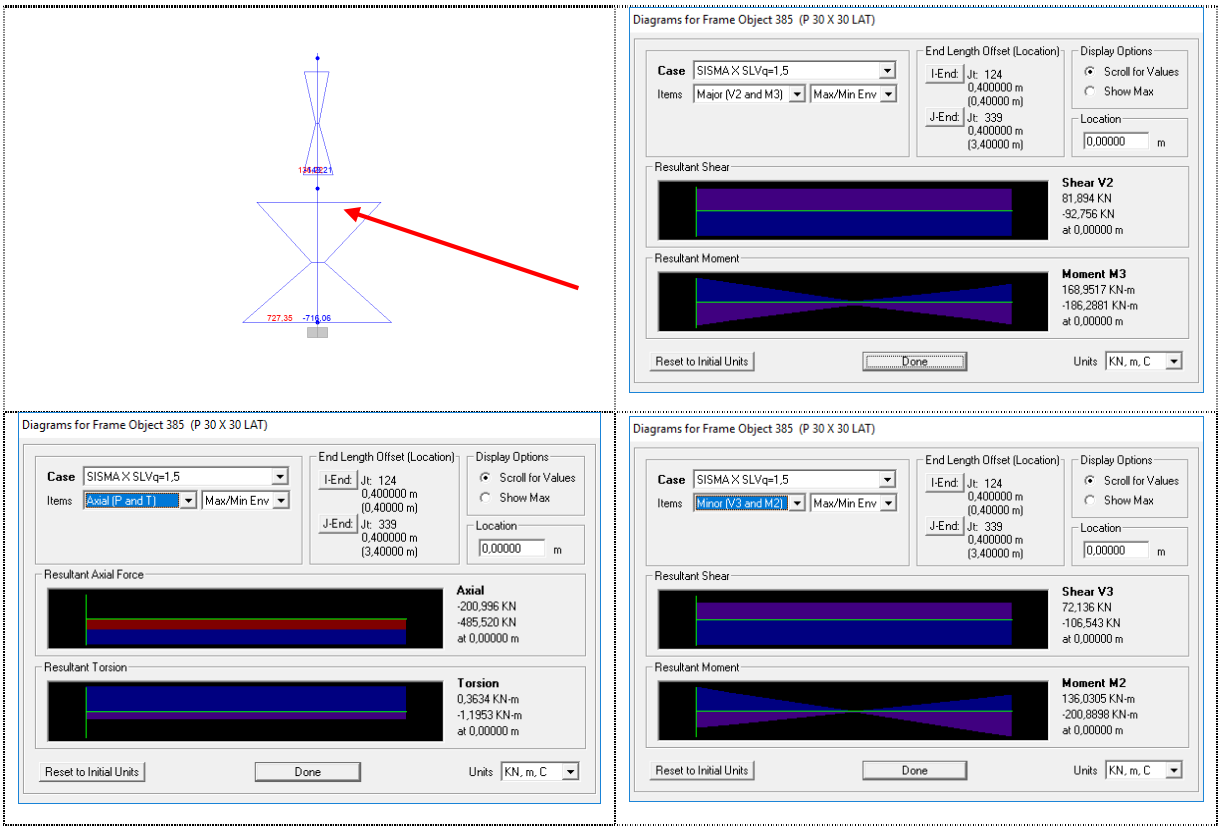
Pilastrata P33 SismaY SLVq=1,5 – Sezione di base



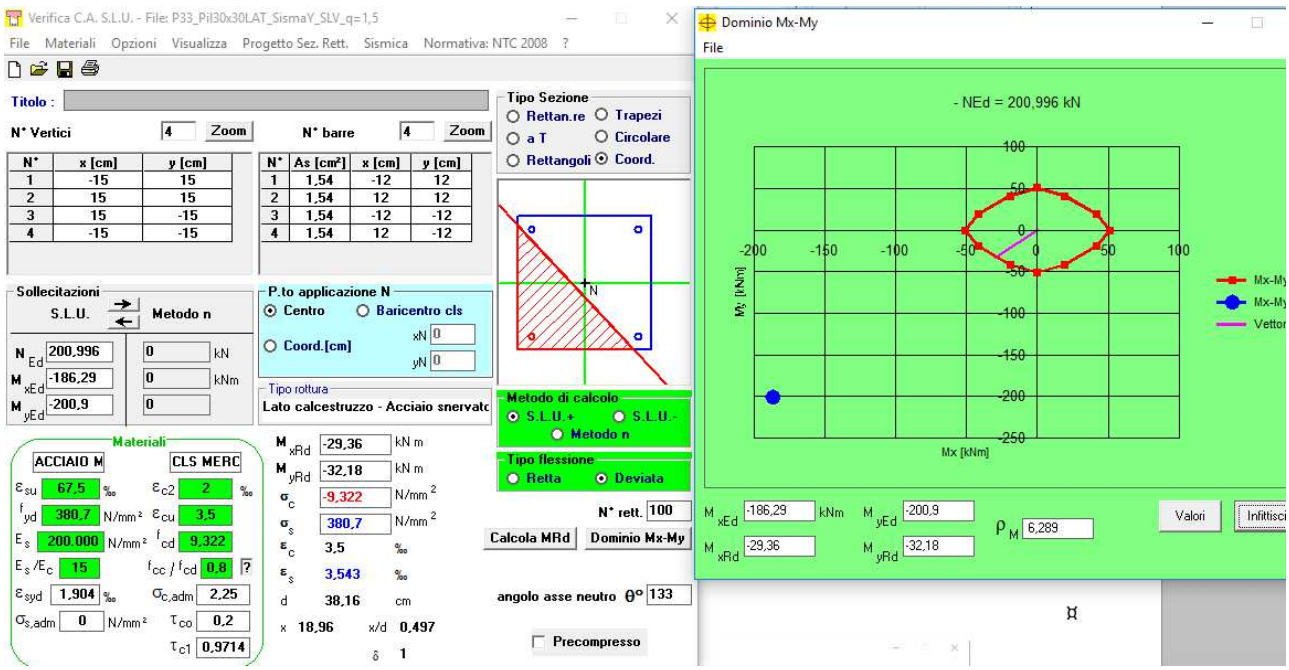
Pilastrata P33 – SismaY SLV q=1.5



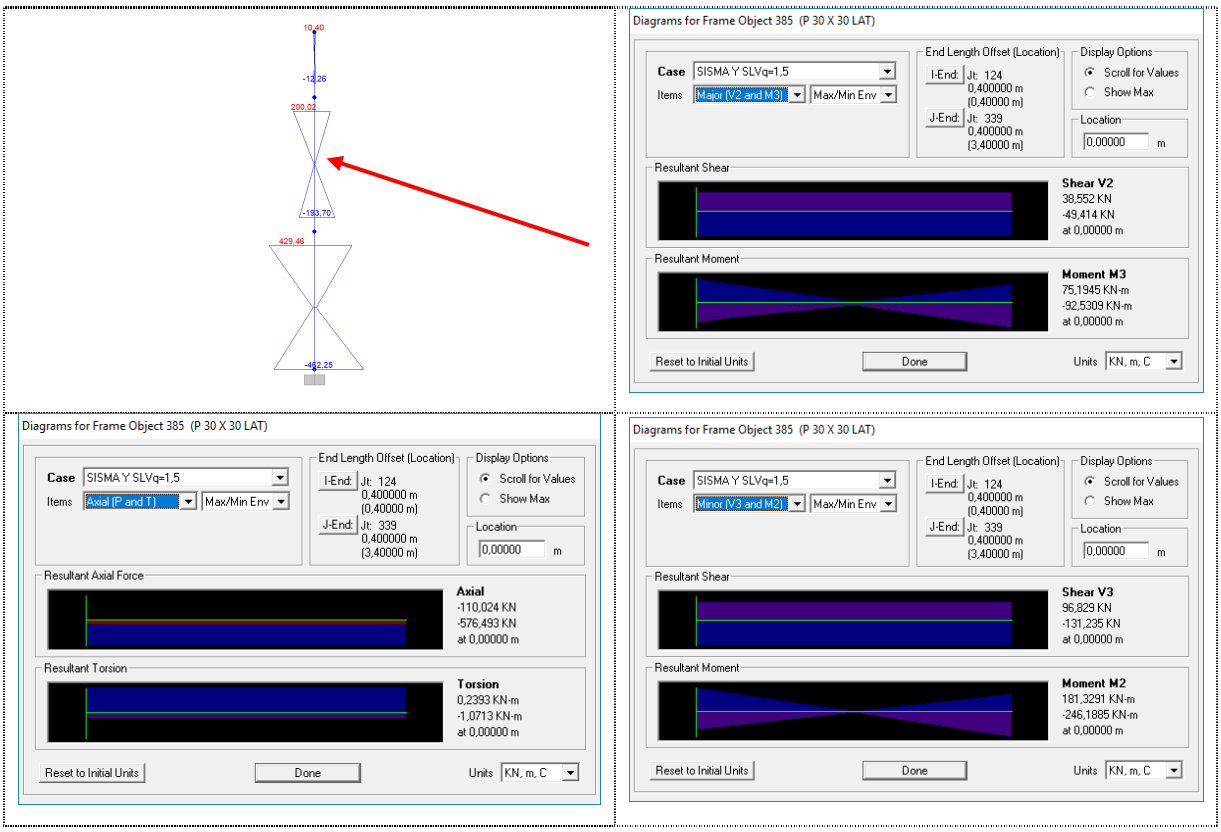
Pilastrata P33 SismaX SLVq=1,5 – Seconda elevazione



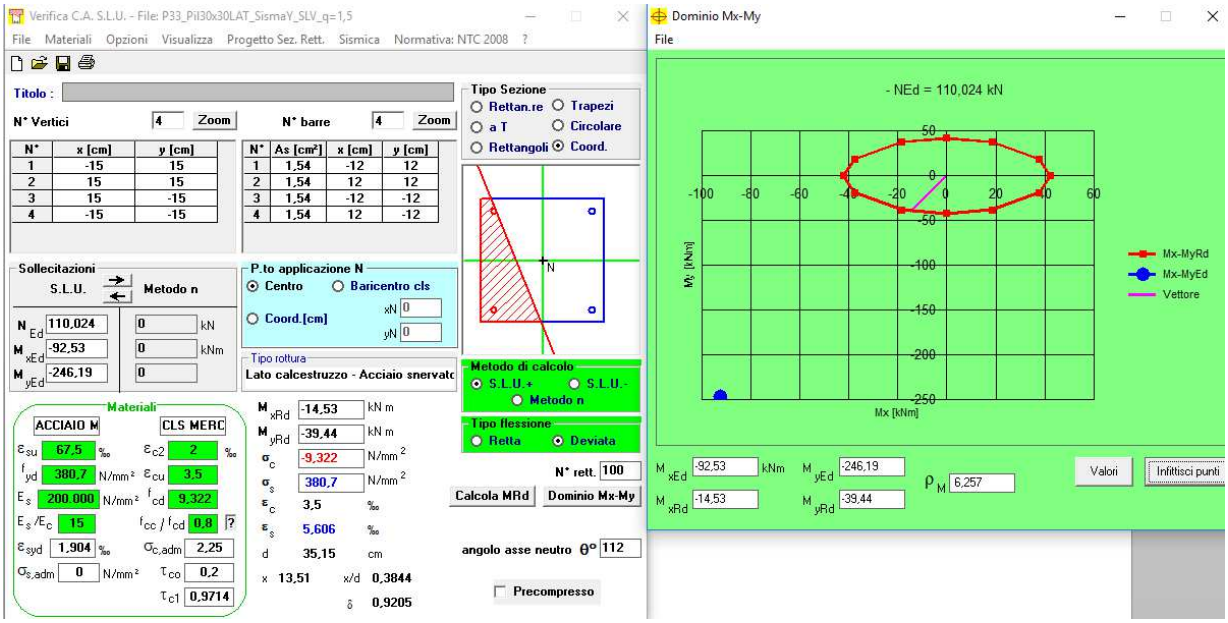
Pilastrata P33 – SismaX SLV q=1.5



Pilastrata P33 SismaY SLVq=1,5 – Seconda elevazione

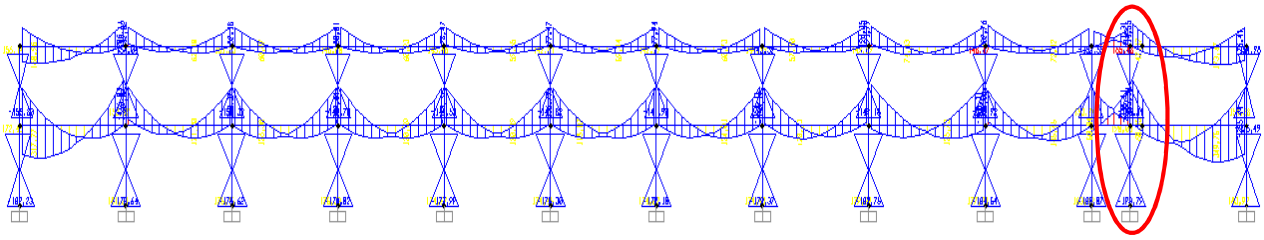


Pilastrata P33 – SismaY SLV q=1.5

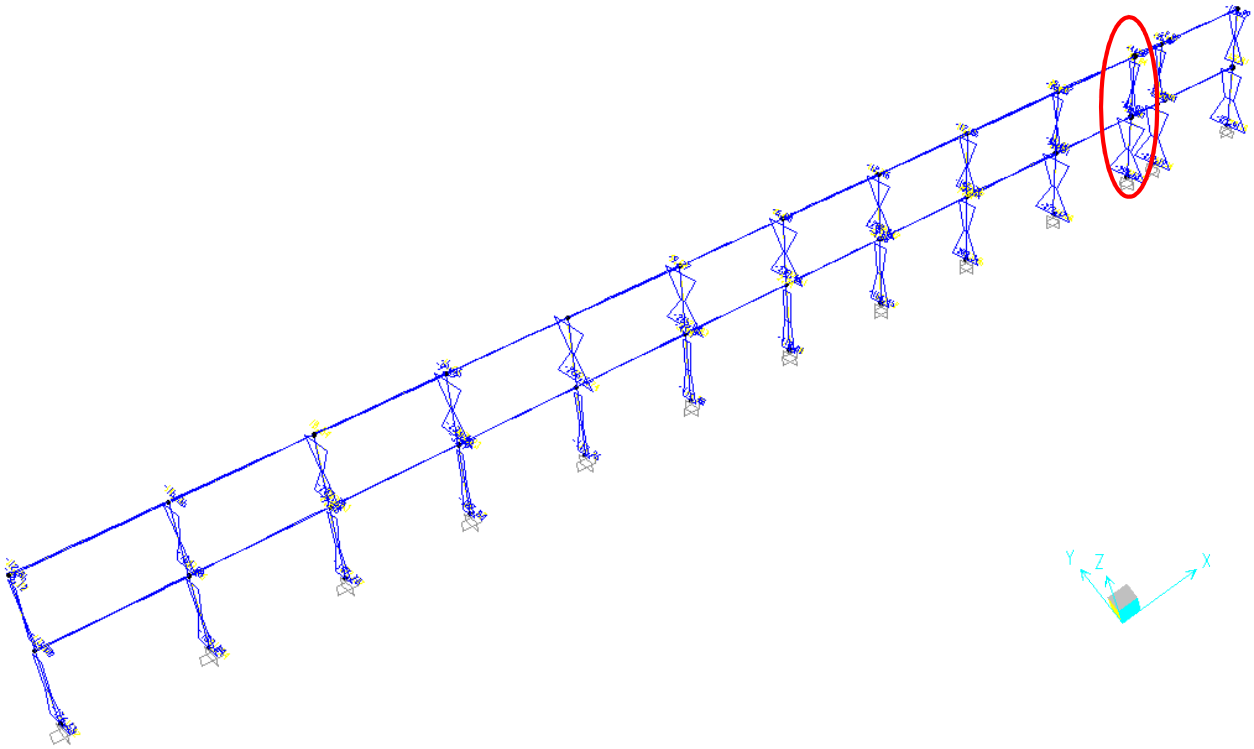


Pilastrata del telaio perimetrale più esterno del corpo A1

La pilastrata più sollecitata a pressoflessione è la P12, con azione sismica prevalente nella direzione X (SismaXSLVq=1.5) e la P11 con azione sismica prevalente nella direzione Y (SismaYSLVq=1.5). Di entrambe le pilastrate si effettua la verifica a pressoflessione deviata della sezione di base, che è quella con momento massimo.

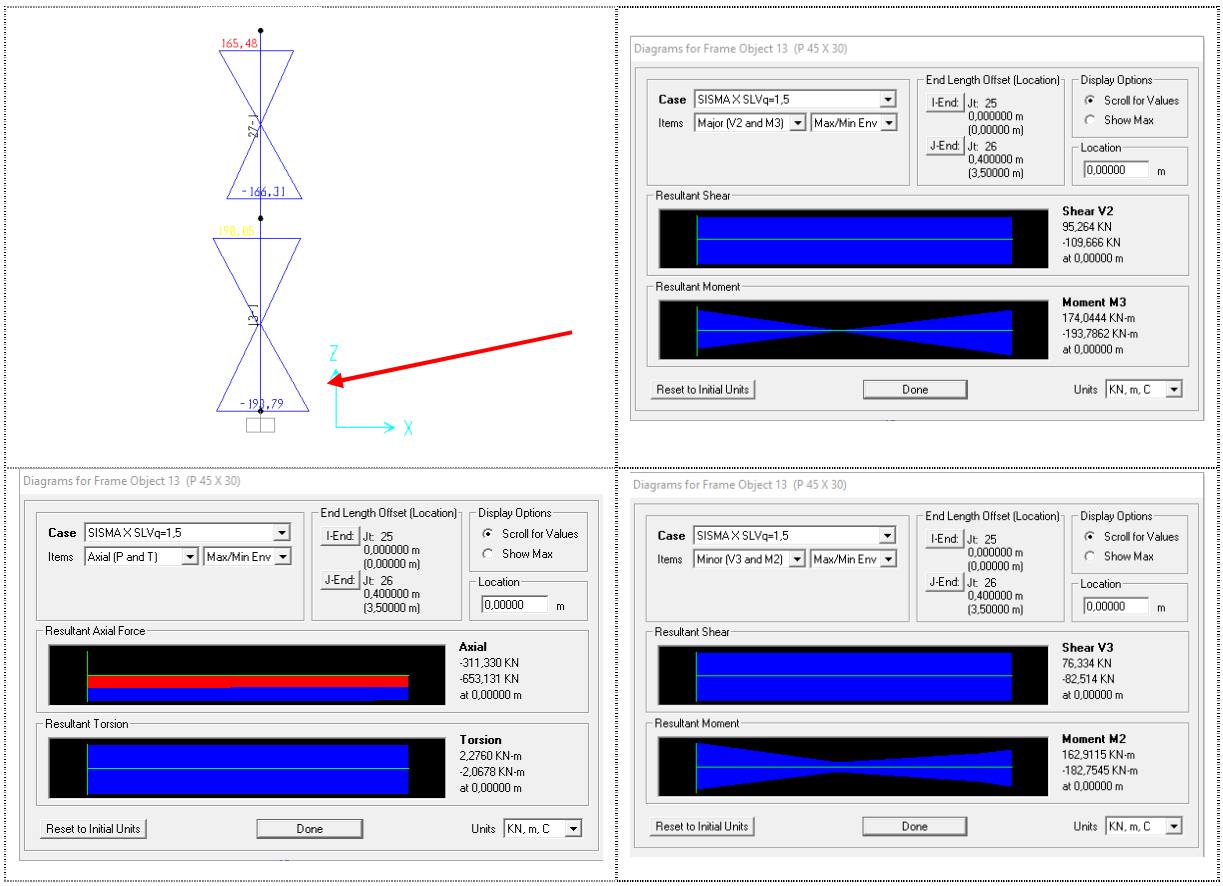


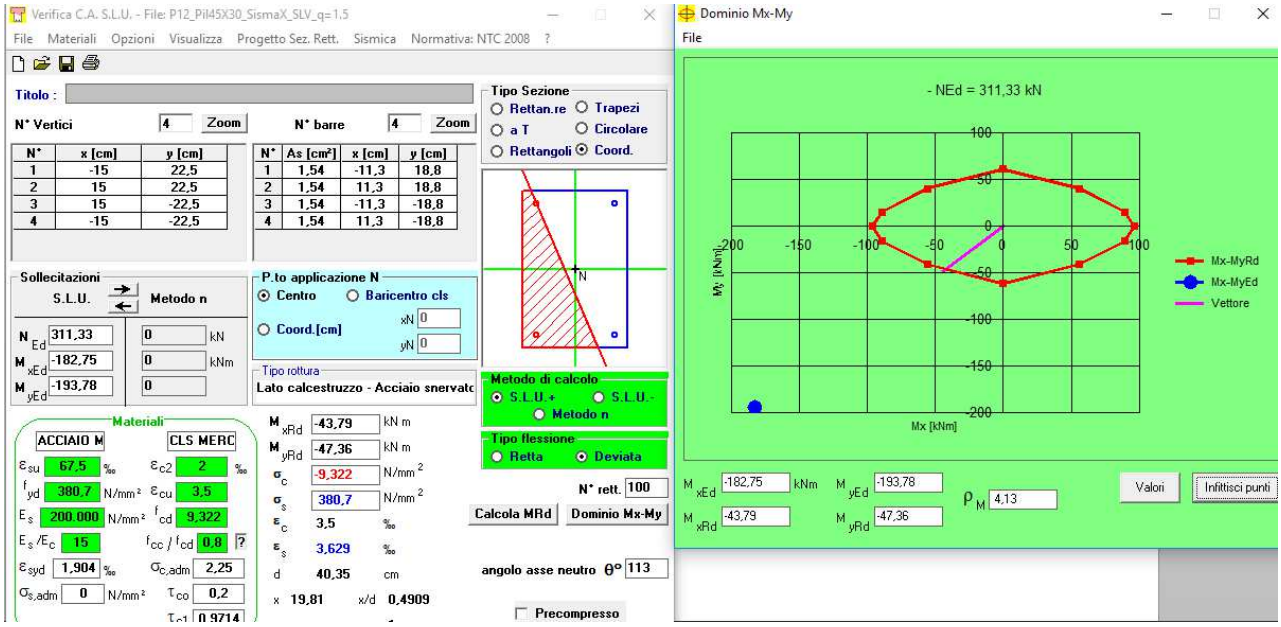
Pilastrata P12 – SismaX SLV q=1.5



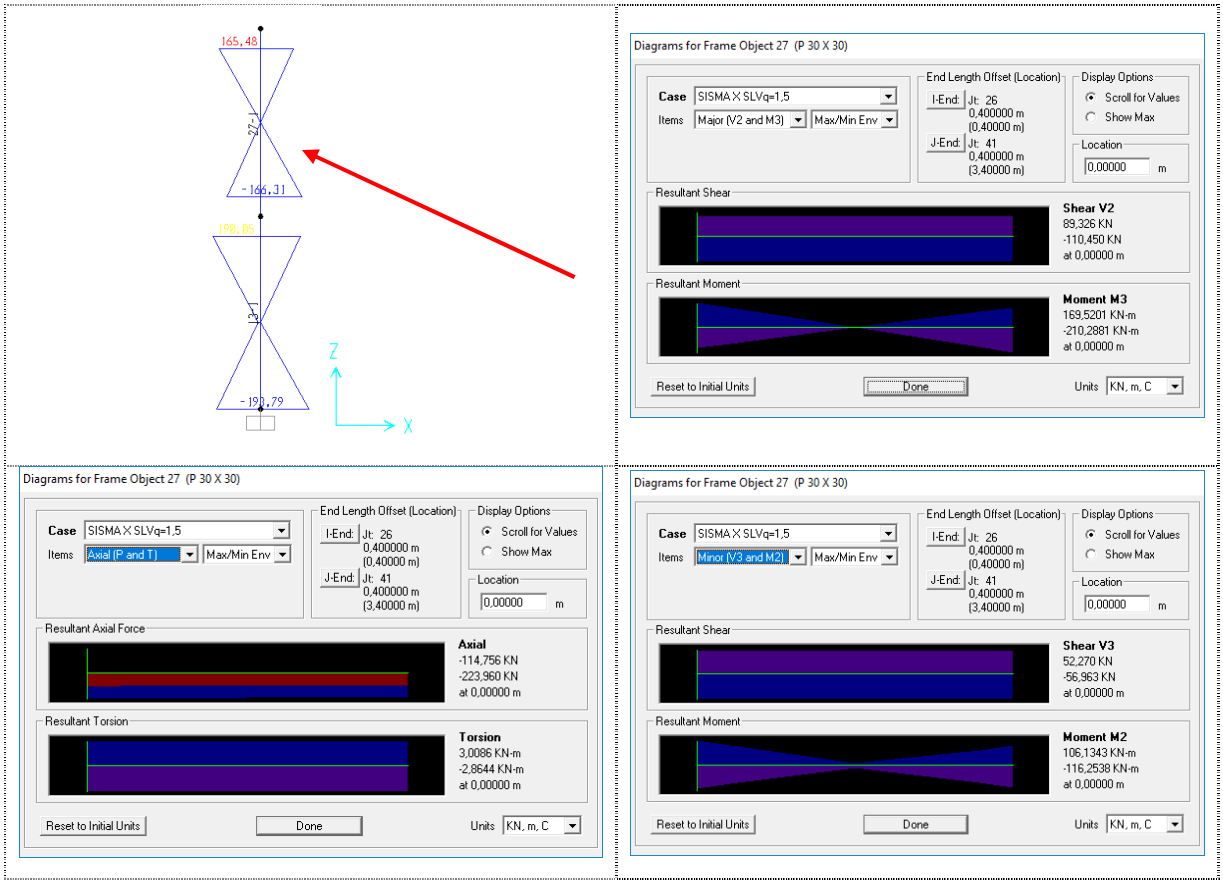
Pilastrata P11 – SismaY SLV q=1.5

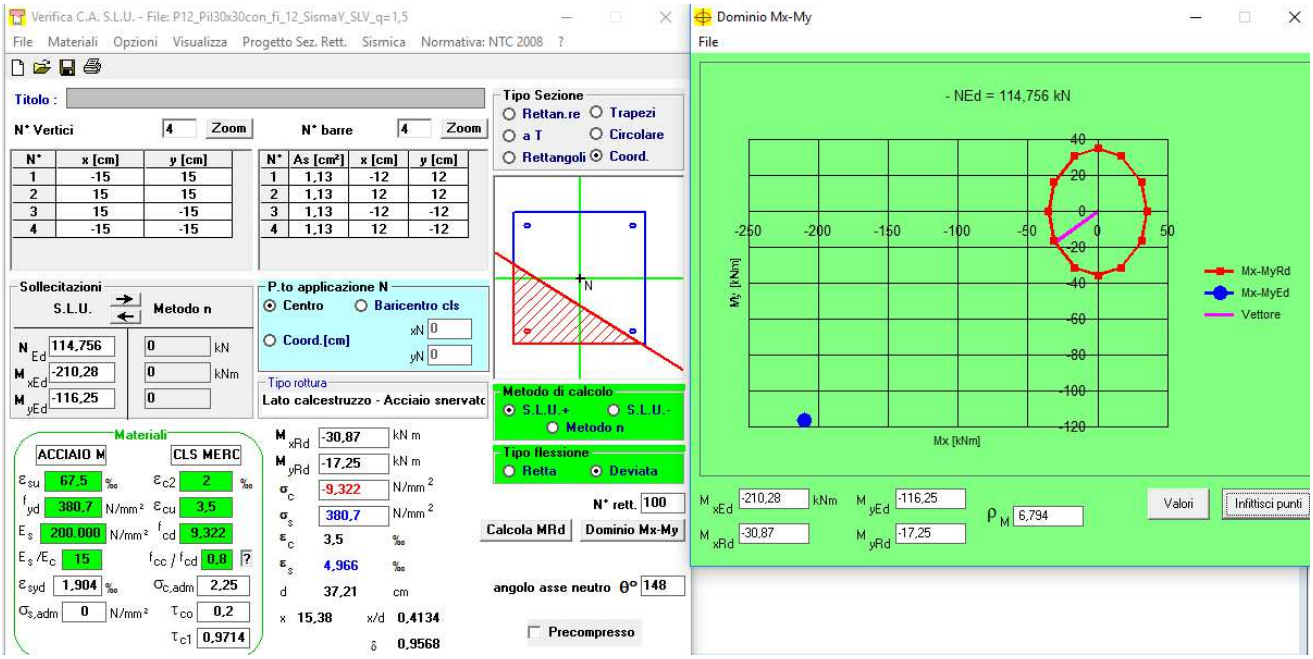
Pilastrata P12 SismaXSLVq=1,5 – Sezione di base



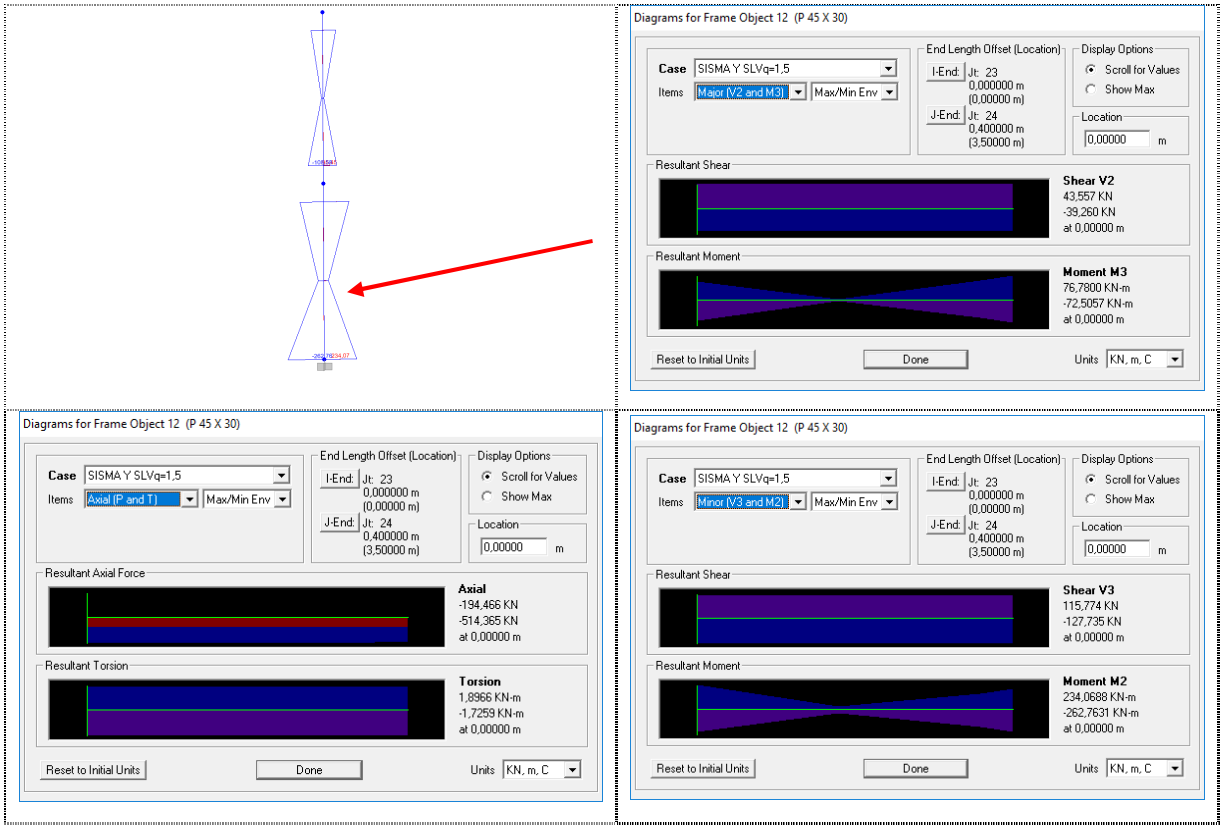


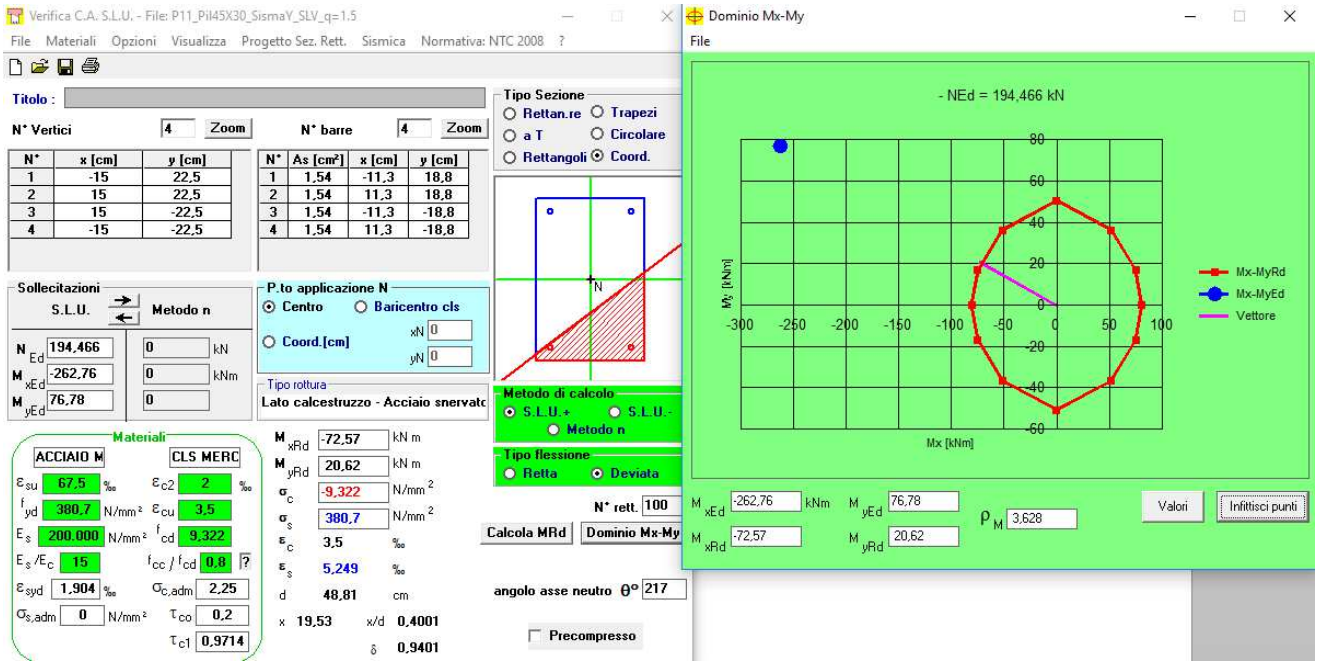
Pilastrata P12 SismaXSLVq=1,5 – Seconda elevazione



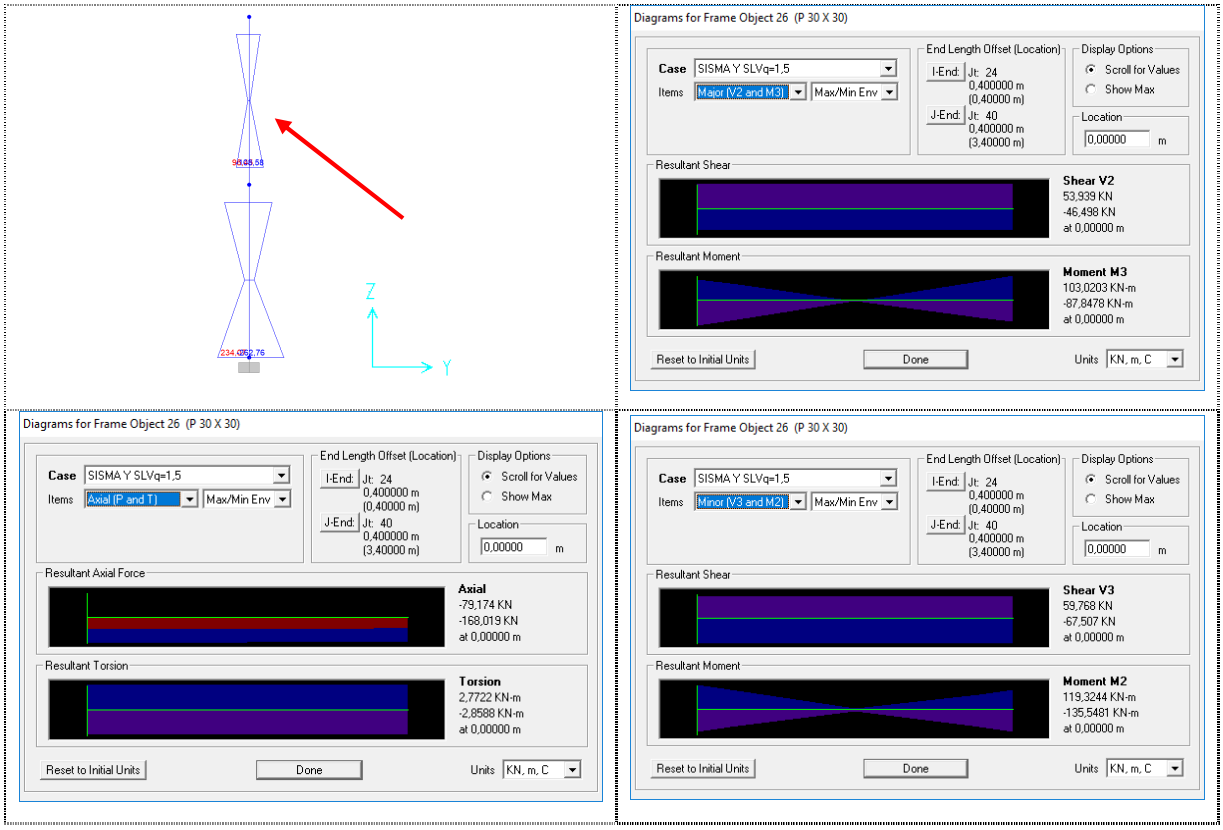


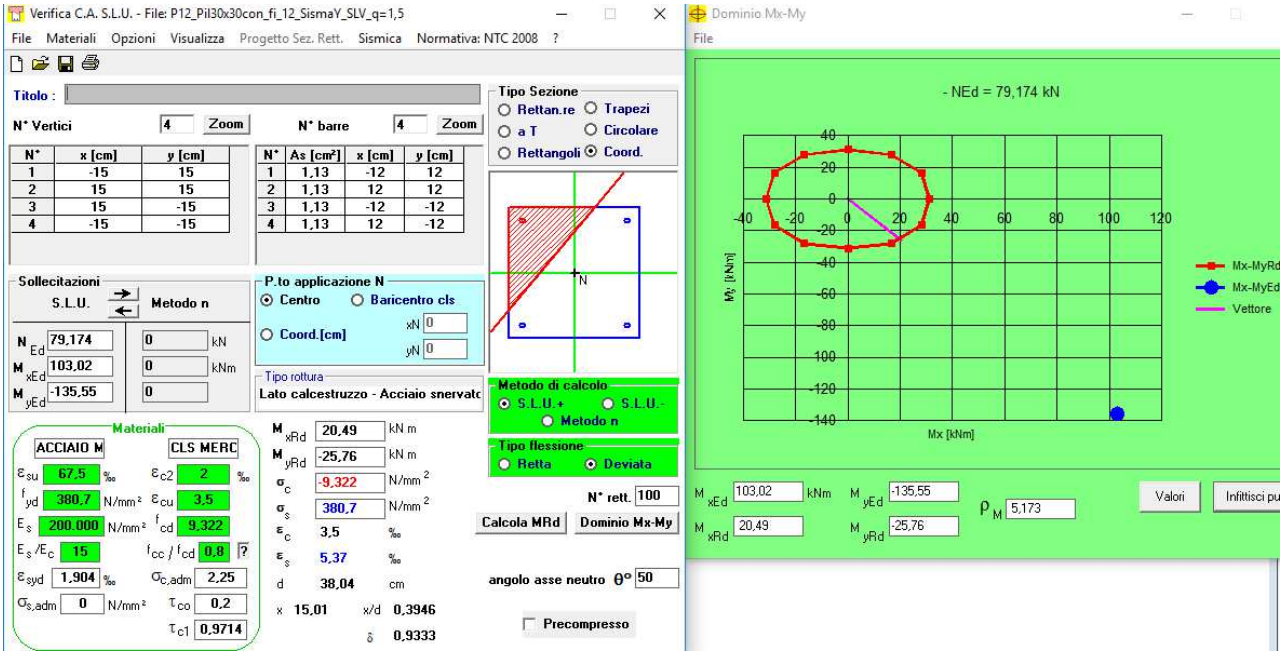
Pilastrata P11 SismaYSLVq=1,5 – Sezione di base





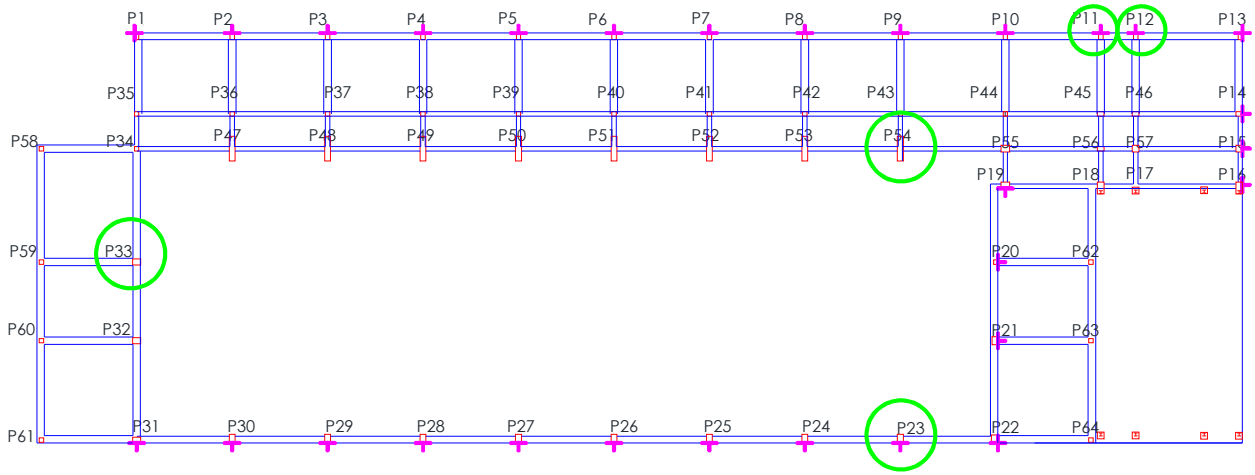
Pilastrata P11 SismaYSLVq=1,5 – Seconda elevazione





3.4.3.3 Verifiche allo SLV – meccanismi fragili

Le verifiche a taglio sono condotte sugli stessi elementi verificati a presso-flessione: un arco tipo e il puntone ad esso corrispondente, due pilastri appartenenti al volume posteriore del corpo A1 e un pilastro dei telai di chiusura della parte centrale del corpo A1. Le pilastrate verificate sono le n. P11, P12, P23, P33 e P54 e sono evidenziate in figura seguente.



La verifica viene condotta con analisi lineare e q=1,5 come prescritto da normativa per elementi fragili; per ciascuna pilastrata si considera il massimo taglio delle due combinazioni allo SLV.

Le NTC prescrivono che la resistenza a taglio per le travi ed i pilastri si valuti considerando un contributo del conglomerato al massimo pari a quello relativo agli elementi senza armature a taglio. La capacità ultima a taglio viene determinata come somma di due contributi:

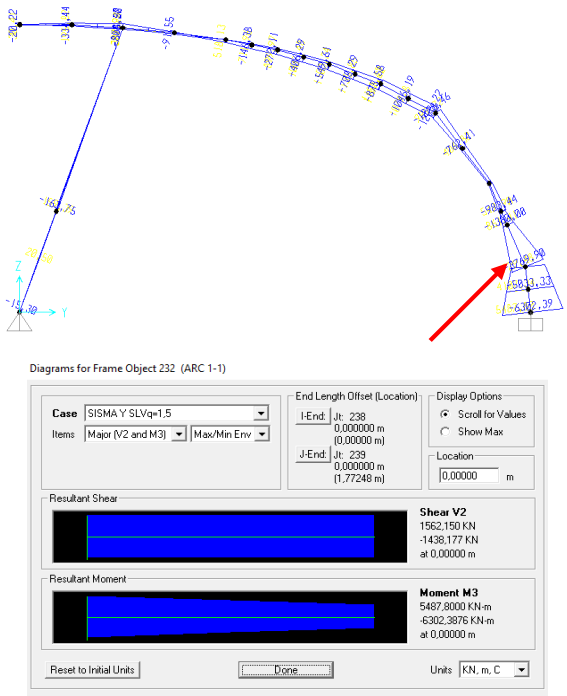
$$V_R = V_{Rc} + V_{Rs}$$

dove:

- V_{Rc} è il contributo del conglomerato relativo agli elementi privi di armature resistenti a taglio e vale $V_{Rc} = \left\{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}/\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\right\} \cdot b_w \cdot d \geq \left(v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d$ con $\gamma_c = 1{,}5$
- V_{Rs} è il contributo dato dalle armature a taglio, considerando, però, le sole staffe e vale $V_{Rs} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot sin\alpha$

Lo sforzo assiale utilizzato per la determinazione del taglio resistente è relativo alle condizioni di carico gravitazionali; il valore di $ctg\theta$ viene assunto unitario a favore di sicurezza. Il quantitativo di staffe presenti sui singoli elementi strutturali è stato desunto dai saggi effettuati.

Arco P54 SismaYSLVq=1,5 – Sezione di base – staffe Φ 10 passo 20 cm

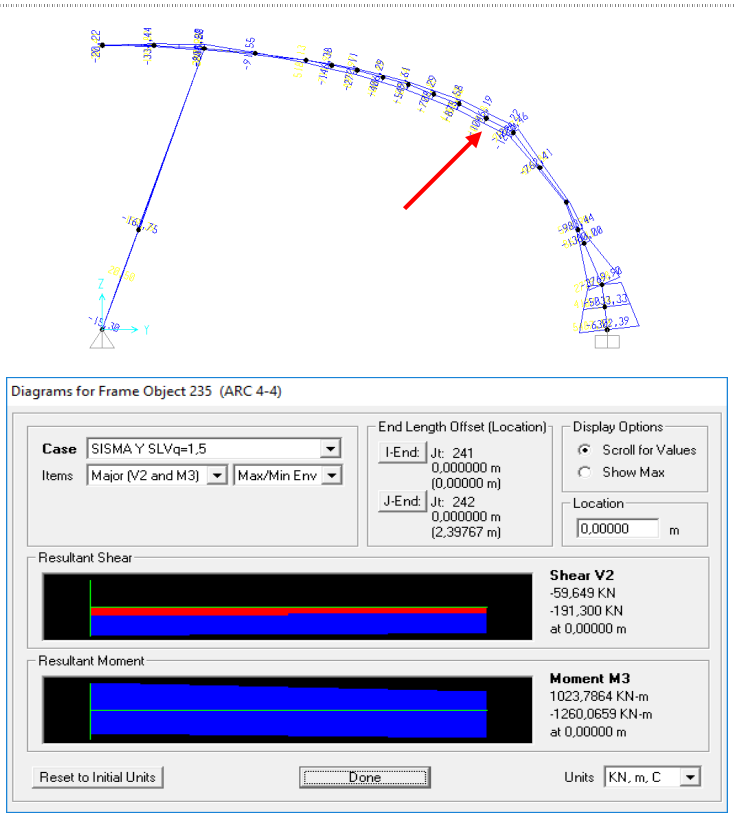


- $V_{Rc} = \left\{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}/\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\right\} \cdot b_w \cdot d = 352{,}42\ kN$
- $V_{Rs} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot sin\alpha = 319{,}84\ kN$
- $V_{Rc} + V_{Rs} = 672{,}26\ kN$

$V_{Rd} = 672{,}26\ kN < V_{Ed} = 1562{,}15\ kN$

La verifica risulta NON soddisfatta

Arco P54 SismaYSLVq=1,5 – Sezione intermedia – staffe Φ 10 passo 20 cm

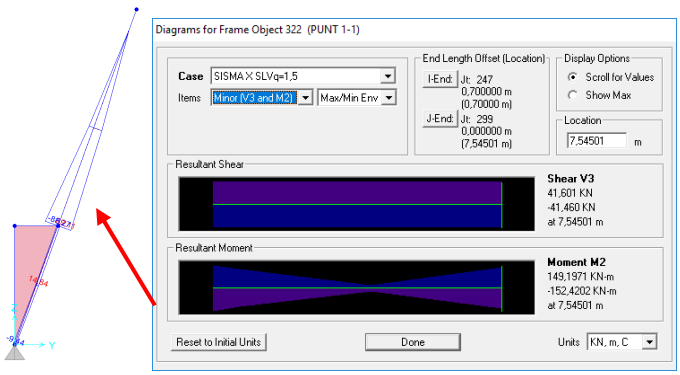


- $V_{Rc} = \left\{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}/\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\right\} \cdot b_w \cdot d = 183{,}61\ kN$
- $V_{Rs} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot sin\alpha = 237{,}43\ kN$
- $V_{Rc} + V_{Rs} = 421{,}04\ kN$

$V_{Rd} = 421{,}04\ kN > V_{Ed} = 191{,}30\ kN$

La verifica risulta soddisfatta

Puntone P23 SismaX SLVq=1,5 – Sezione 40 X 50 – staffe Φ 10 passo 20 cm

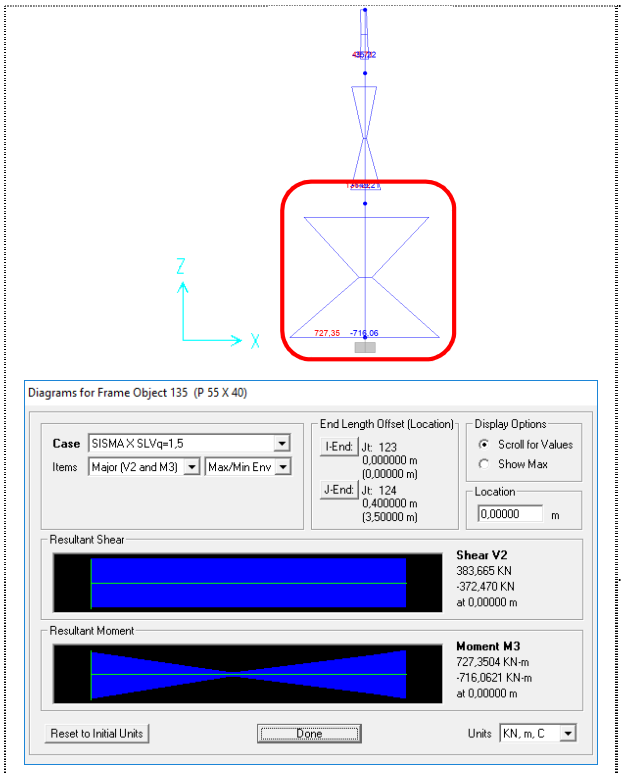


- $V_{Rc} = \left\{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\right\} \cdot b_w \cdot d = 149{,}99\ kN$
- $V_{Rs} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot sin\alpha = 70{,}64\ kN$
- $V_{Rc} + V_{Rs} = 220{,}63\ kN$

$V_{Rd} = 220{,}63\ kN > V_{Ed} = 41{,}60\ kN$

La verifica risulta soddisfatta

Pilastrata P33 SismaX SLVq=1,5 – Prima elevazione – staffe Φ 8 passo 30 cm

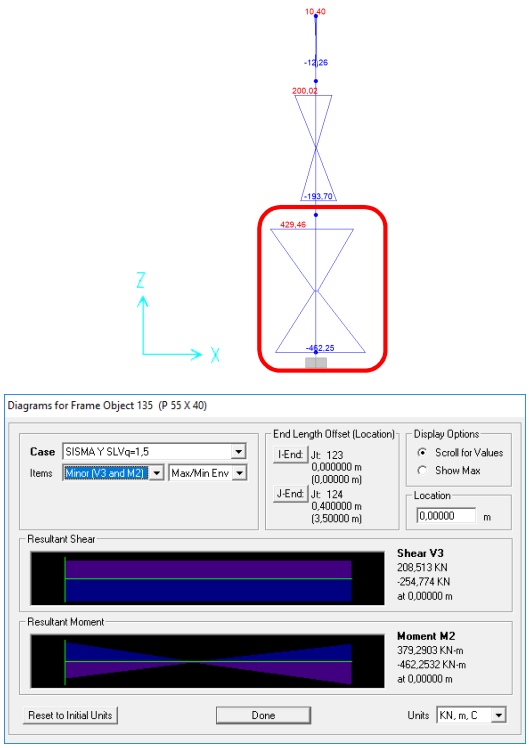


- $V_{Rc} = \left\{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\right\} \cdot b_w \cdot d = 159{,}70\ kN$
- $V_{Rs} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot sin\alpha = 58{,}56\ kN$
- $V_{Rc} + V_{Rs} = 218{,}26\ kN$

$V_{Rd} = 218{,}26\ kN < V_{Ed} = 383{,}67\ kN$

La verifica risulta NON soddisfatta

Pilastrata P33 SismaY SLVq=1,5 – Prima elevazione – staffe Φ 8 passo 30 cm

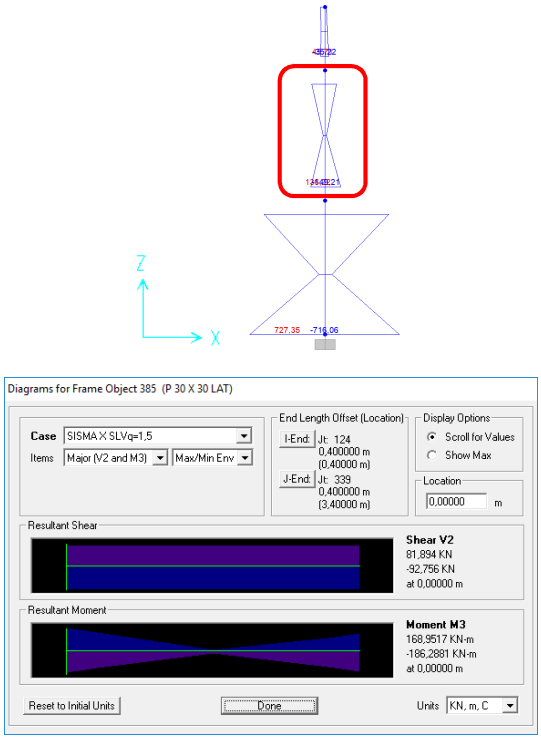


- $V_{Rc} = \left\{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\right\} \cdot b_w \cdot d = 161{,}04\ kN$
- $V_{Rs} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot sin\alpha = 41{,}34\ kN$
- $V_{Rc} + V_{Rs} = 202{,}38\ kN$

$V_{Rd} = 202{,}38\ kN < V_{Ed} = 254{,}51\ kN$

La verifica risulta NON soddisfatta

Pilastrata P33 SismaX SLVq=1,5 – Seconda elevazione

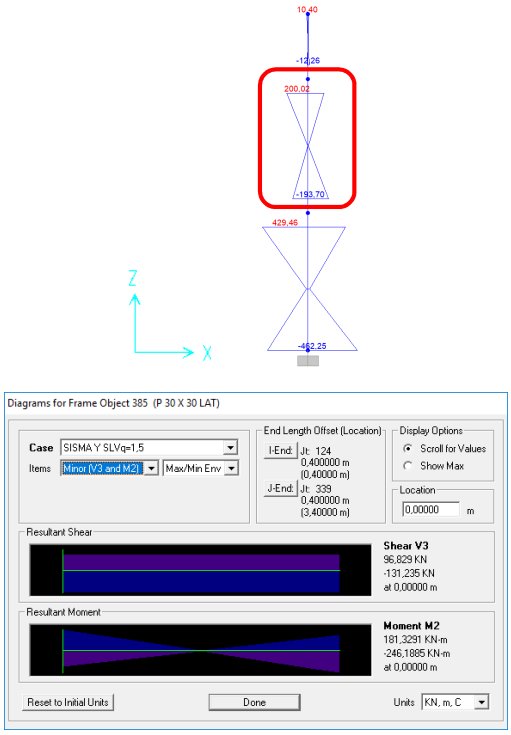


- $V_{Rc} = \left\{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\right\} \cdot b_w \cdot d = 63{,}76\ kN$
- $V_{Rs} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot sin\alpha = 29{,}86\ kN$
- $V_{Rc} + V_{Rs} = 93{,}62\ kN$

$V_{Rd} = 93{,}62\ kN > V_{Ed} = 92{,}76\ kN$

La verifica risulta soddisfatta

Pilastrata P33 SismaY SLVq=1,5 – Seconda elevazione

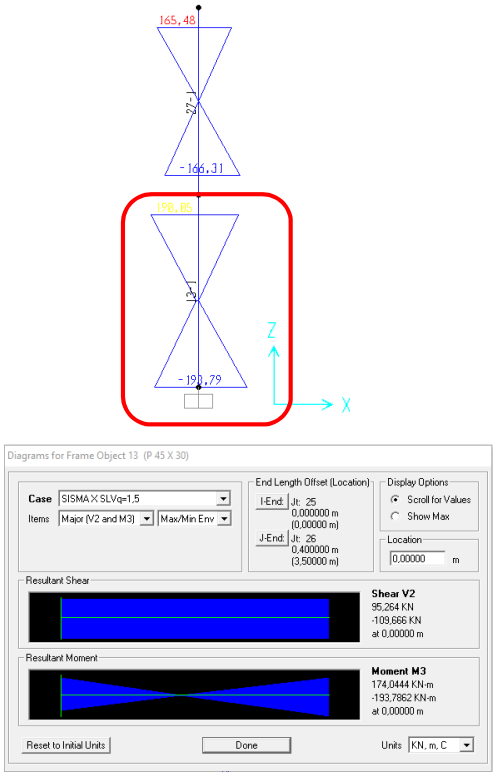


- $V_{Rc} = \left\{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\right\} \cdot b_w \cdot d = 63{,}76\ kN$
- $V_{Rs} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot sin\alpha = 29{,}86\ kN$
- $V_{Rc} + V_{Rs} = 93{,}62\ kN$

$V_{Rd} = 93{,}62\ kN < V_{Ed} = 131{,}24\ kN$

La verifica risulta NON soddisfatta

Pilastrata P12 SismaXSLVq=1,5 – Prima elevazione – staffe Φ 6 passo 50 cm

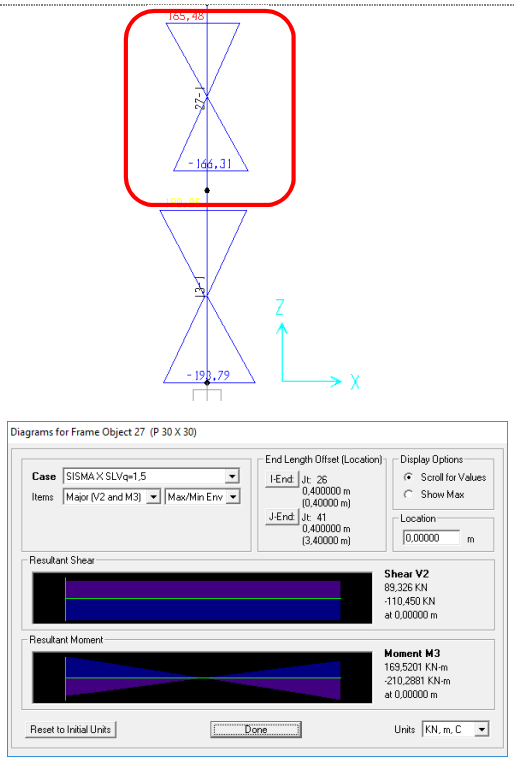


- $V_{Rc} = \left\{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\right\} \cdot b_w \cdot d = 89{,}75\ kN$
- $V_{Rs} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot sin\alpha = 10{,}08\ kN$
- $V_{Rc} + V_{Rs} = 99{,}83\ kN$

$V_{Rd} = 99{,}83\ kN < V_{Ed} = 109{,}67\ kN$

La verifica risulta NON soddisfatta

Pilastrata P12 SismaXSLVq=1,5 – Seconda elevazione – staffe Φ 6 passo 50 cm

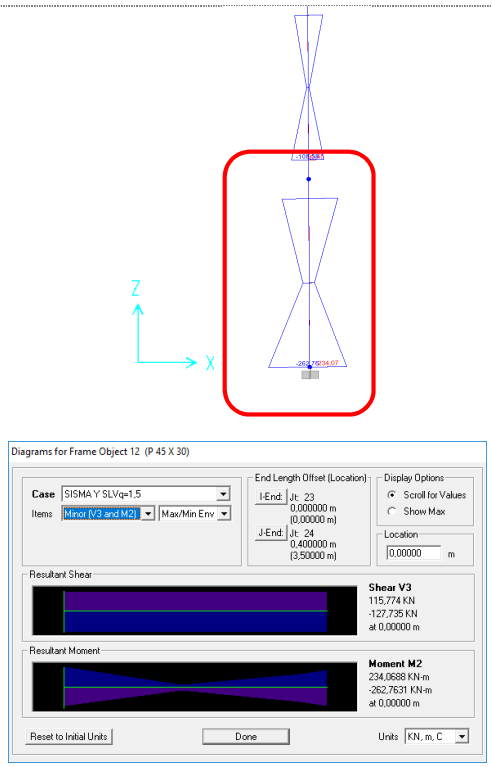


- $V_{Rc} = \left\{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\right\} \cdot b_w \cdot d = 49{,}86\ kN$
- $V_{Rs} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot sin\alpha = 10{,}08\ kN$
- $V_{Rc} + V_{Rs} = 59{,}93\ kN$

$V_{Rd} = 59{,}93\ kN < V_{Ed} = 110{,}45\ kN$

La verifica risulta NON soddisfatta

Pilastrata P11 SismaXSLVq=1,5 – Prima elevazione – staffe Φ 6 passo 50 cm

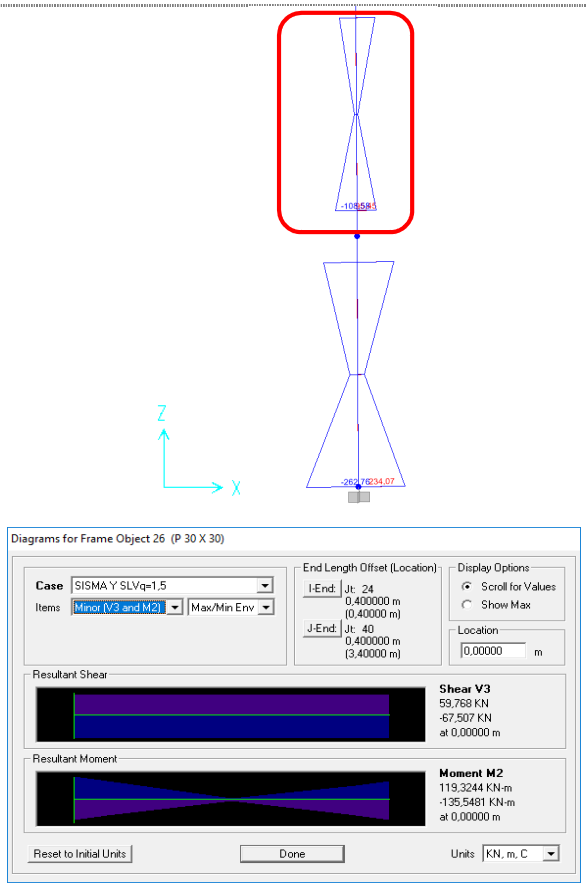


- $V_{Rc} = \left\{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\right\} \cdot b_w \cdot d = 86{,}44\ kN$
- $V_{Rs} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot sin\alpha = 15{,}89\ kN$
- $V_{Rc} + V_{Rs} = 102{,}33\ kN$

$V_{Rd} = 102{,}33\ kN < V_{Ed} = 127{,}74\ kN$

La verifica risulta NON soddisfatta

Pilastrata P11 SismaYSLVq=1,5 – Seconda elevazione – staffe Φ 6 passo 50 cm

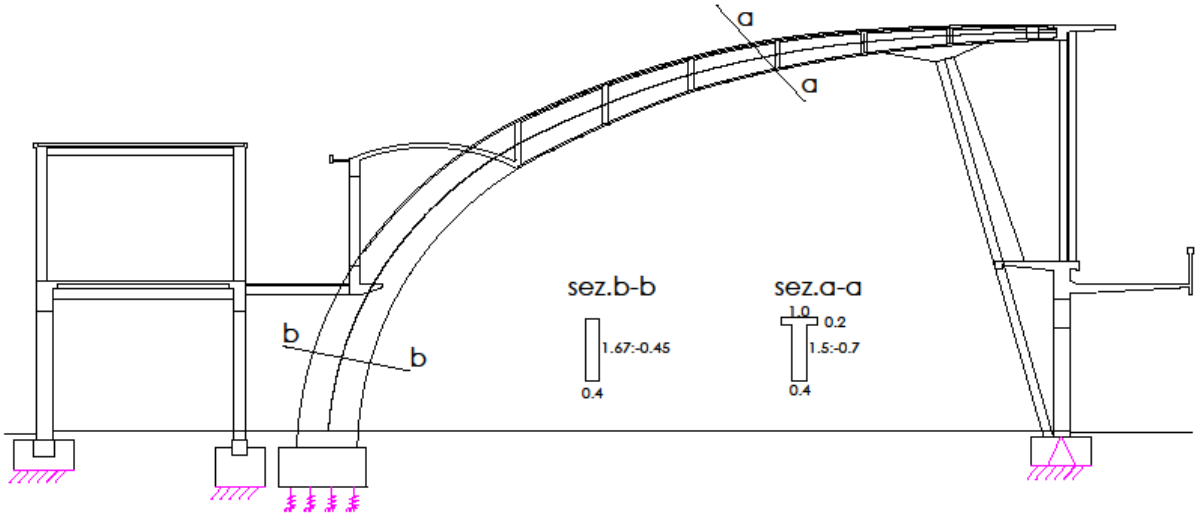


- $V_{Rc} = \left\{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\right\} \cdot b_w \cdot d = 43{,}88\ kN$
- $V_{Rs} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot sin\alpha = 10{,}08\ kN$
- $V_{Rc} + V_{Rs} = 53{,}95\ kN$

$V_{Rd} = 53{,}95\ kN < V_{Ed} = 67{,}51\ kN$

La verifica risulta NON soddisfatta

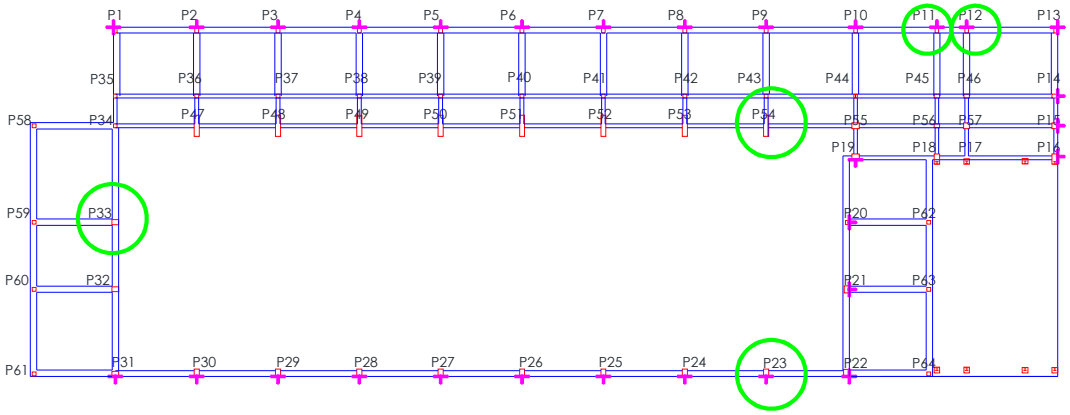
3.5 MODELLO A BASE CEDEVOLE



La rigidezza delle molle al piede dell'arco è calcolata con la formula

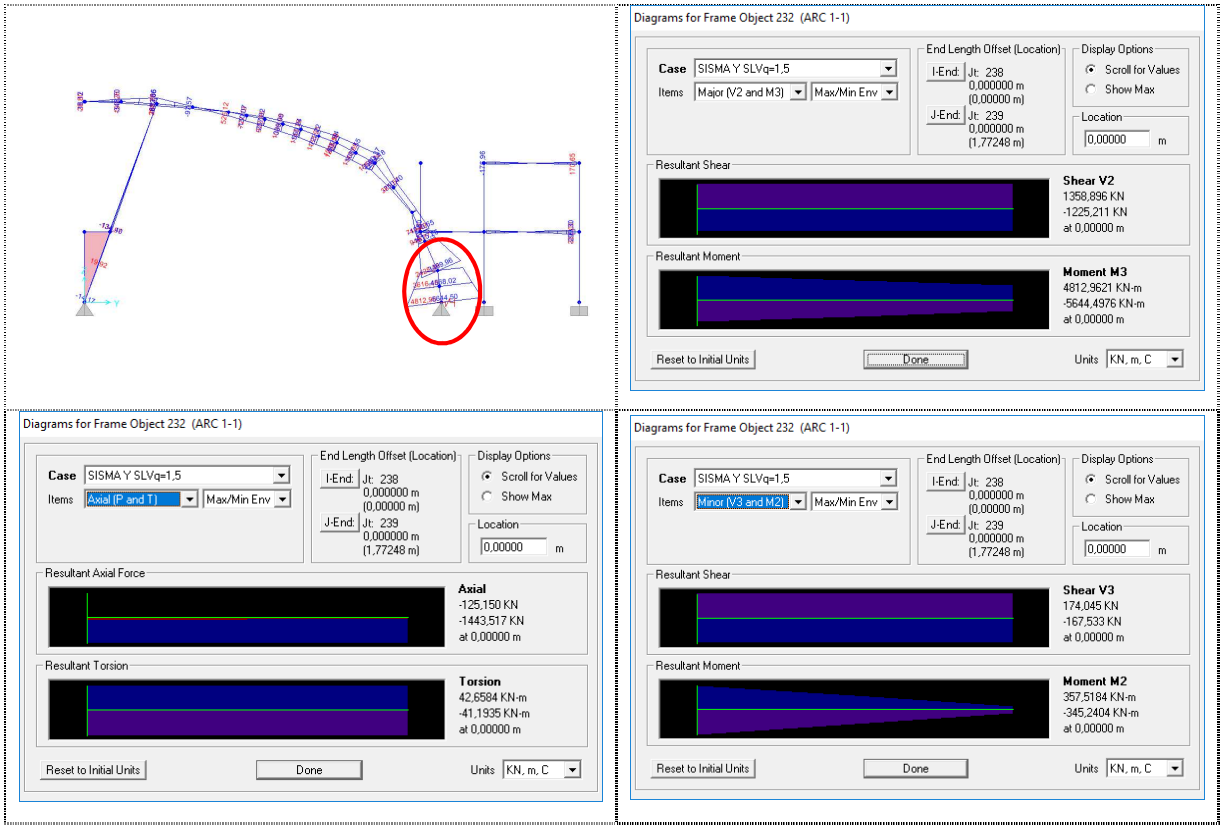
$$k_z \approx 1.9 \cdot G_s \cdot d \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{2/3}$$

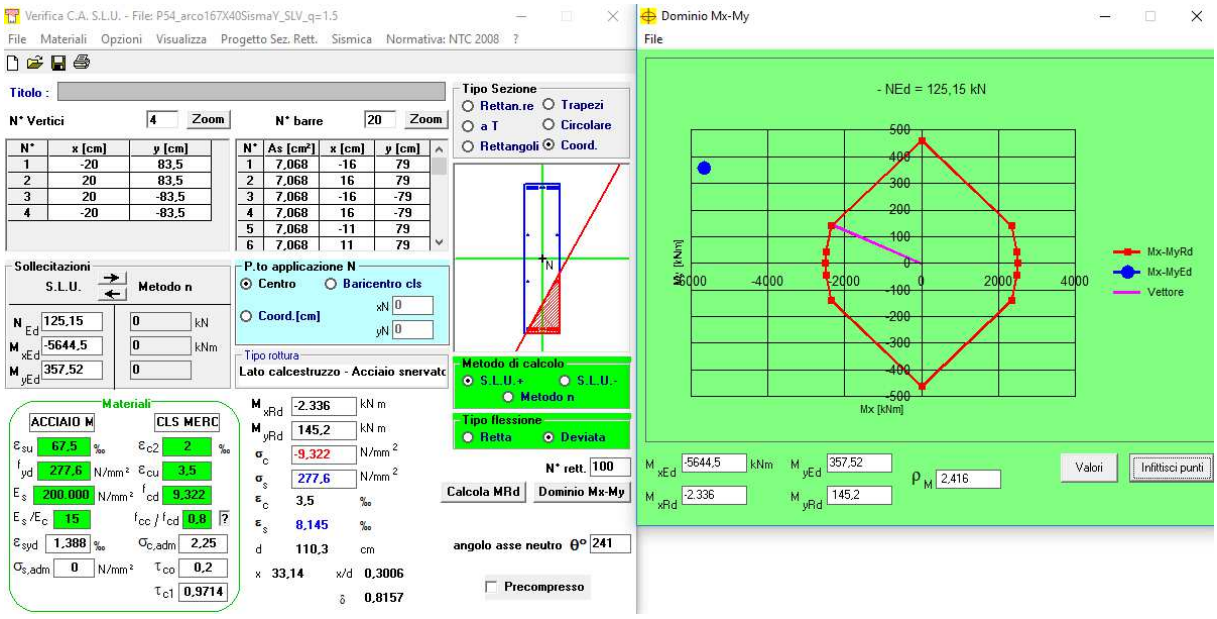
assumendo L=10 m e d=0,55 m.



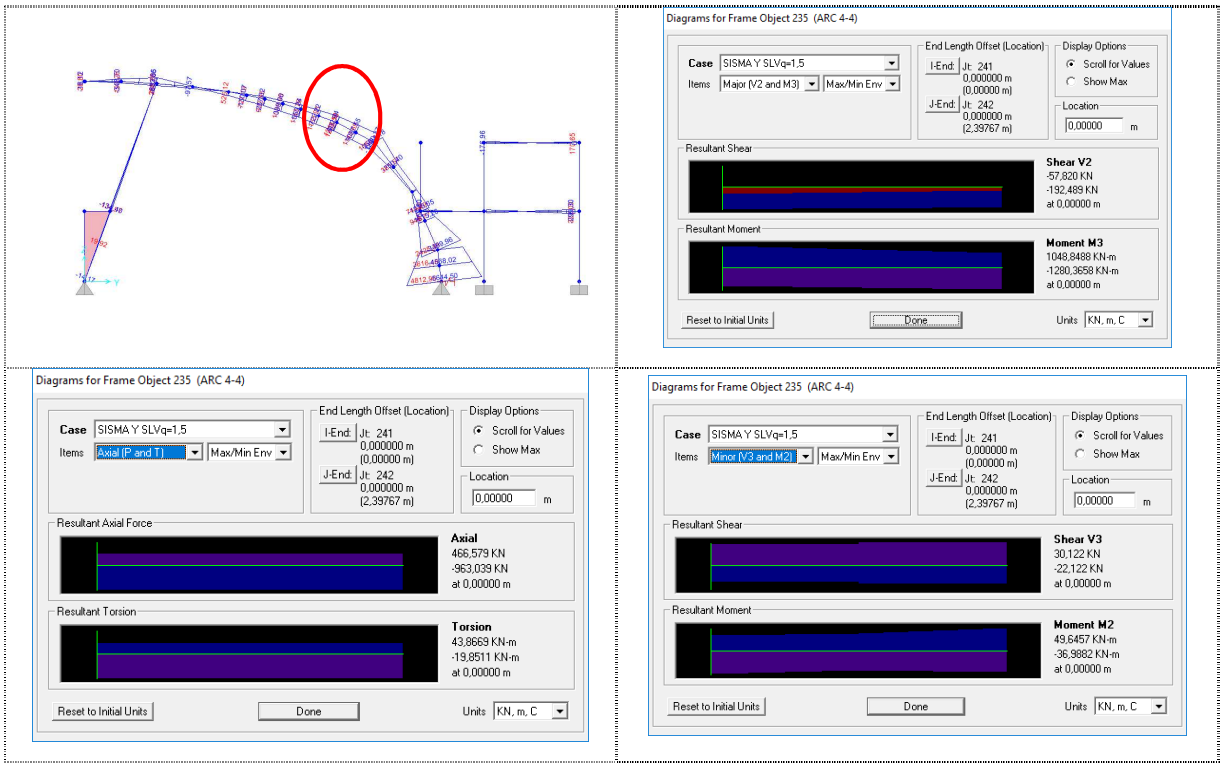
Nel seguito si ripetono le verifiche sull'arco P54, sul puntone P23 e sui pilastri n. P11, P12, e P33.

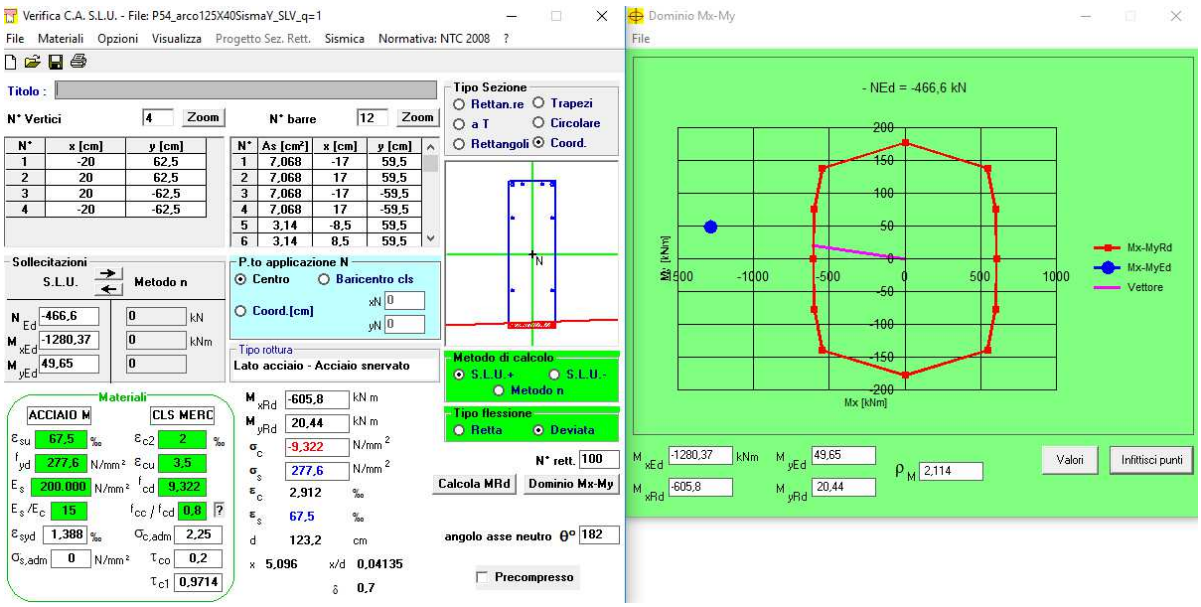
Arco P54 SismaYSLVq=1,5 – Sezione di base



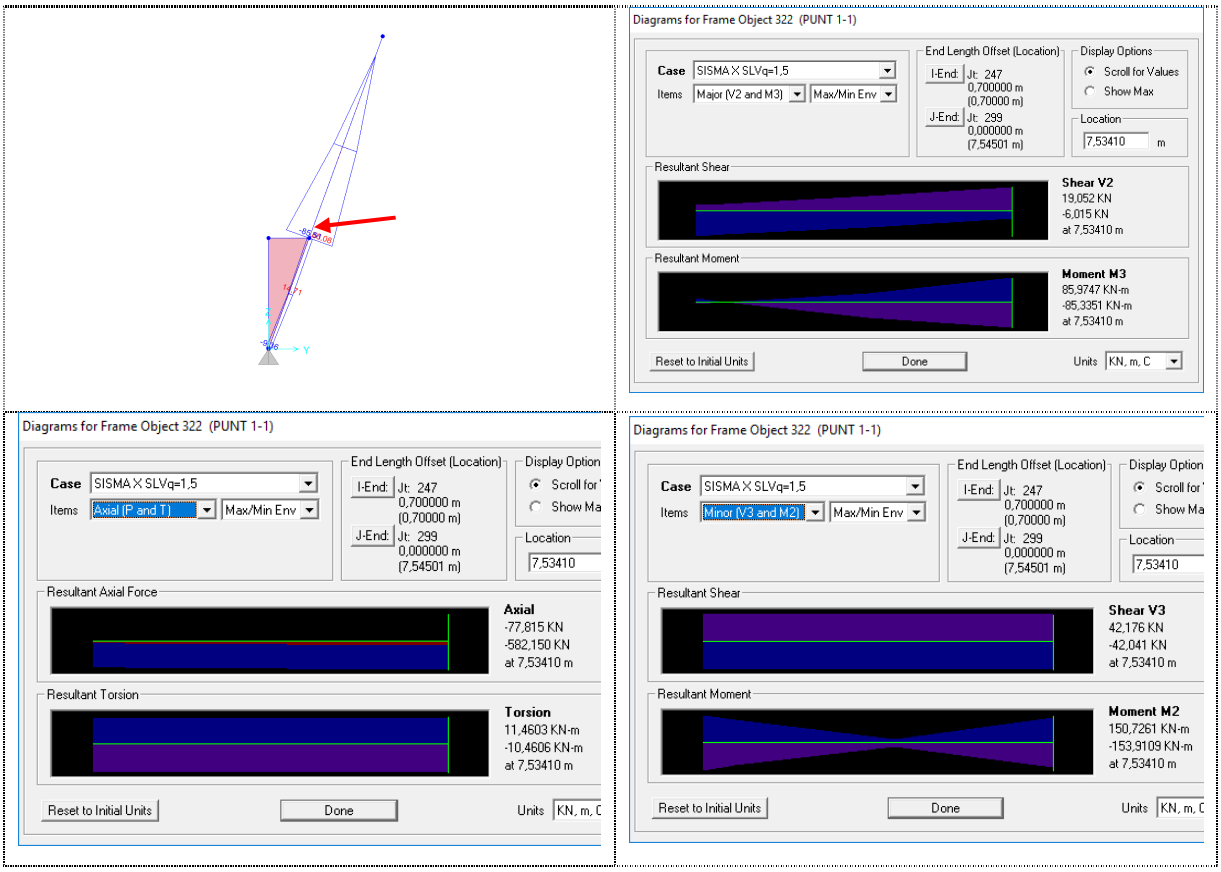


Arco P54 SismaYSLVq=1,5 – Sezione centrale

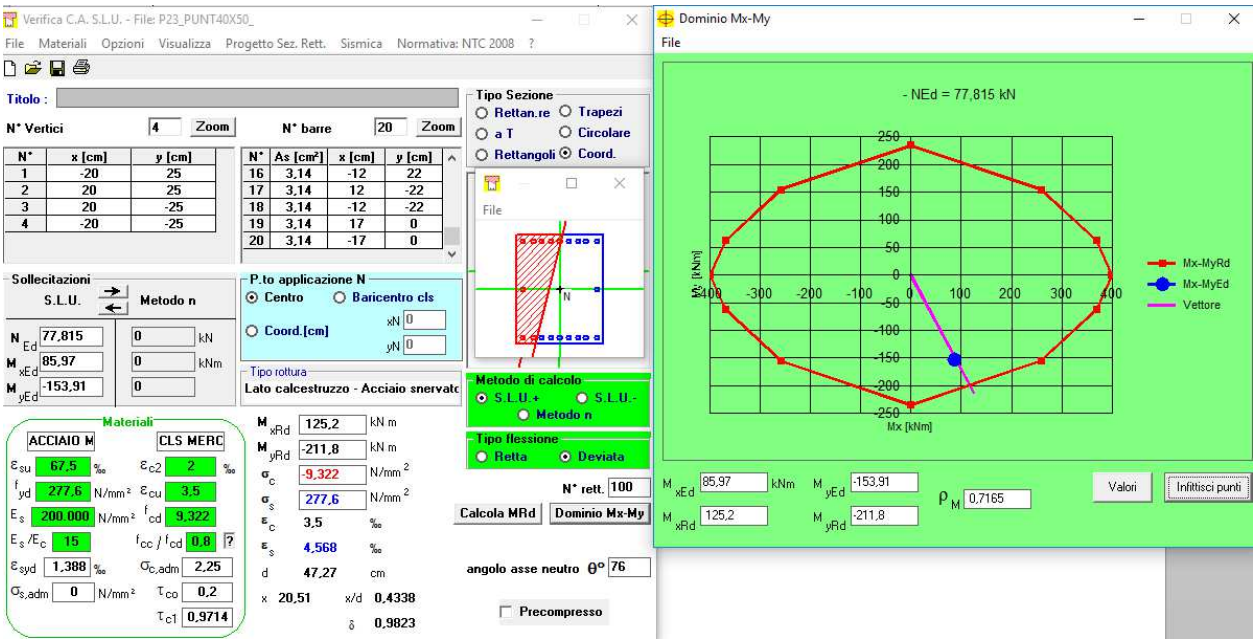




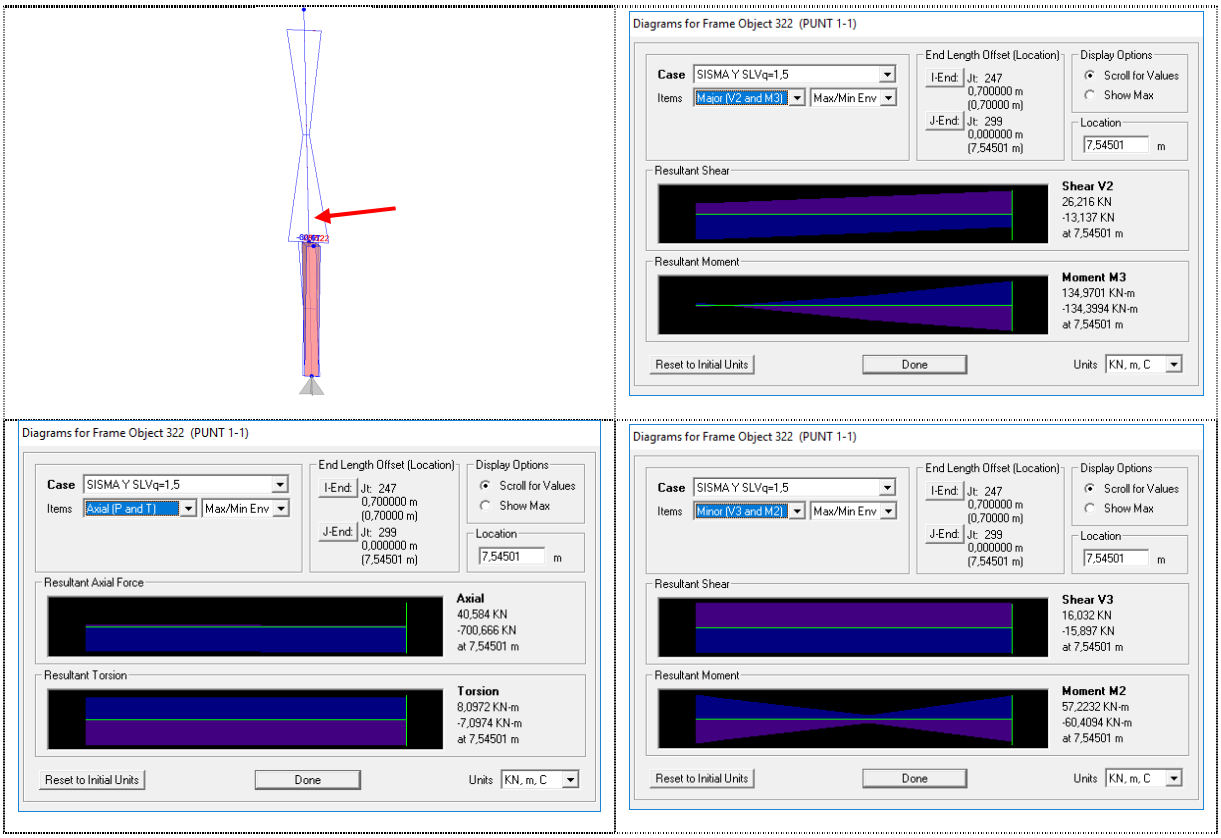
Puntone P23 SismaX SLVq=1,5 – Sezione 40 X 50



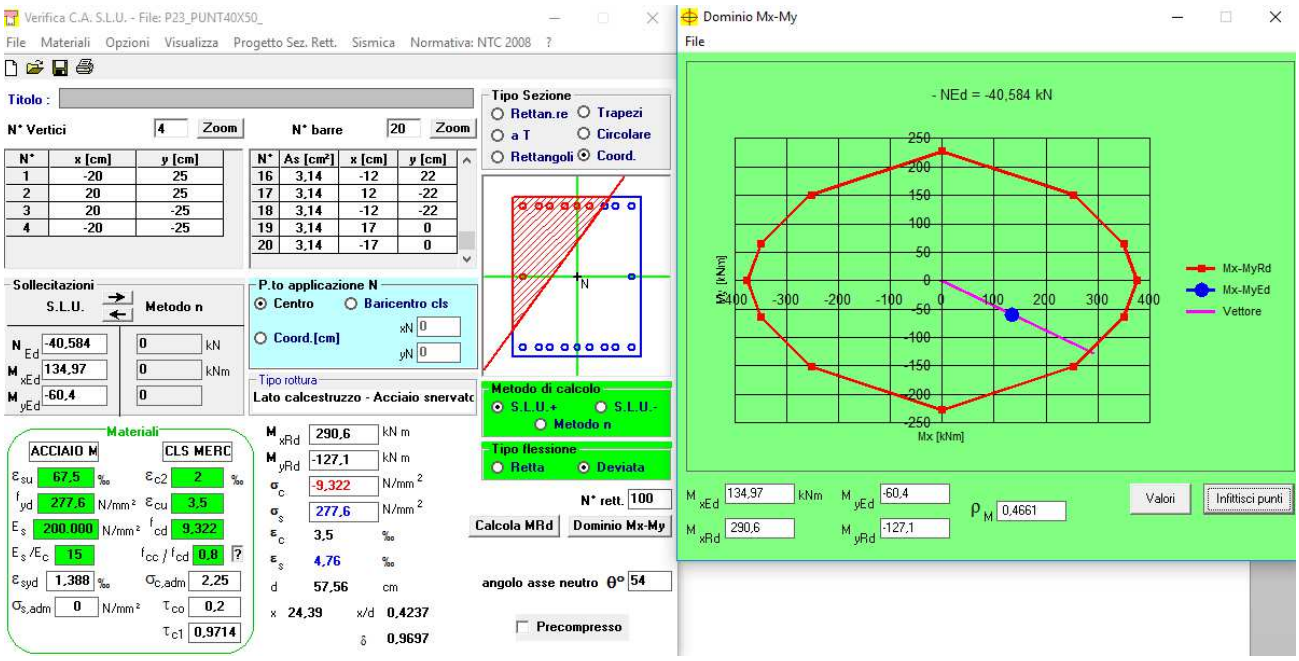
Puntone P23 – SismaX SLV q=1.5



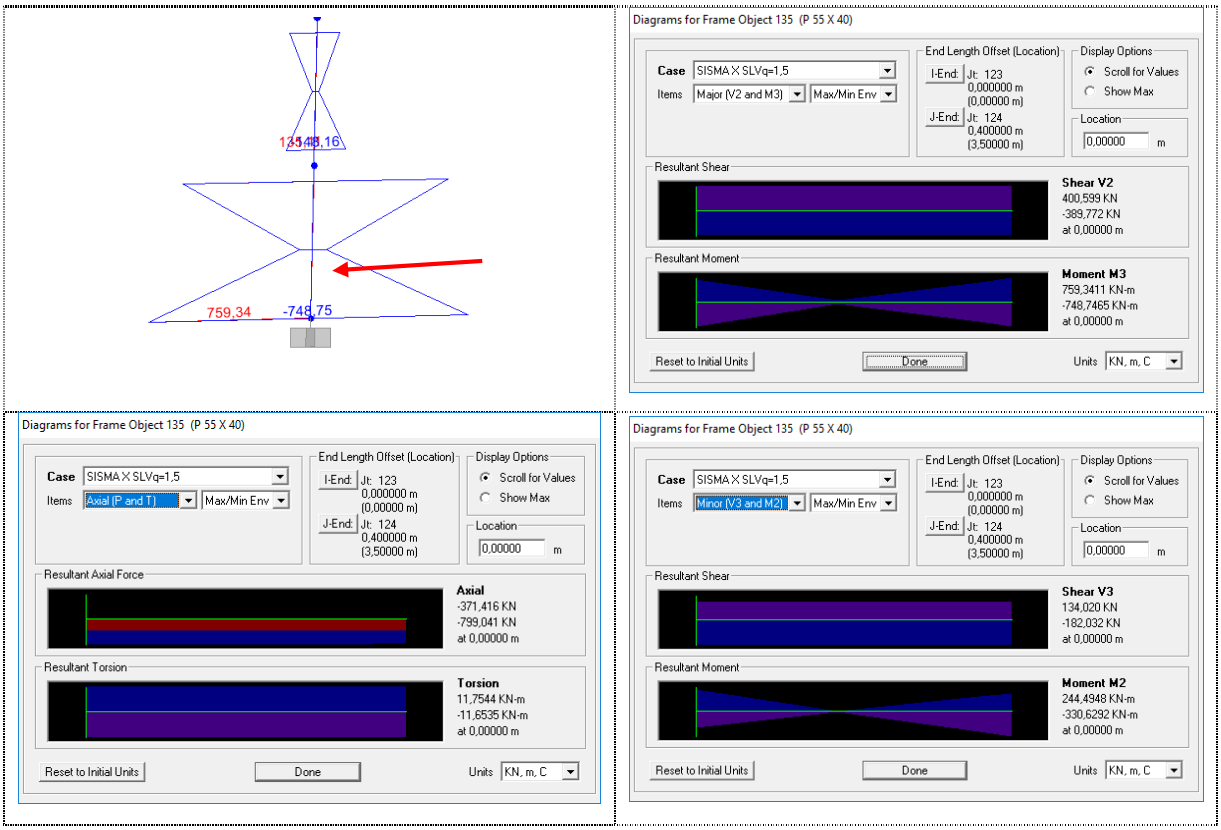
Puntone P23 SismaY SLVq=1,5 – Sezione 40 X 50



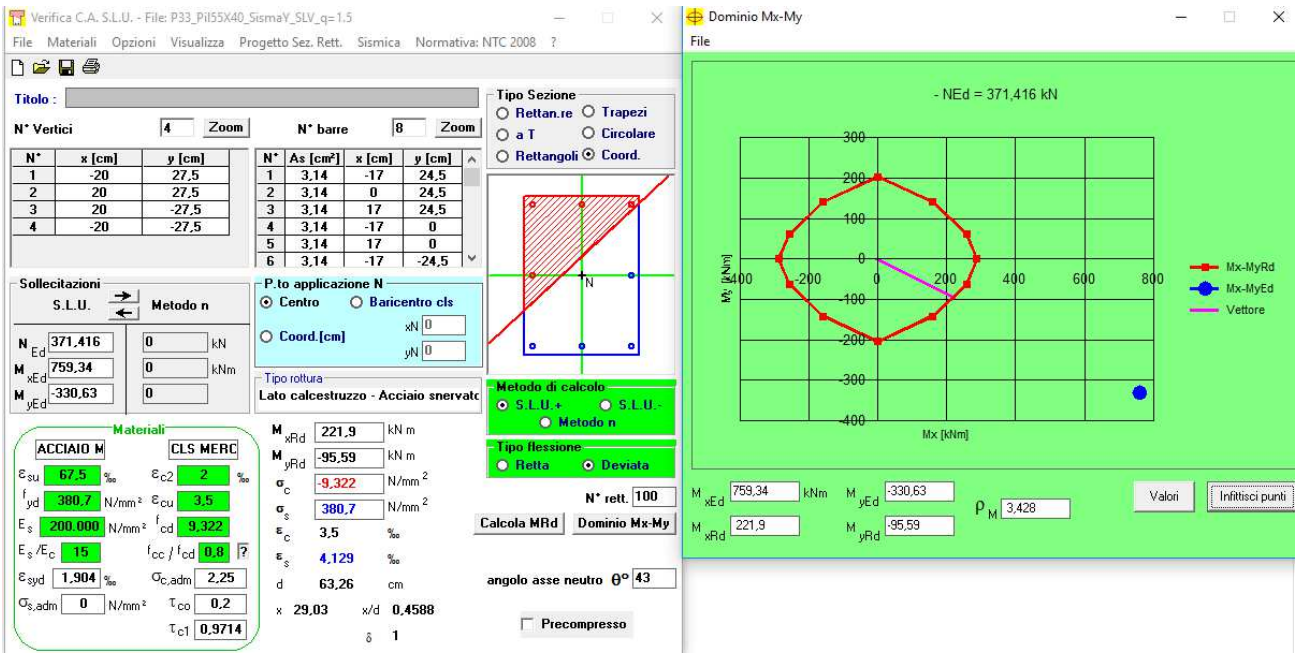
Puntone P23 – SismaY SLV q=1.5



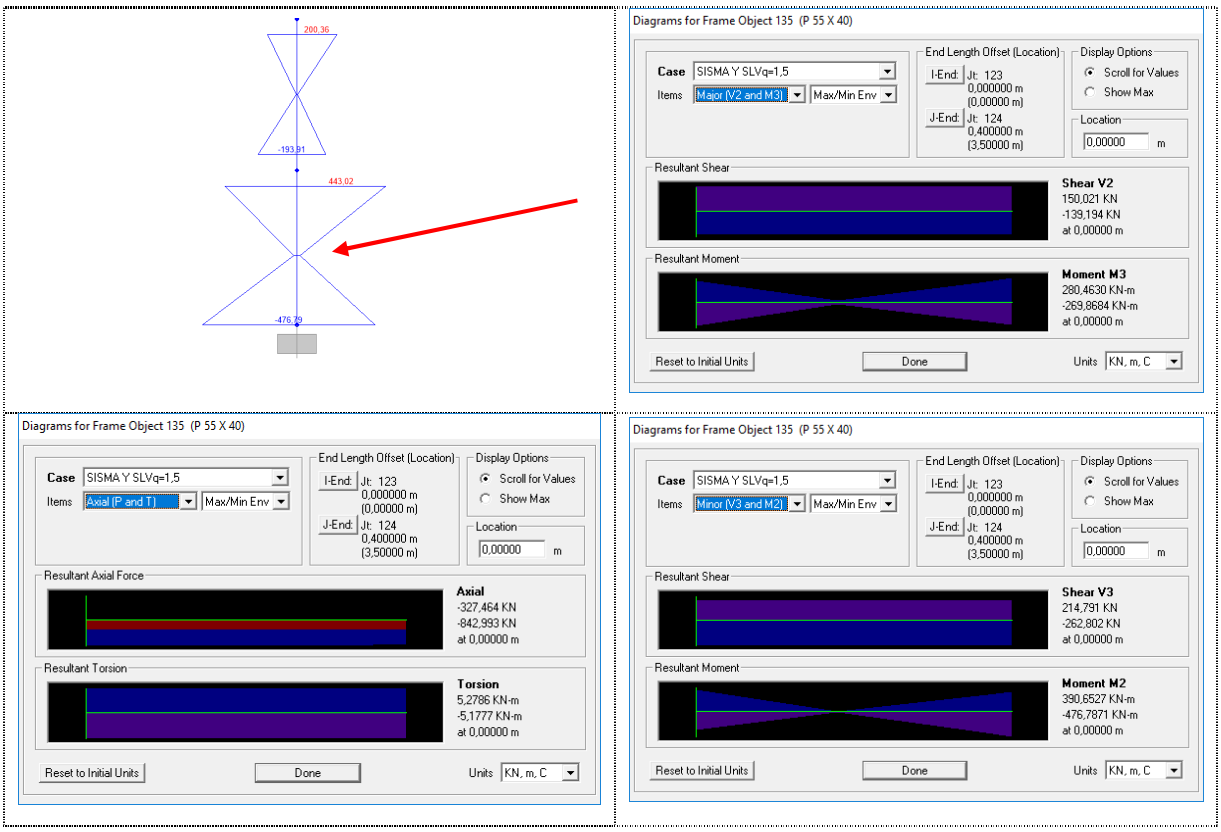
Pilastrata P33 SismaX SLVq=1,5 – Sezione di base



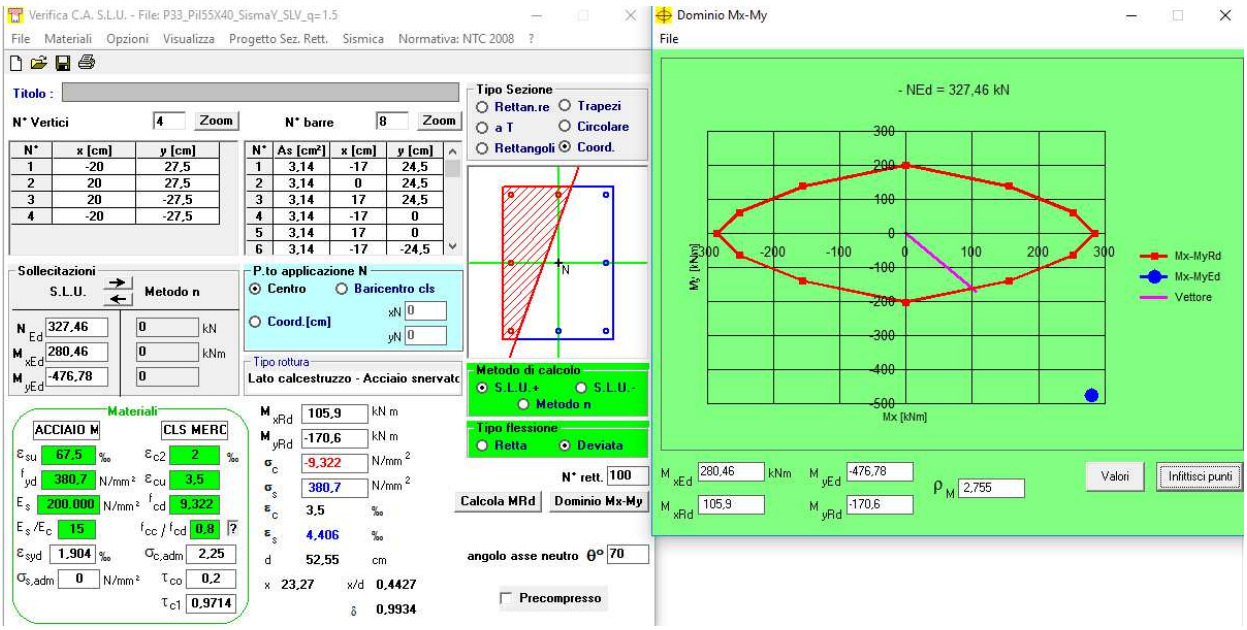
Pilastrata P33 – SismaX SLV q=1.5



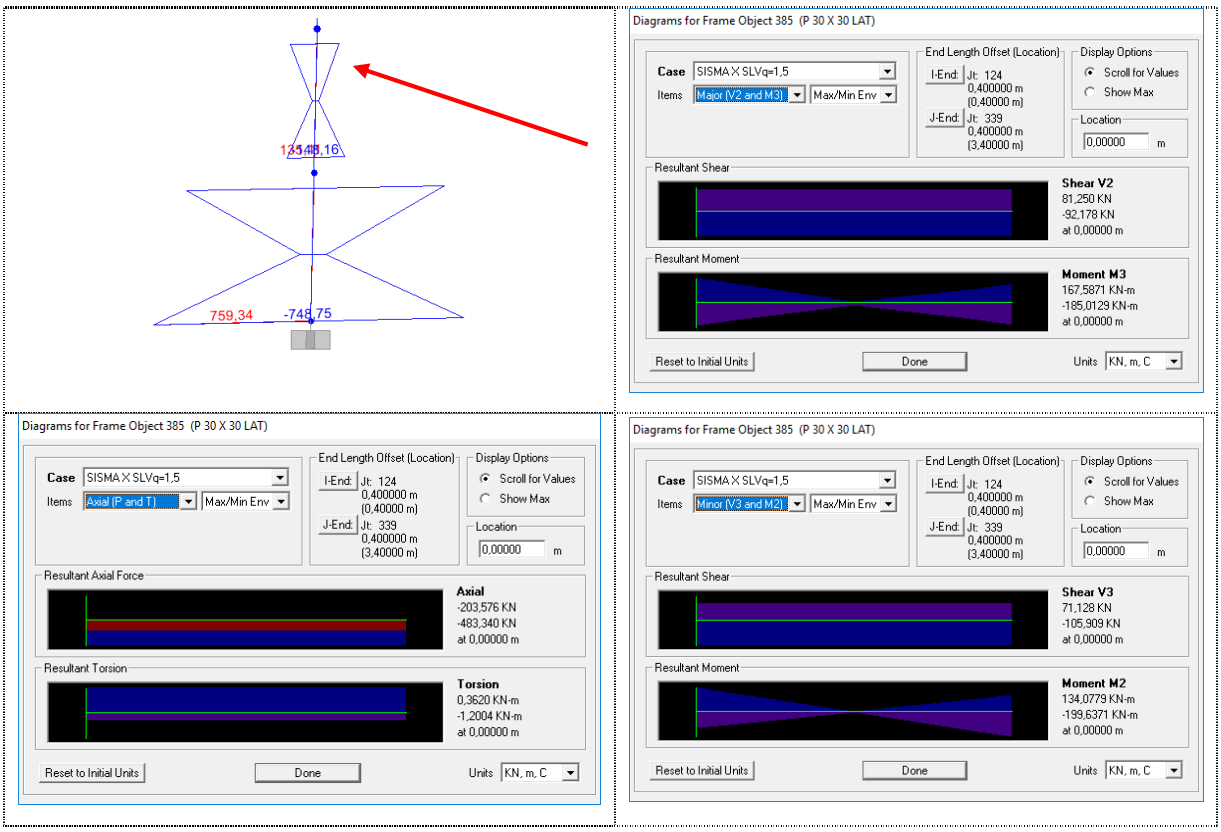
Pilastrata P33 SismaY SLVq=1,5 – Sezione di base



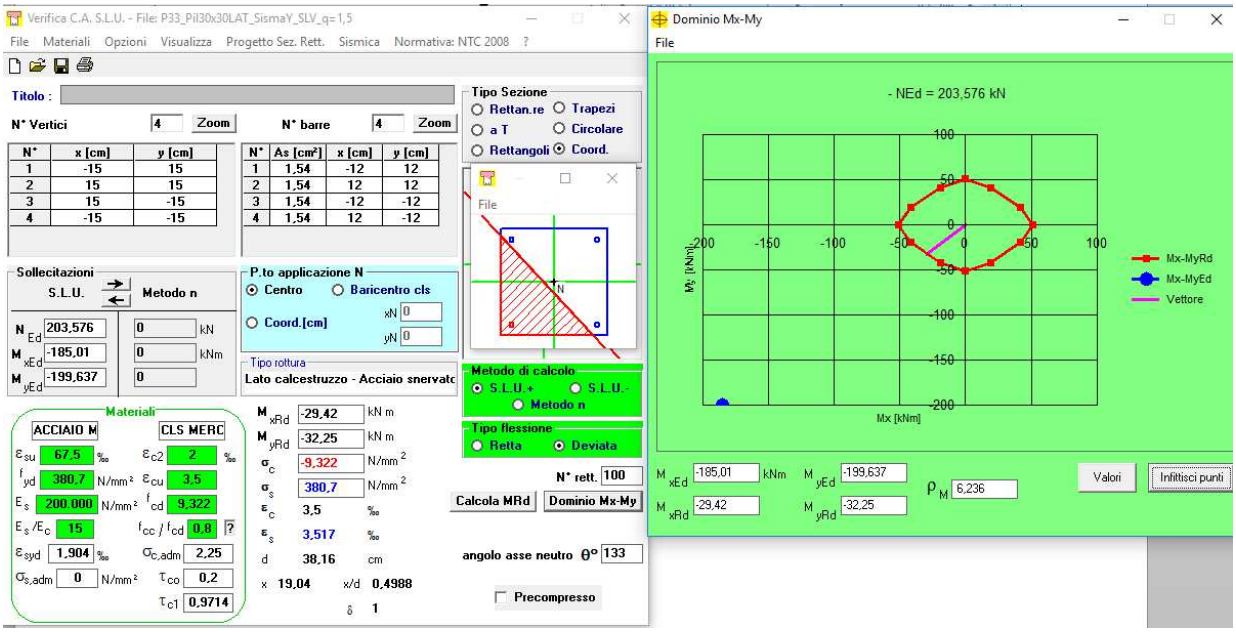
Pilastrata P33 – SismaY SLV q=1.5



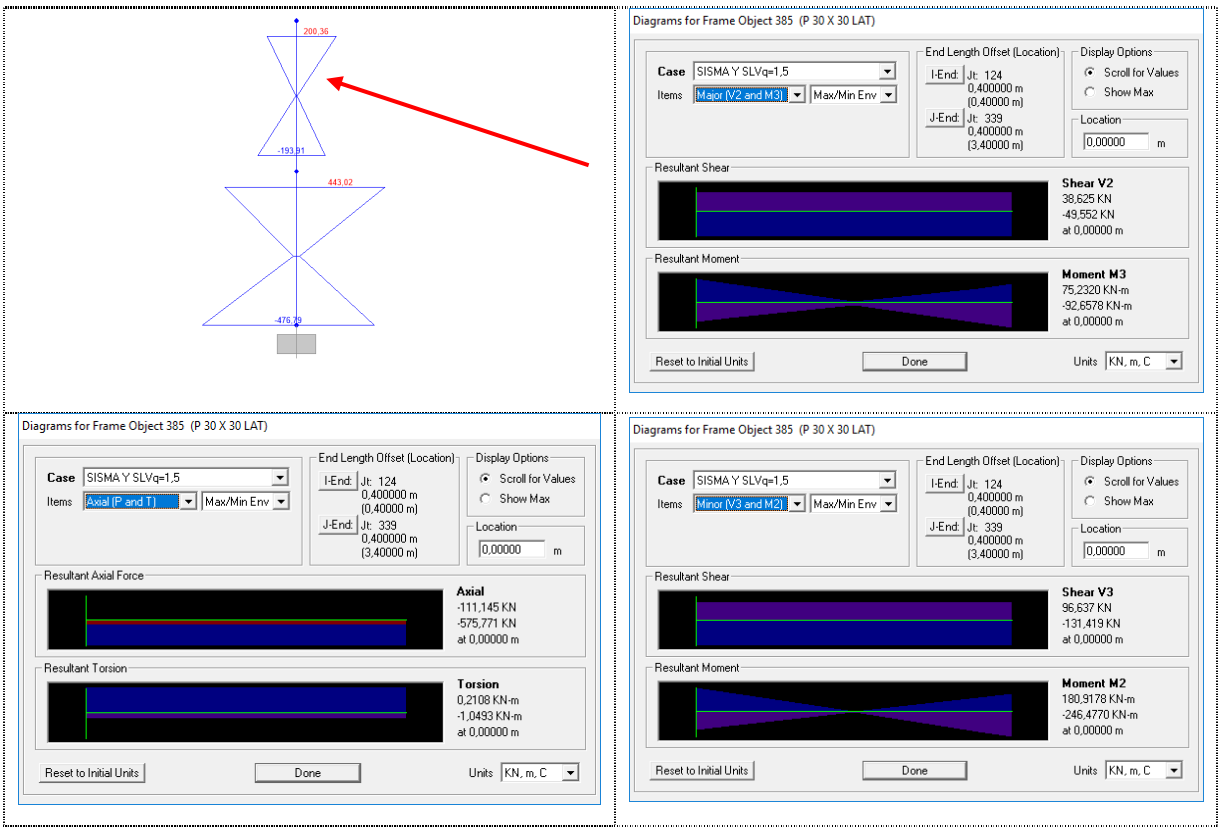
Pilastrata P33 SismaX SLVq=1,5 – Seconda elevazione



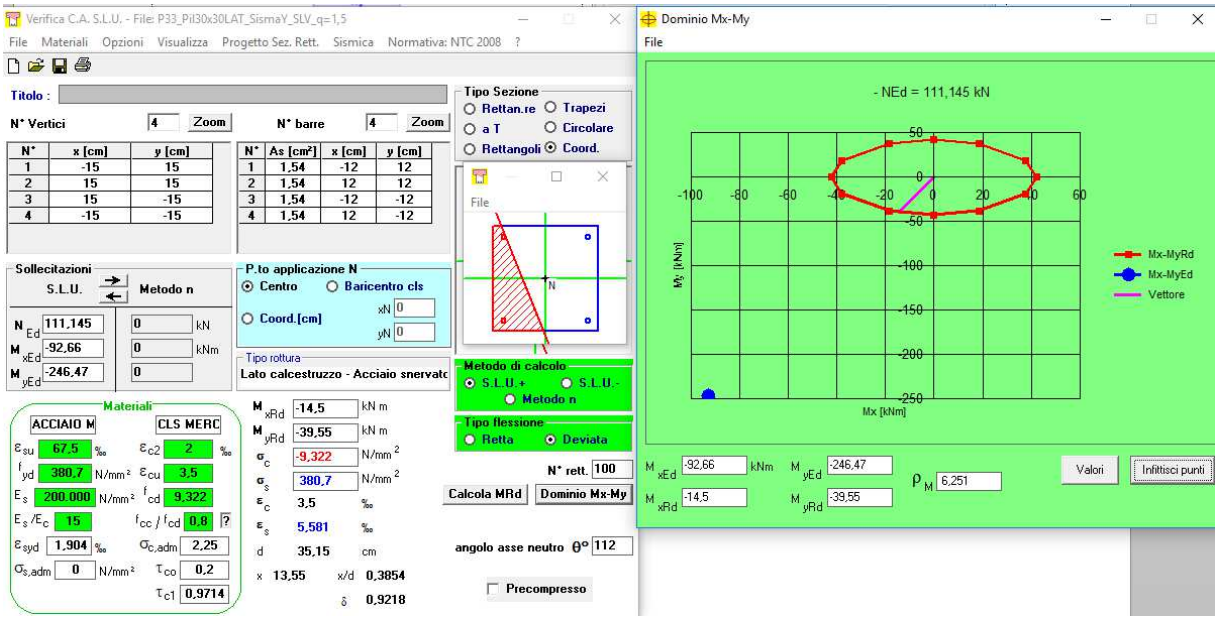
Pilastrata P33 – SismaX SLV q=1.5



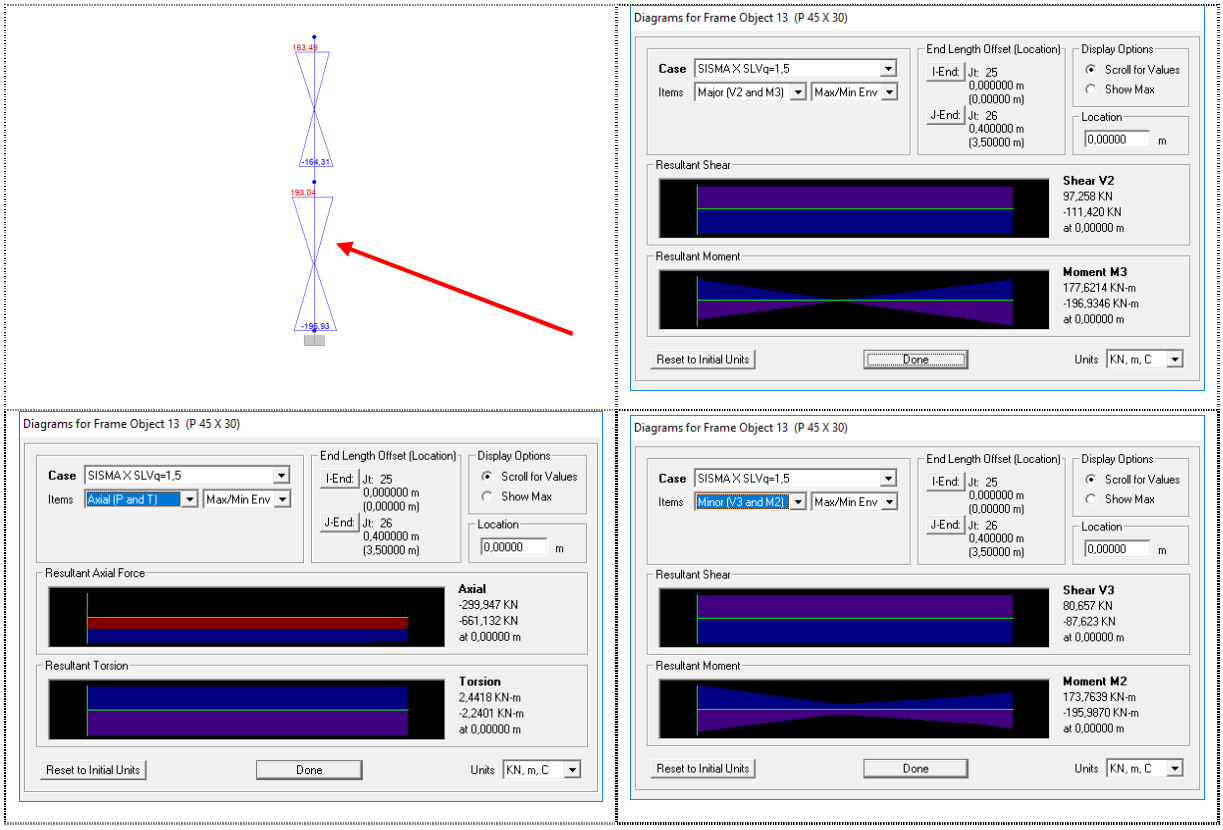
Pilastrata P33 SismaY SLVq=1,5 – Seconda elevazione

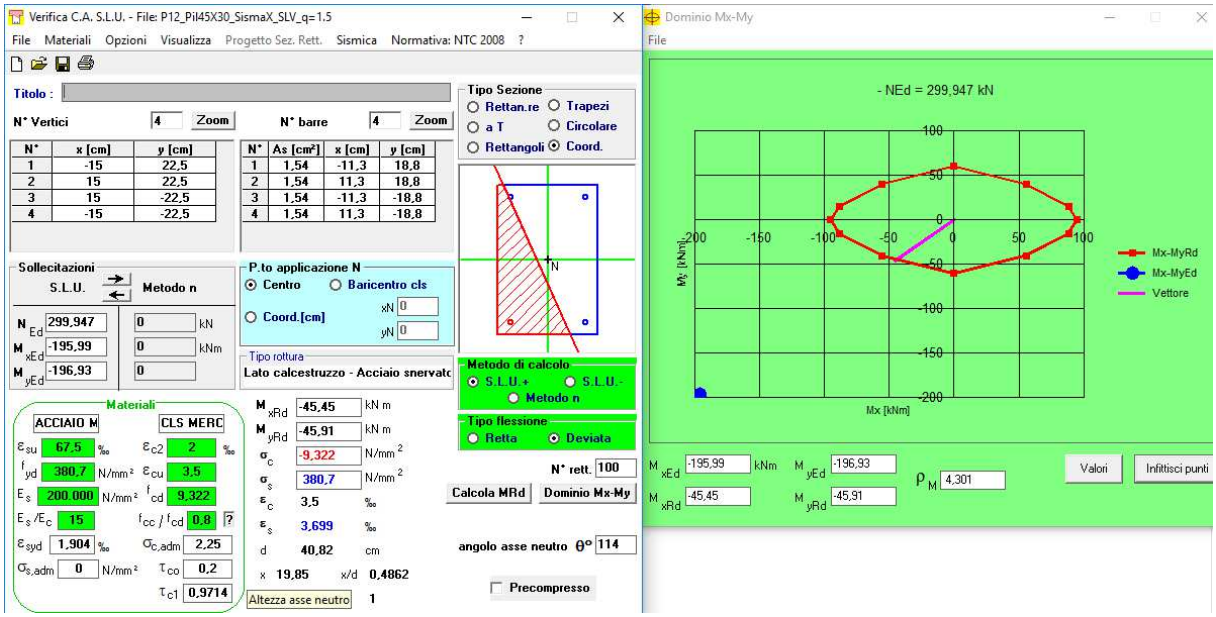


Pilastrata P33 – SismaY SLV q=1.5

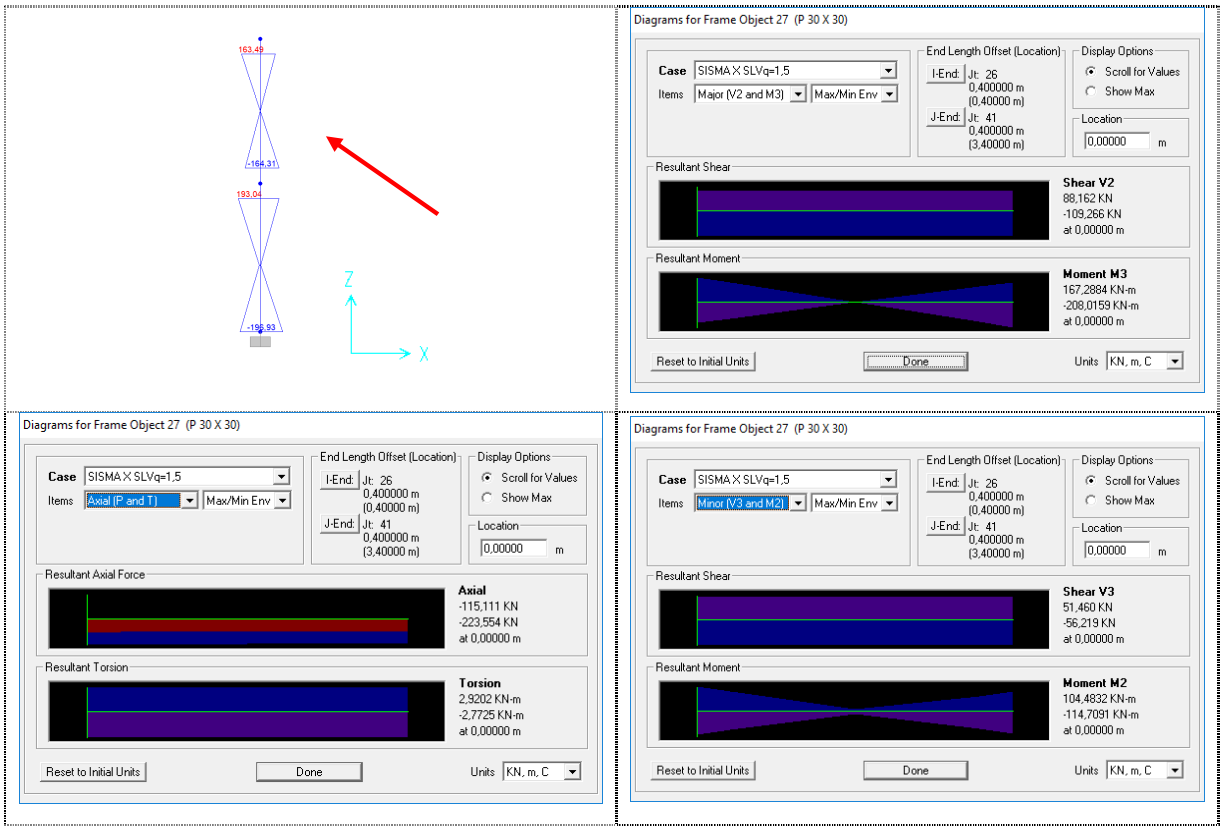


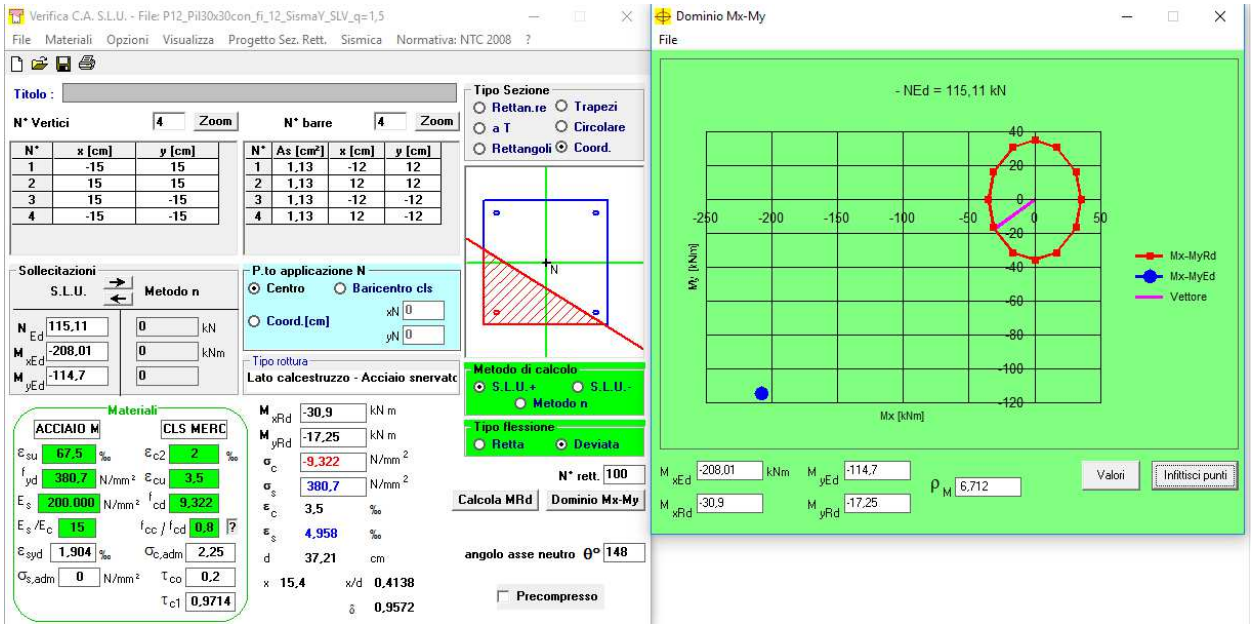
Pilastrata P12 SismaXSLVq=1,5 – Sezione di base



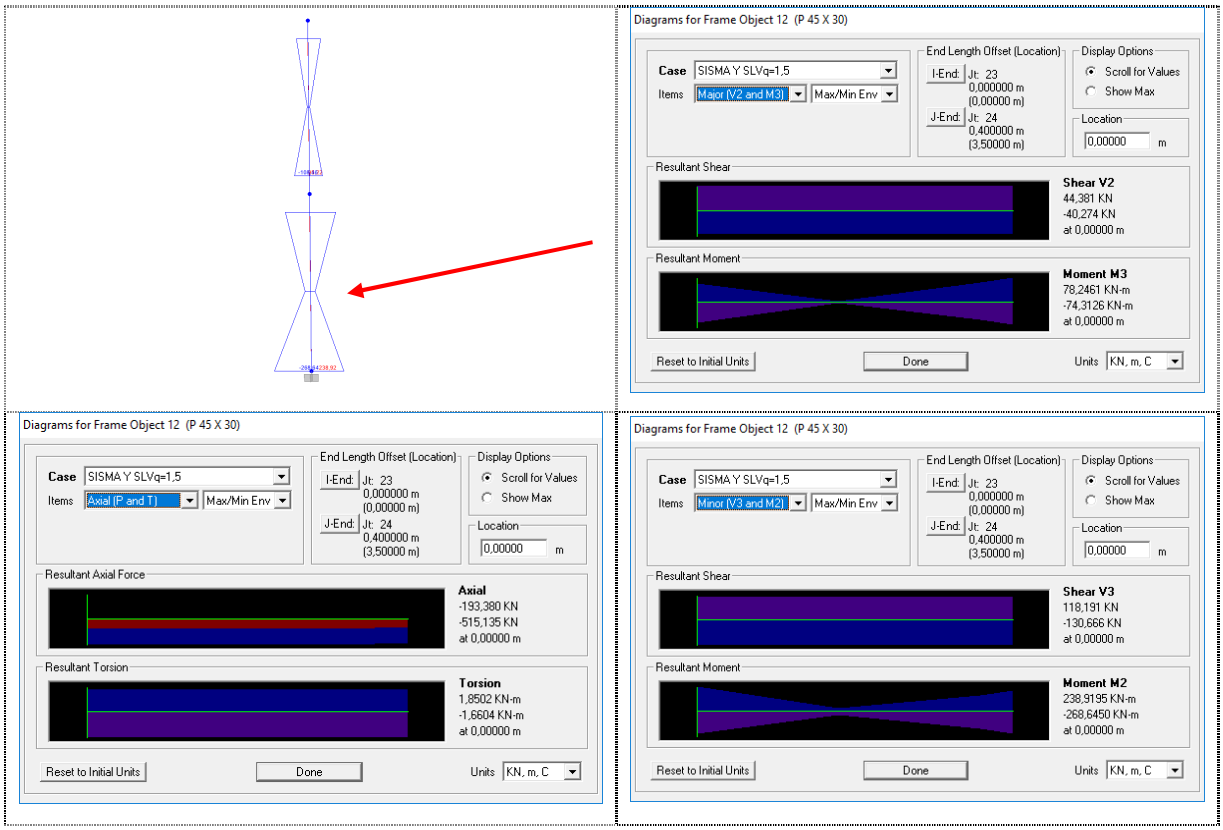


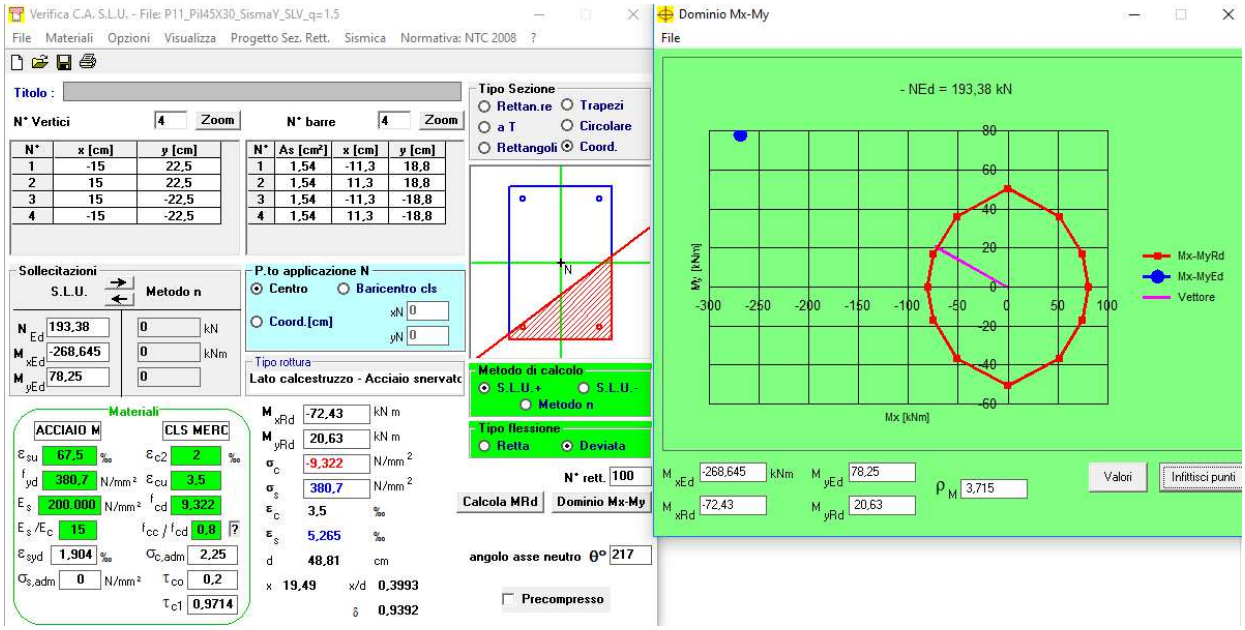
Pilastrata P12 SismaXSLVq=1,5 – Seconda elevazione



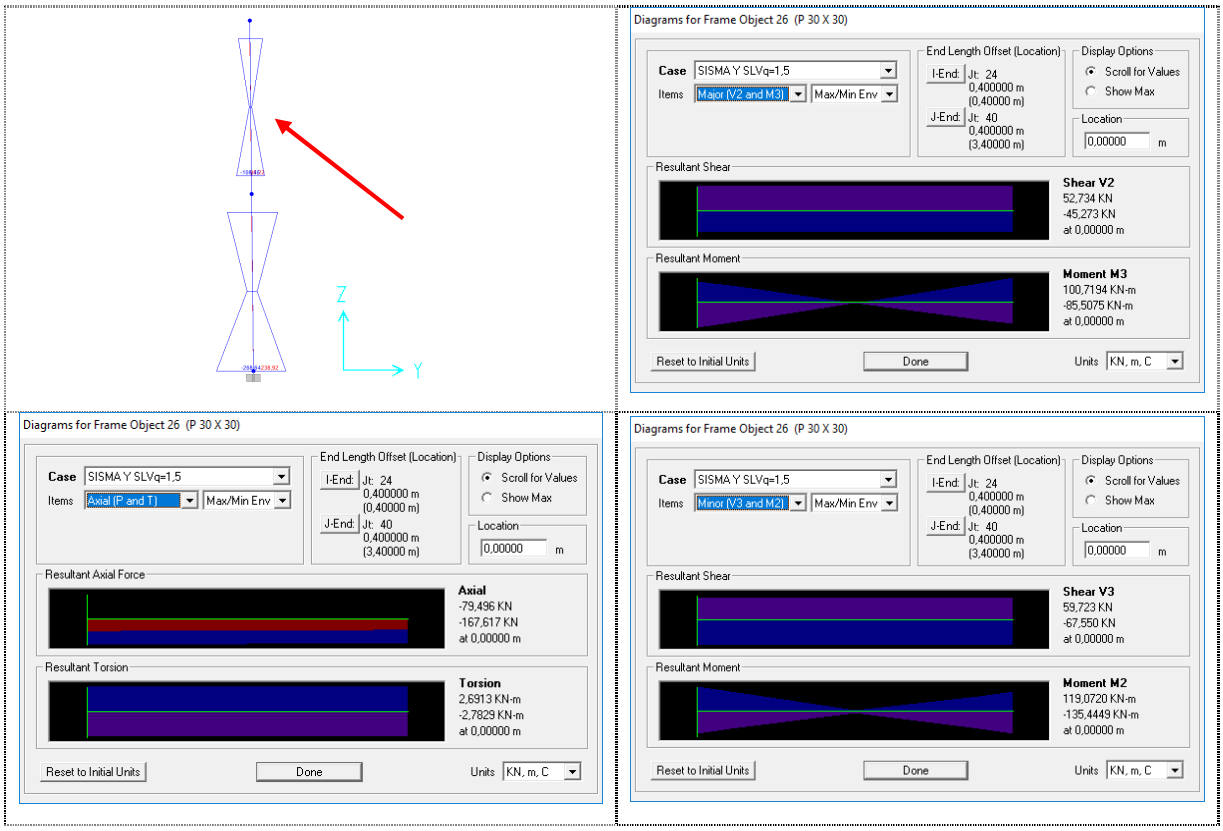


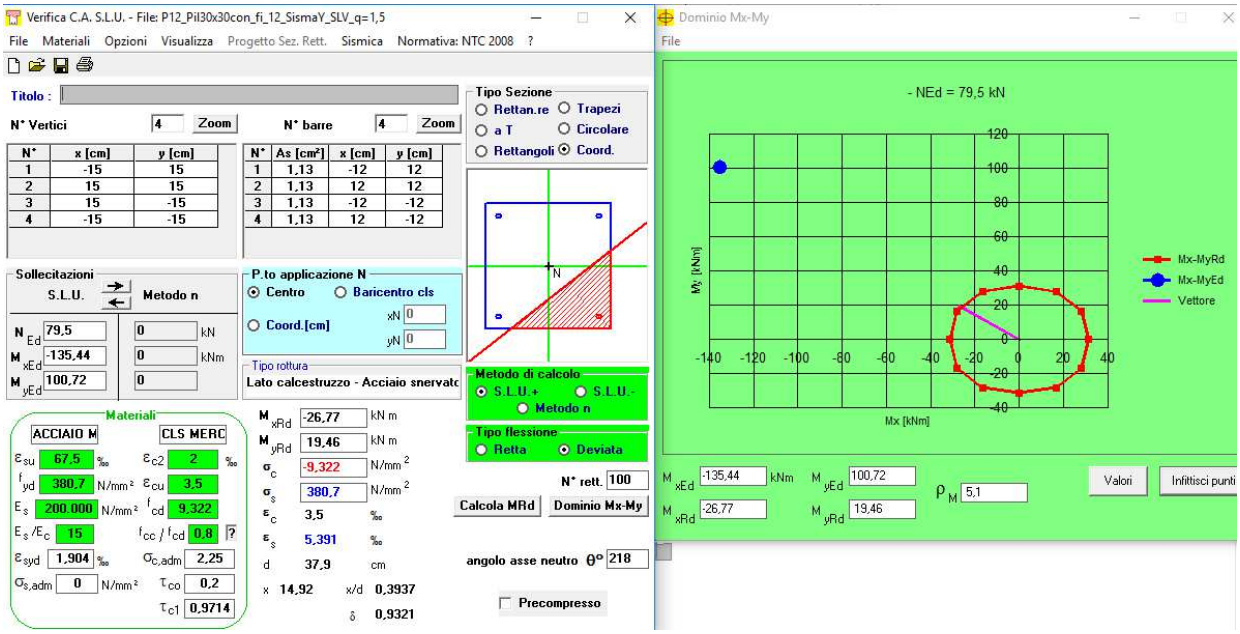
Pilastrata P11 SismaYSLVq=1,5 – Sezione di base





Pilastrata P11 SismaYSLVq=1,5 – Seconda elevazione





3.6 INDICATORI DI RISCHIO

Dalle analisi effettuate è emerso che l'incertezza sul grado di vincolo alla base degli archi influenza in maniera poco significativa il comportamento globale della struttura; la struttura risulta pertanto poco sensibile alla cedevolezza verticale dei pali. L'indicatore di rischio è stato valutato con le sollecitazioni derivanti dal modello con incastro perfetto alla base.

L'indicatore di rischio allo SLV è stato valutato in relazione ai meccanismi duttili, in quanto sono risultati più gravosi rispetto a quelli fragili. Per la determinazione degli indicatori di rischio si opera inserendo spettri con a_g crescente, partendo da un valore di a_g pari al 10% di quella fissata dalla normativa, fino a raggiungere un valore di a_g per il quale le verifiche di pressoflessione della base dell'arco e del pilastro più sollecitato della parte posteriore del corpo A1 risultano verificate. Nel caso in esame lo spettro per cui le verifiche di pressoflessione dell'arco risultano soddisfatte è risultato relativo a un valore di **T_R pari a 60 anni**. Perciò gli indicatori di rischio calcolati rispettivamente in termini di PGA e di T_R sono pari a:

$$\boldsymbol{I.R.(a_g) = 0,31}$$

$$\boldsymbol{I.R.(T_R) = 0,36}$$

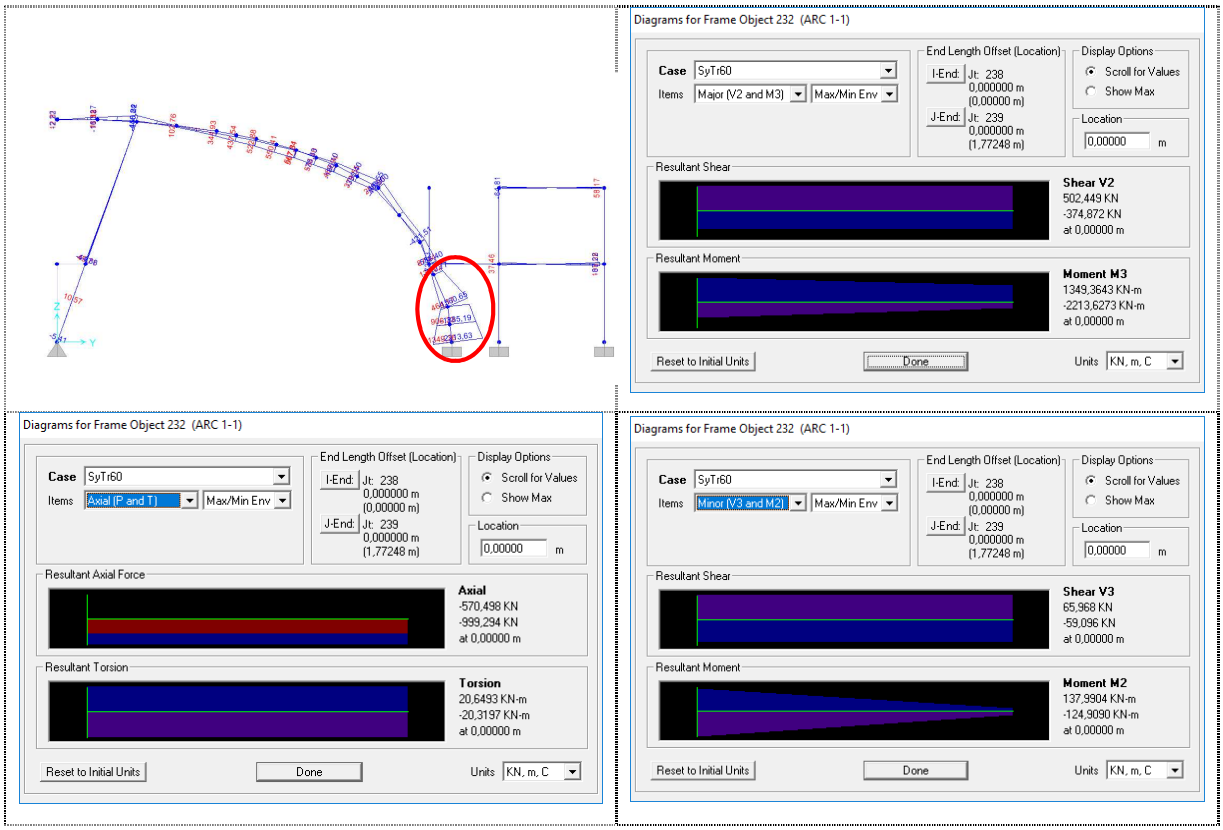
Mentre le verifiche di pressoflessione della prima elevazione del pilastro maggiormente sollecitato del volume posteriore P12 risultano soddisfatte considerando uno spettro relativo a un valore di **T_R pari a 35 anni**. Perciò gli indicatori di rischio calcolati rispettivamente in termini di PGA e di T_R sono pari a:

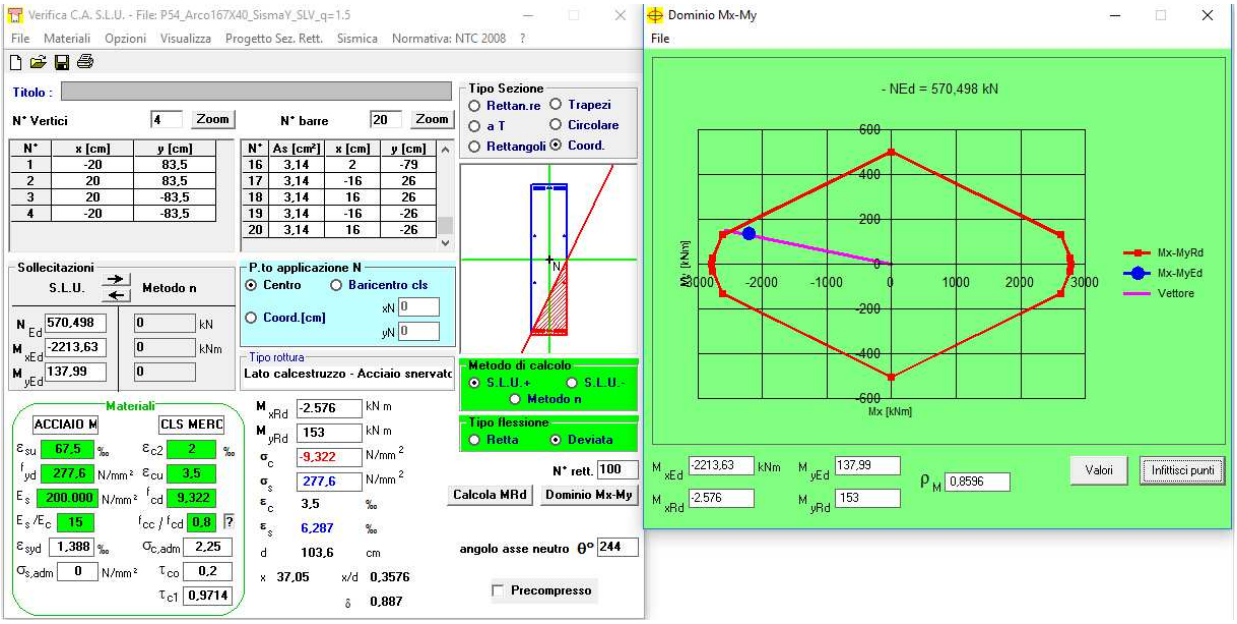
$$\boldsymbol{I.R.(a_g) = 0,23}$$

$$\boldsymbol{I.R.(T_R) = 0,29}$$

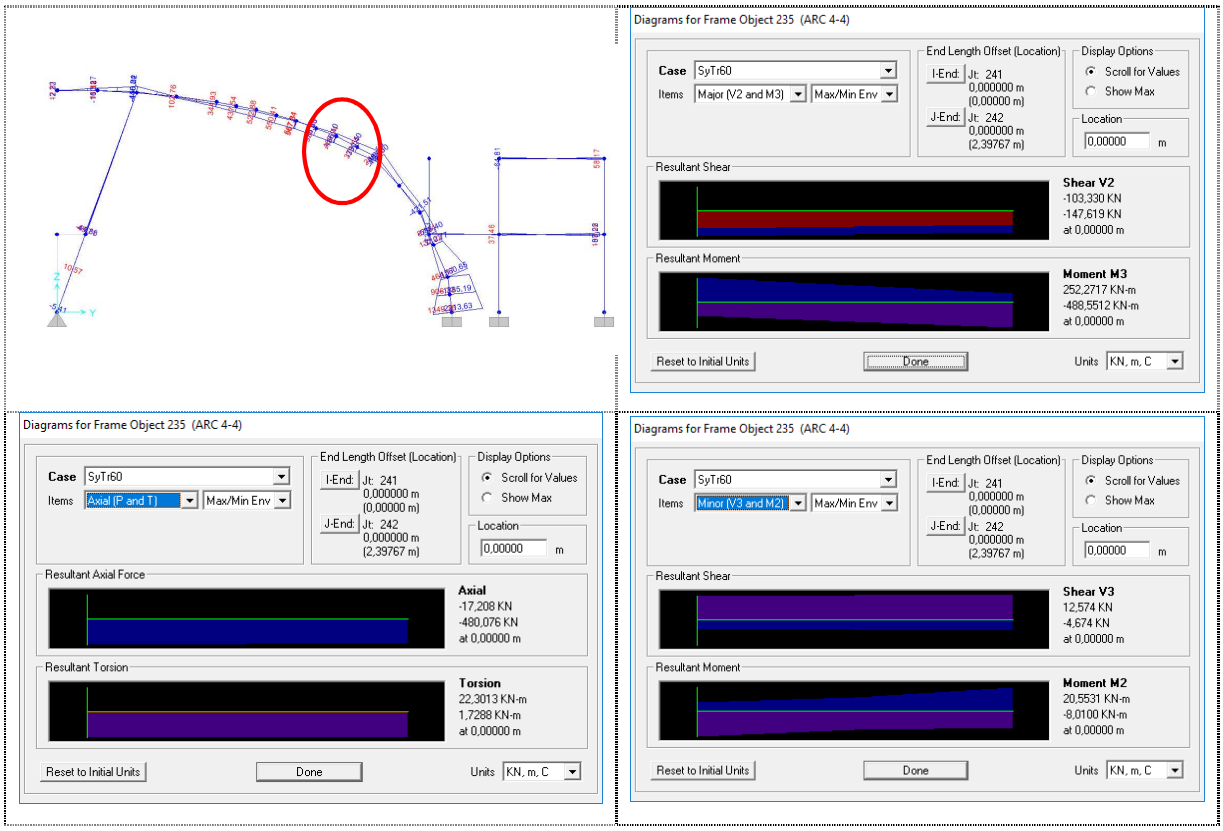
Nel seguito sono riportate le verifiche di presso-flessione condotte per le pilastrate precedentemente prese in esame con lo spettro ribassato, come mostrato in figura.

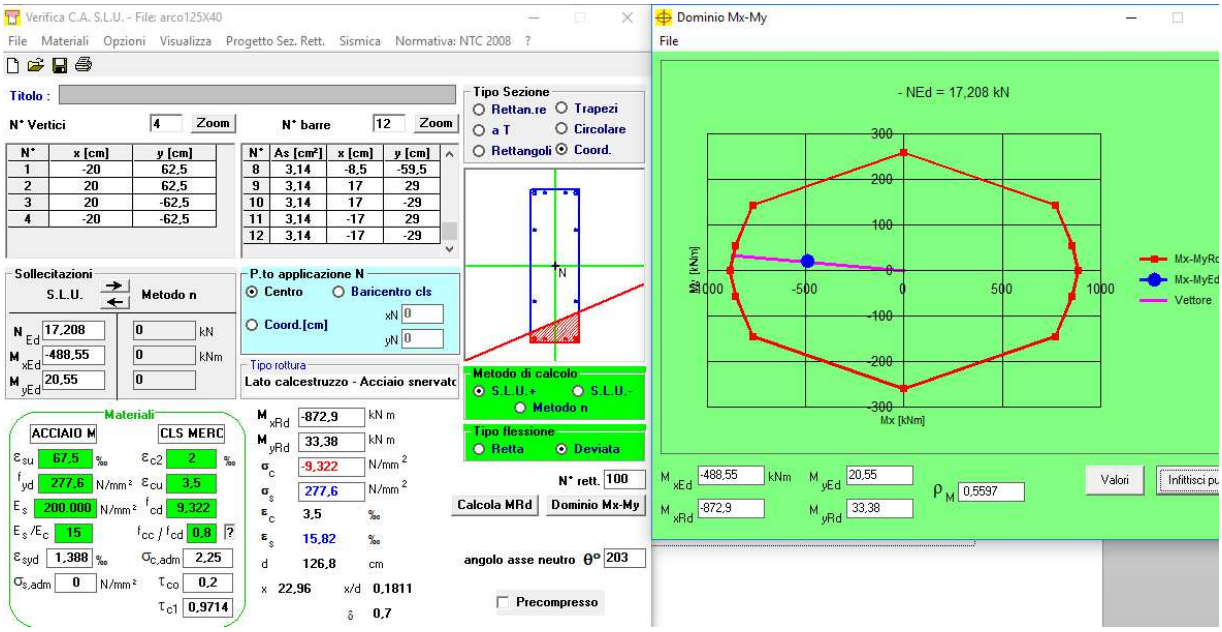
Arco P54 SismaY con TR 60 anni – Sezione di base



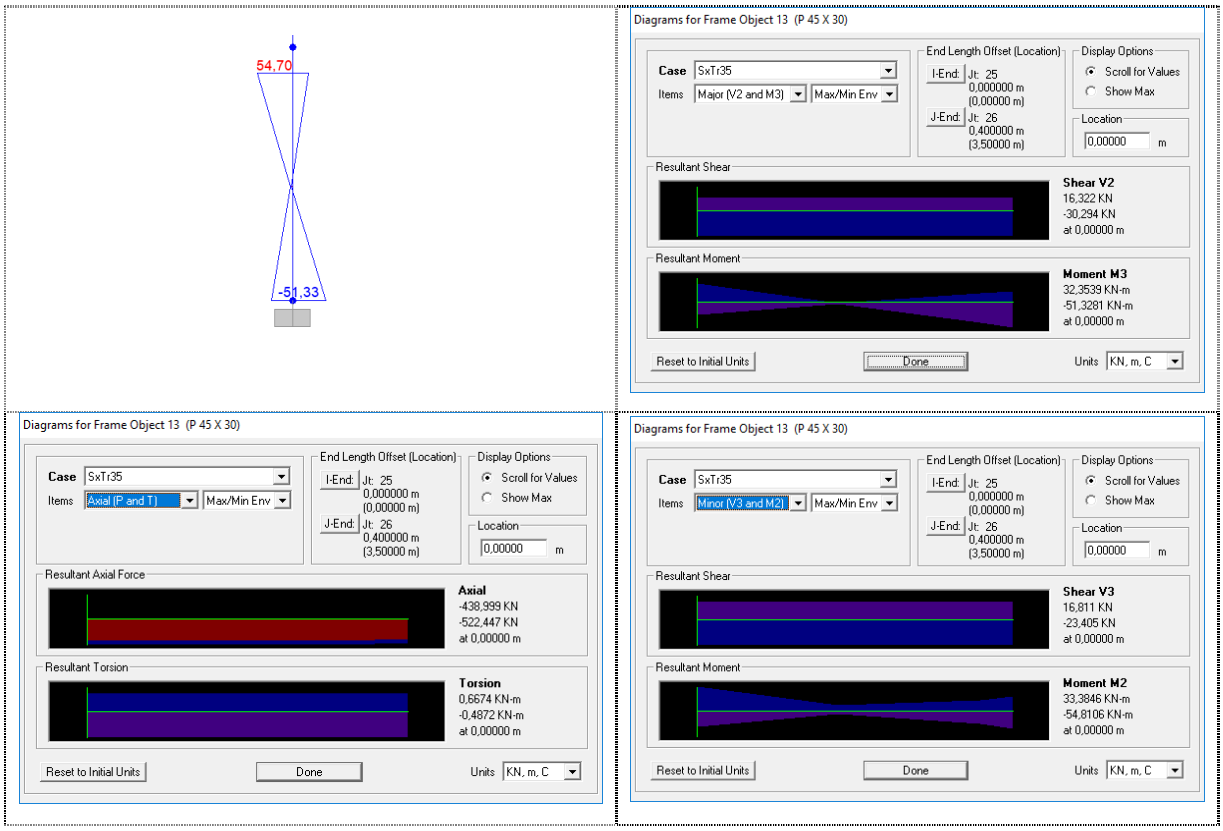


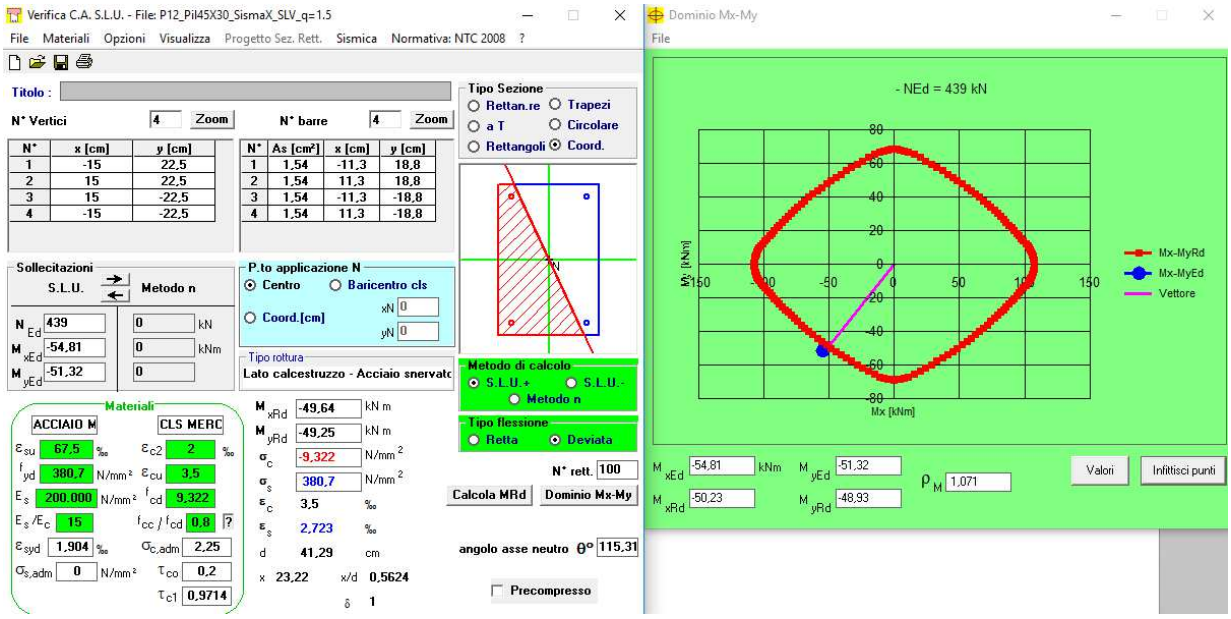
Arco P54 SismaY con TR 60 anni – Sezione centrale



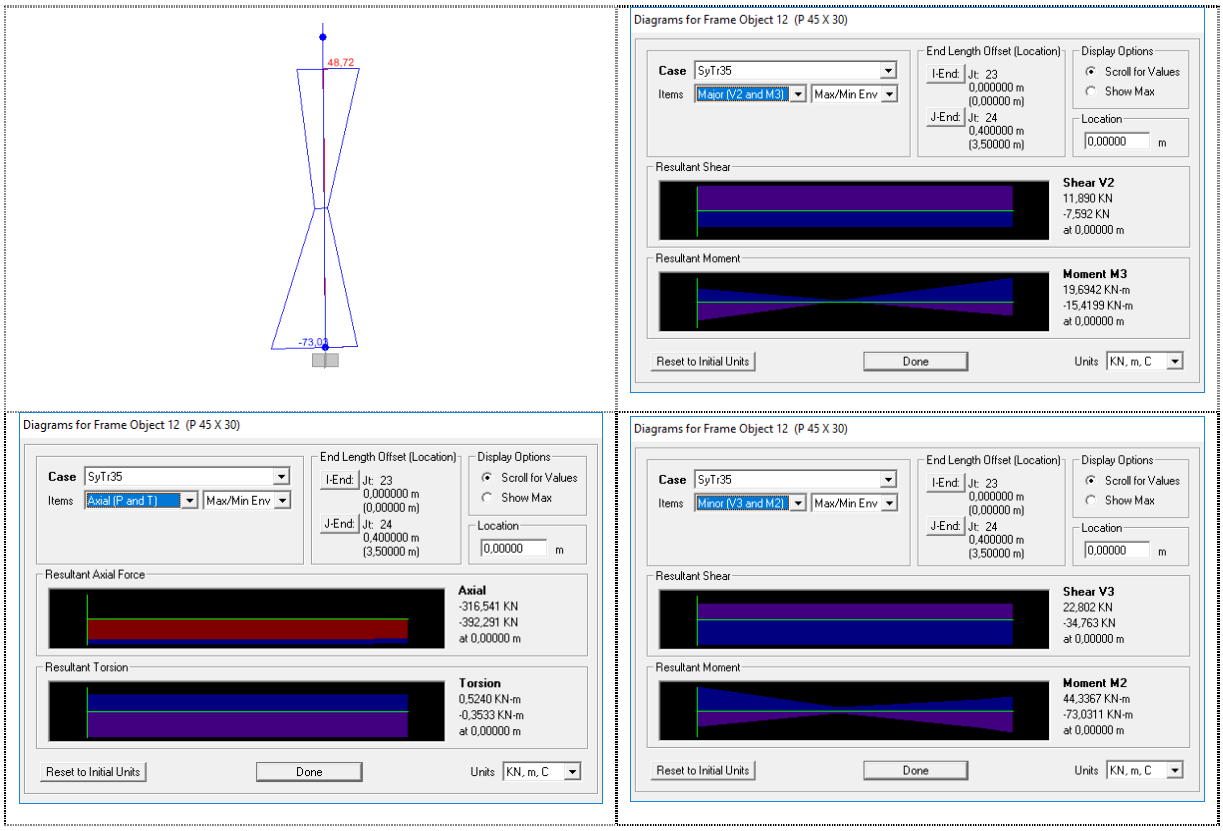


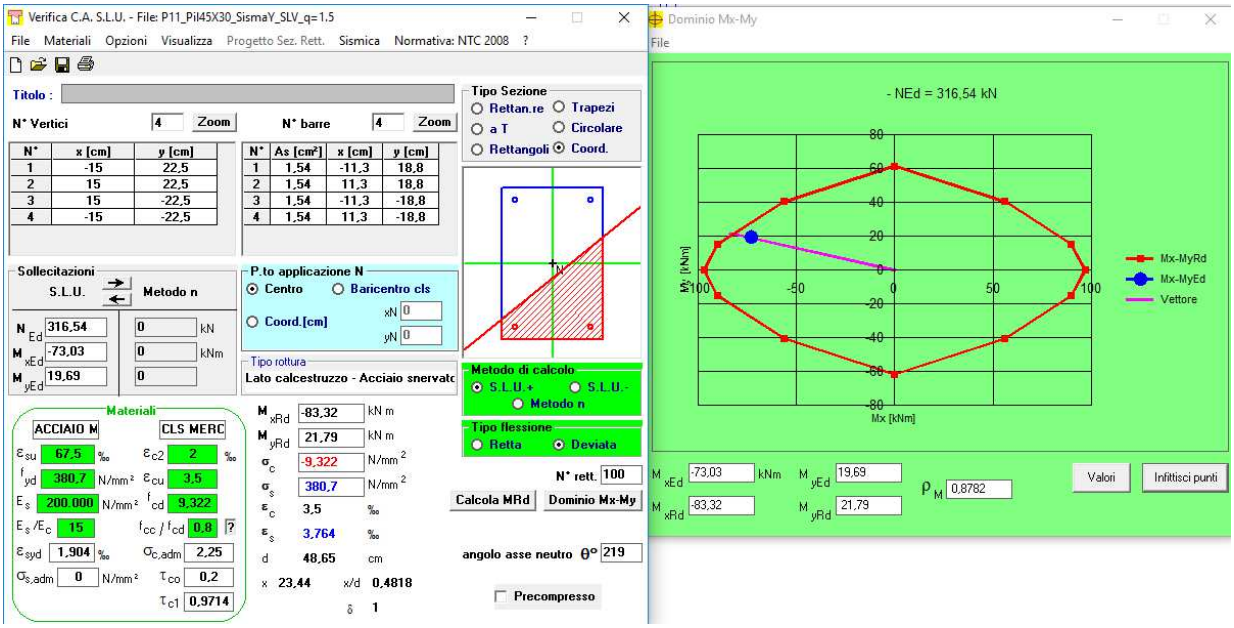
Pilastrata P12 SismaX con TR 35 anni – Sezione di base





Pilastrata P11 SismaY con TR 35 anni – Sezione di base

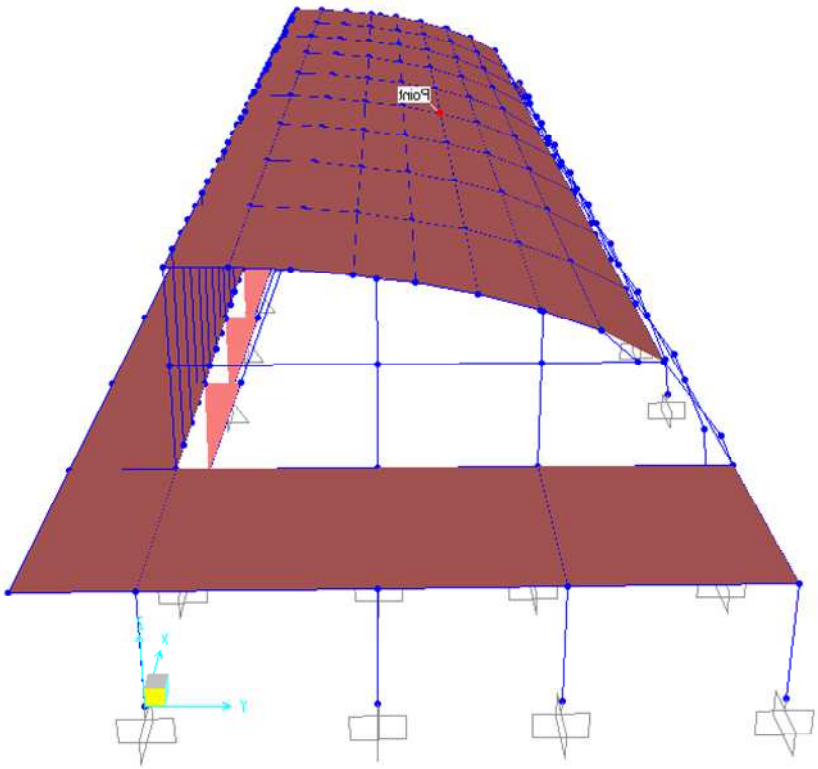




3.7 VERIFICA DI VULNERABILITA' SISMICA DEL SOLO VOLUME CENTRALE DEL CORPO A1

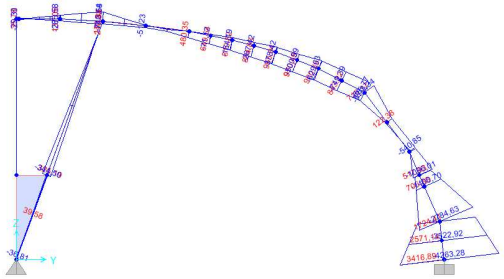
Tenuto conto degli esiti delle verifiche esposti nel capitolo precedente e dello stato di conservazione piuttosto precario del volume posteriore del corpo A1, si esegue la verifica di vulnerabilità del solo volume centrale del corpo A1, al fine di valutare un indicatore di rischio non in caso si dovesse procedere alla demolizione del volume posteriore.

Nel seguito si riportano alcune viste del modello del solo volume centrale, e le verifiche di pressoflessione degli stessi elementi valutati in precedenza, fatta eccezione per il puntone P23 che viene trascurato poiché, come dimostrato, non presenta criticità rilevanti.

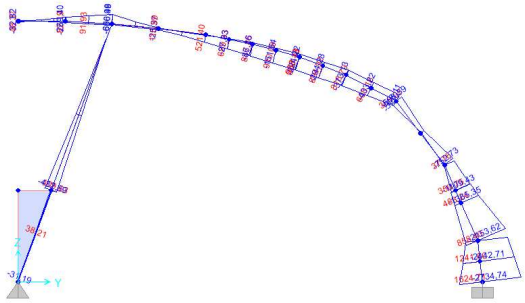


Vista trasversale del modello Volume Centrale corpo A1

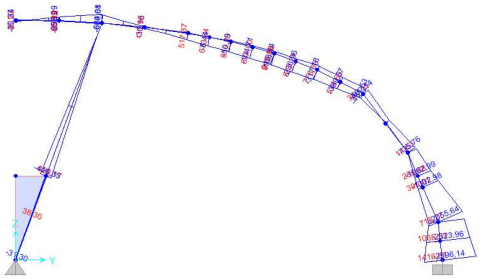
DIAGRAMMI DI M33



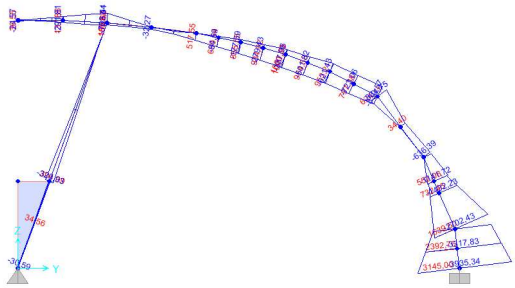
Arco P47 – SismaY SLV q=1.5



Arco P49 – SismaY SLV q=1.5

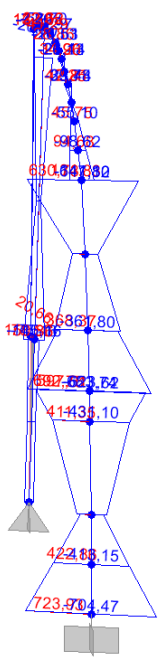
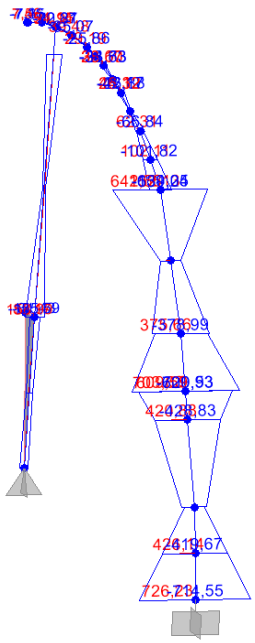
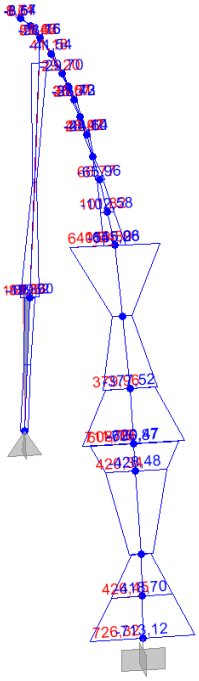
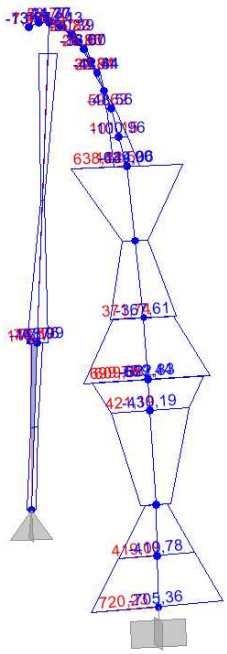


Arco P51 – SismaY SLV q=1.5



Arco P54 – SismaY SLV q=1.5

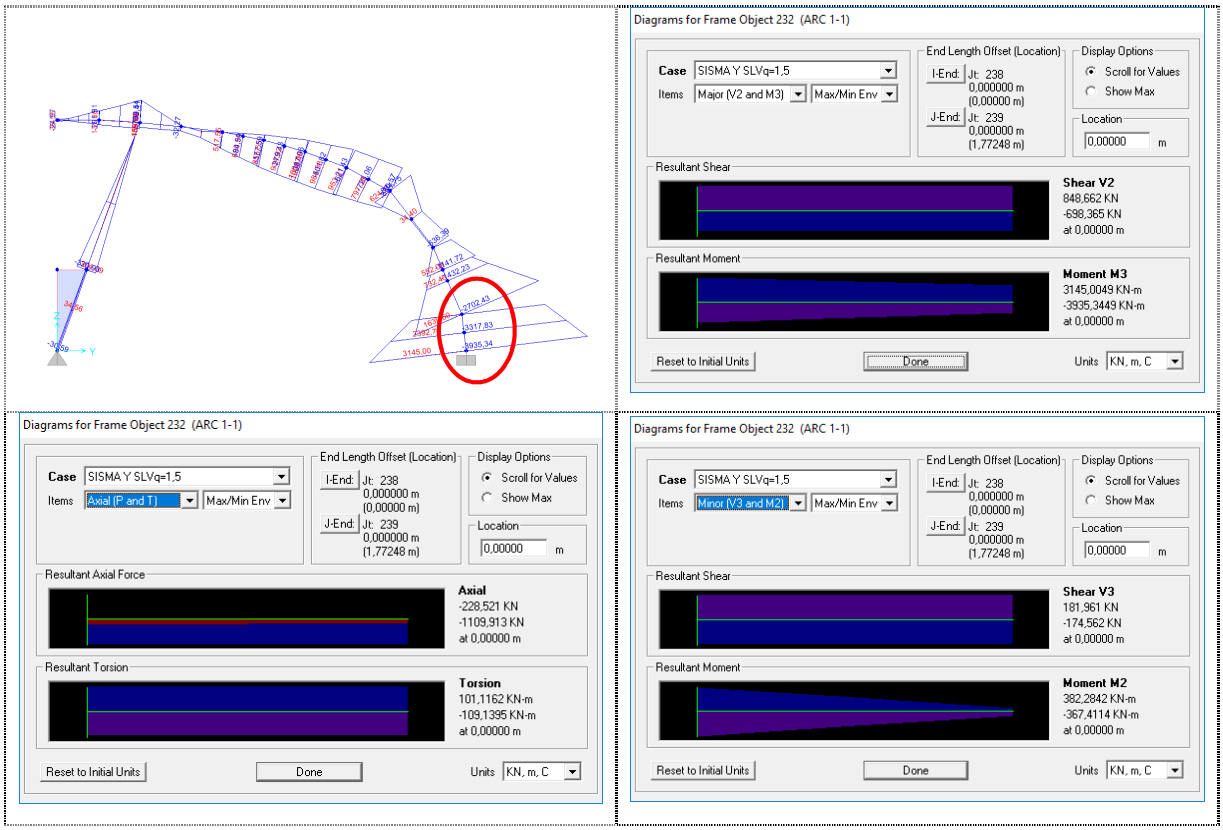
DIAGRAMMI DI M22

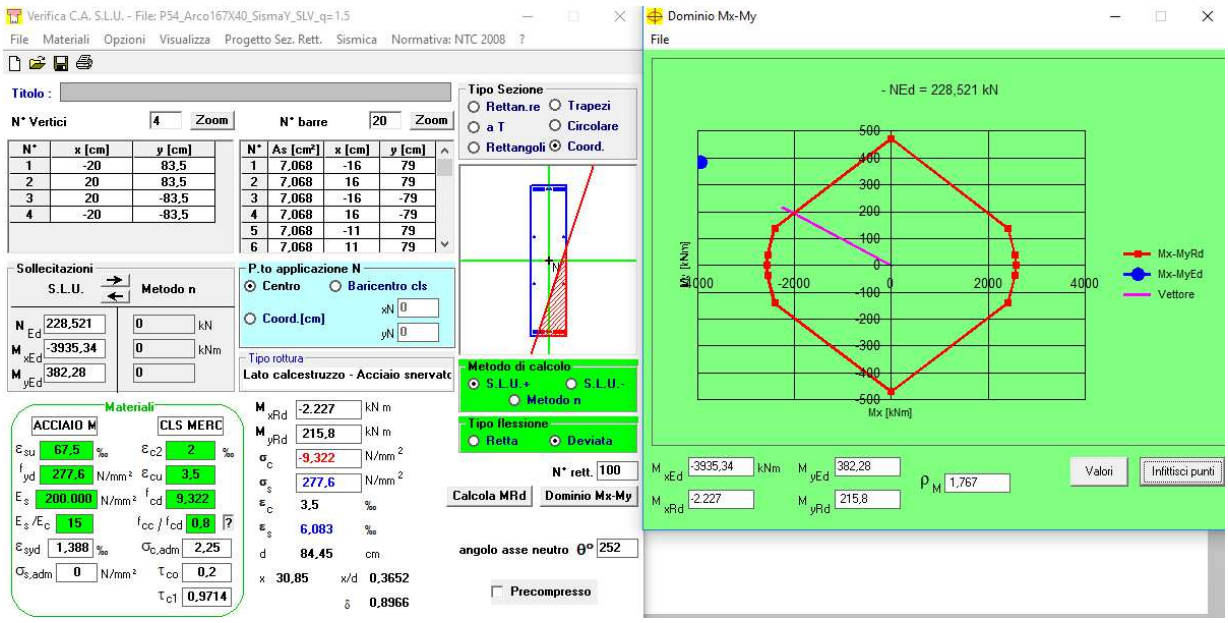
			
Arco P47 – SismaX SLV	*Arco P49 – SismaX SLV*	*Arco P51 – SismaX SLV*	*Arco P54 – SismaXY SLV*
q=1.5	*q=1.5*	*q=1.5*	*q=1.5*

Come si evince dai grafici delle sollecitazioni appena mostrati considerando gli stessi elementi già esposti nel caso del modello costituito da entrambi i volumi, il momento massimo sollecitante alla base degli archi risulta notevolmente diminuito, in quanto assume il valore 3935,34 kNm rispetto a 6302,39 kNm.

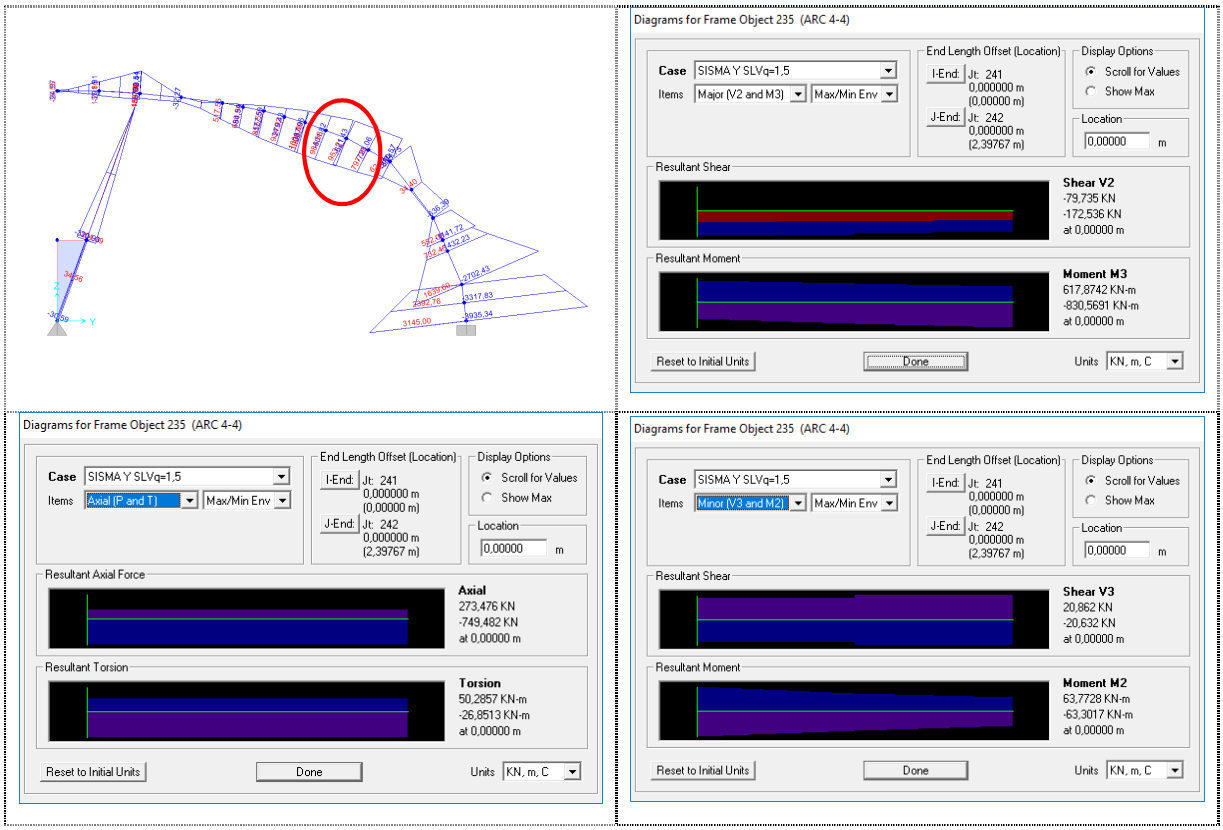
Nel seguito si mostra nuovamente la verifica di pressoflessione dell'arco P54 per la sezione di base e per la sezione centrale, e per il pilastro P33.

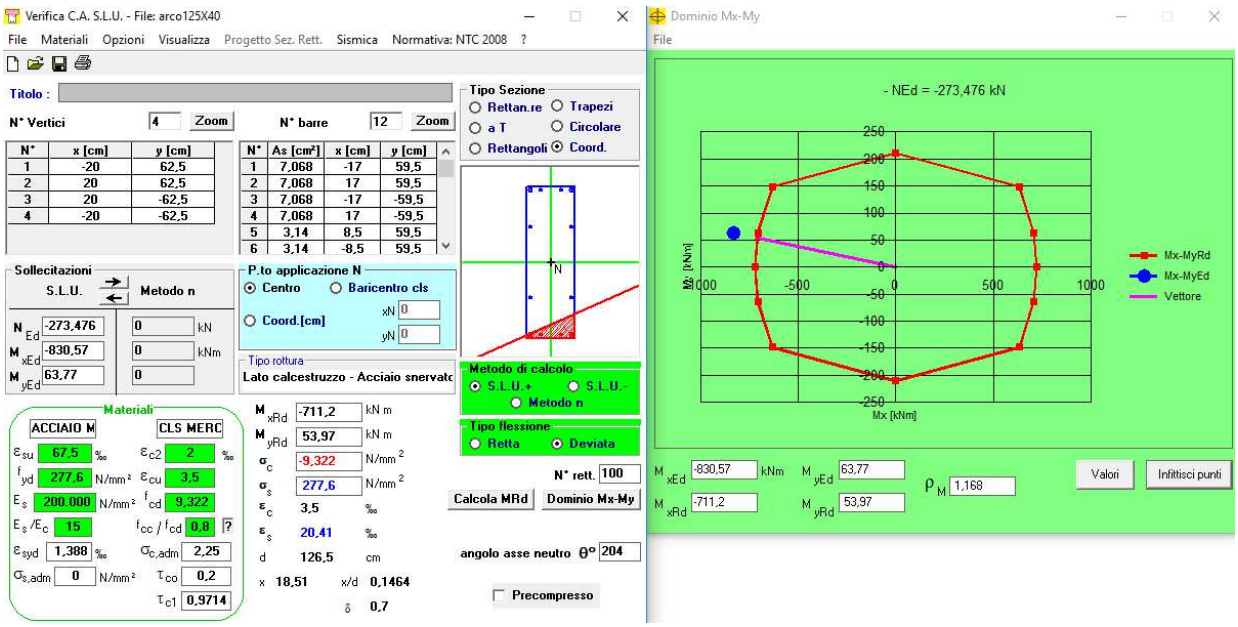
Arco P54 SismaY q=1,5 – Sezione di base



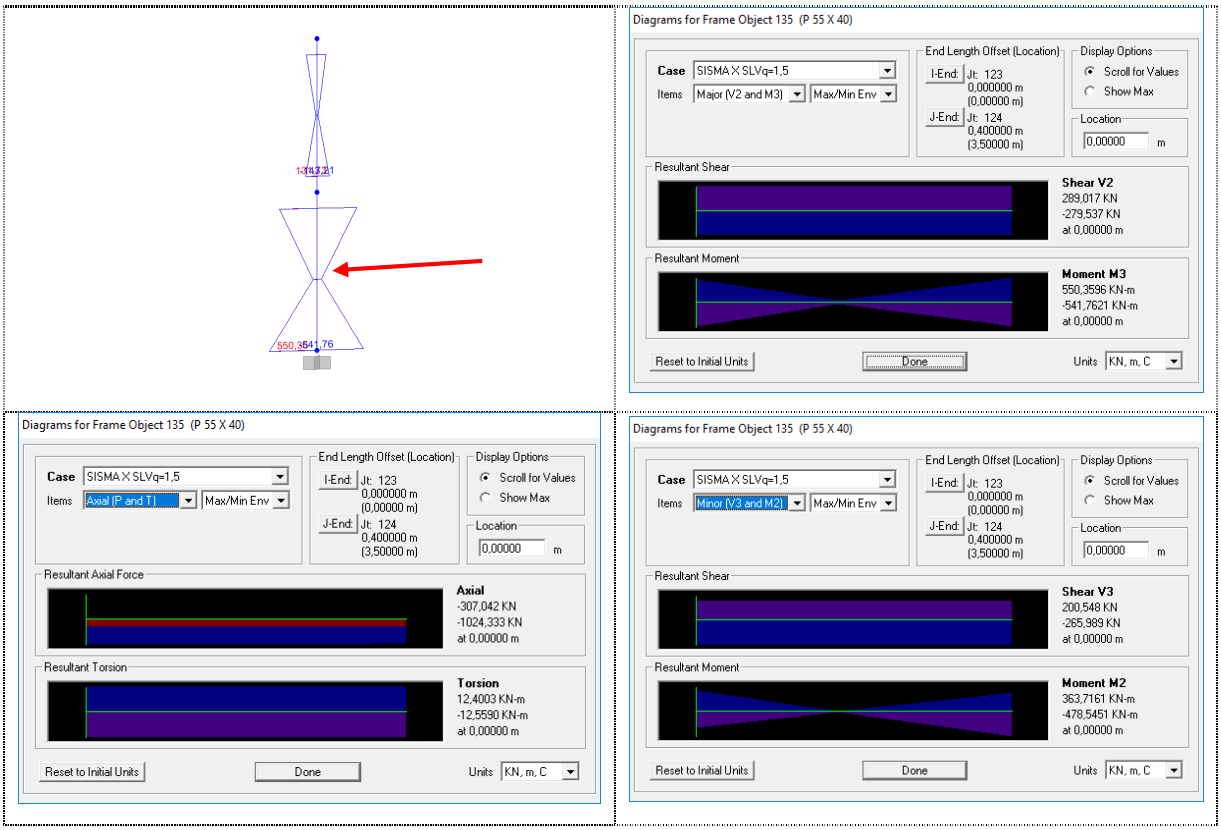


Arco P54 SismaY q=1,5 – Sezione centrale

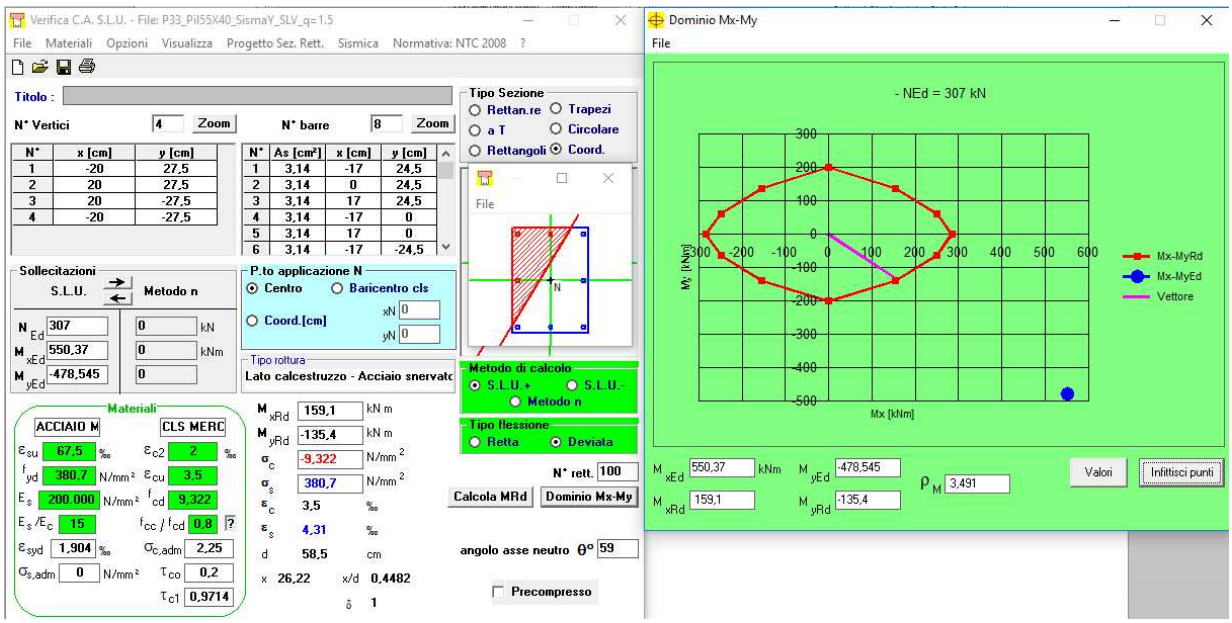




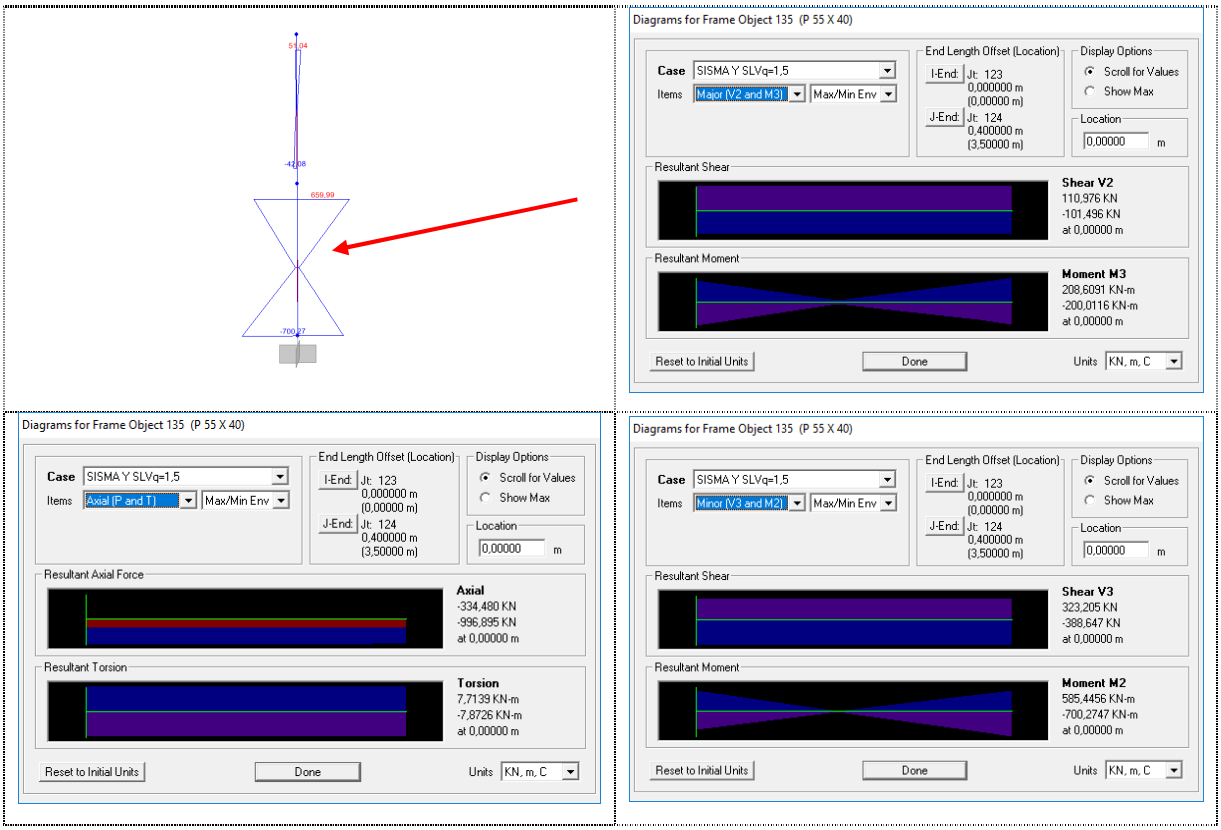
Pilastrata P33 SismaX SLVq=1,5 – Sezione di base



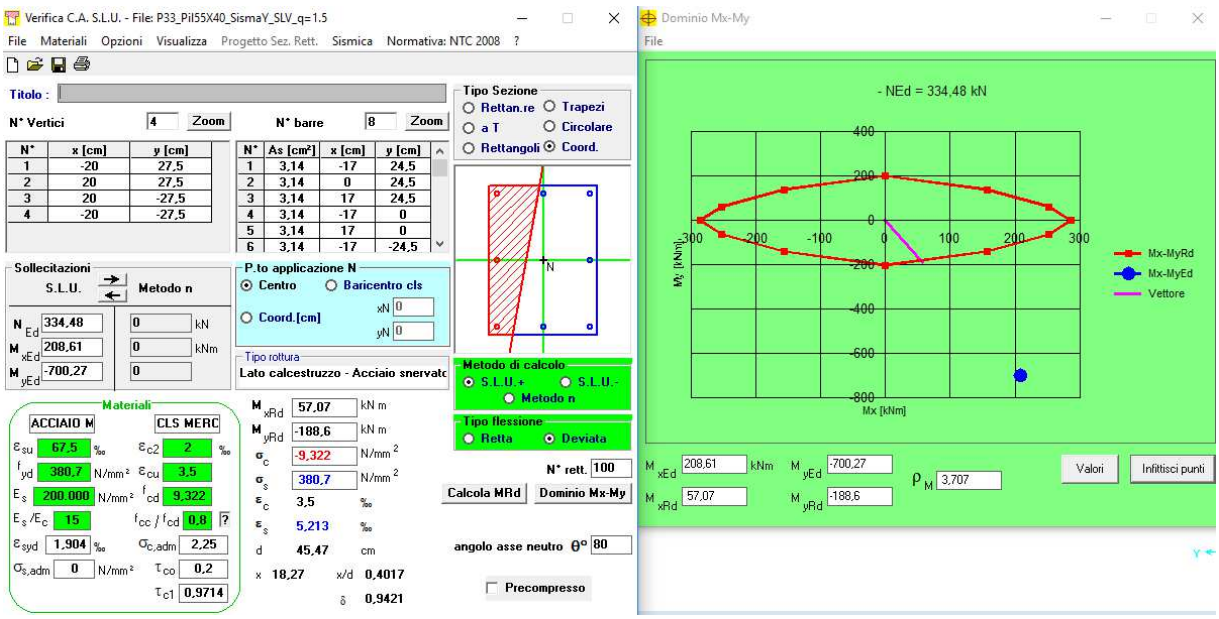
Pilastrata P33 – SismaX SLV q=1.5



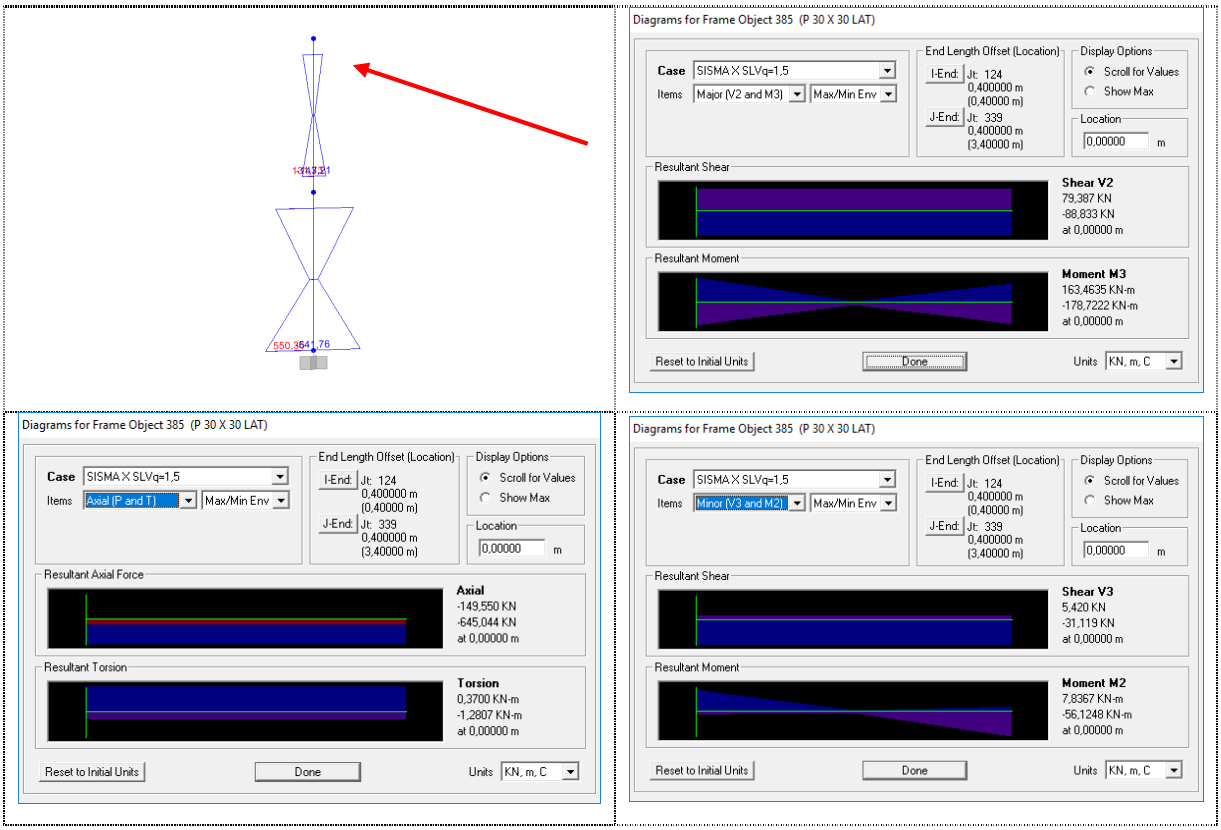
Pilastrata P33 SismaY SLVq=1,5 – Sezione di base



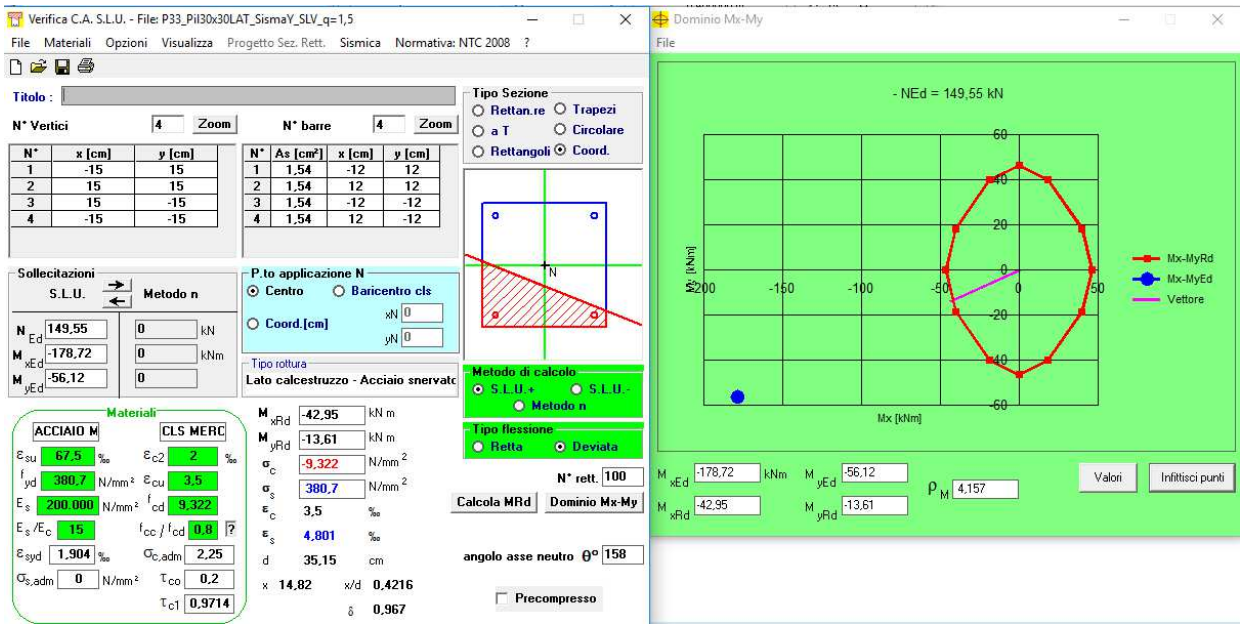
Pilastrata P33 – SismaY SLV q=1.5



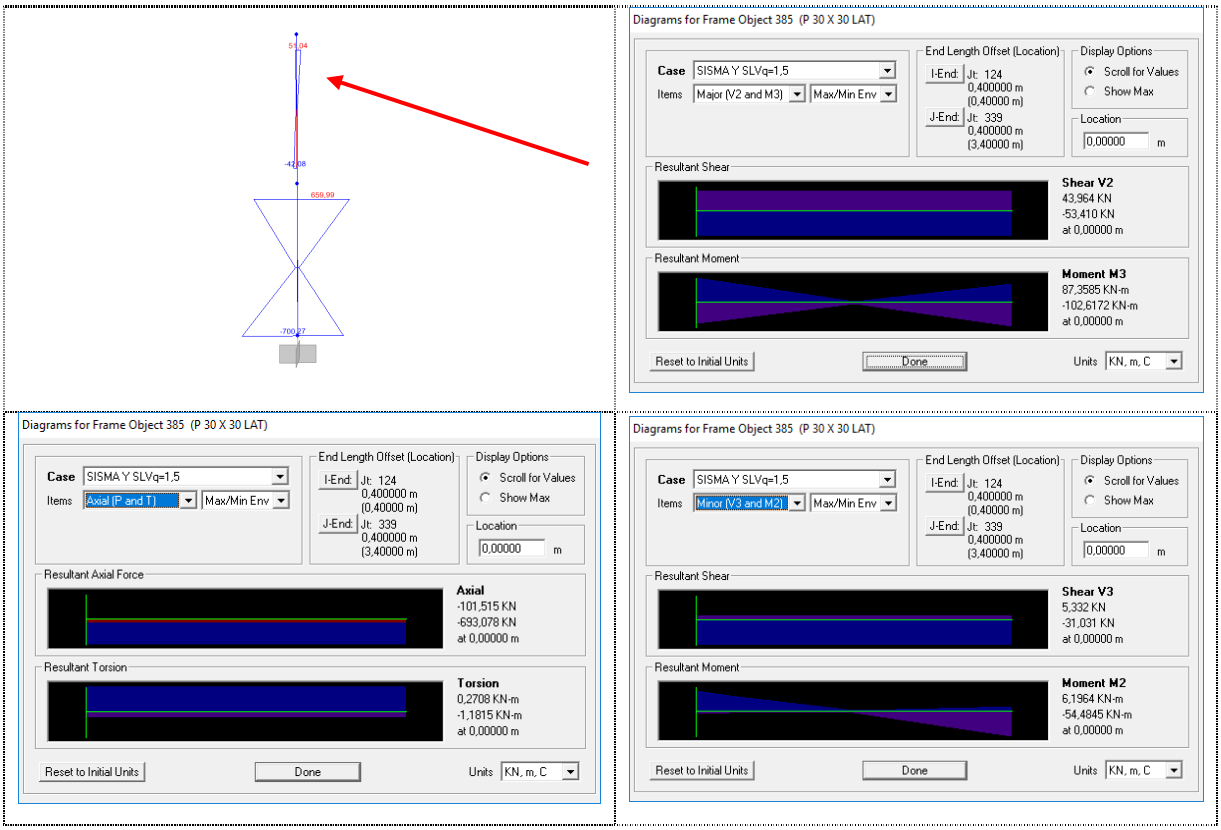
Pilastrata P33 SismaX SLVq=1,5 – Seconda elevazione



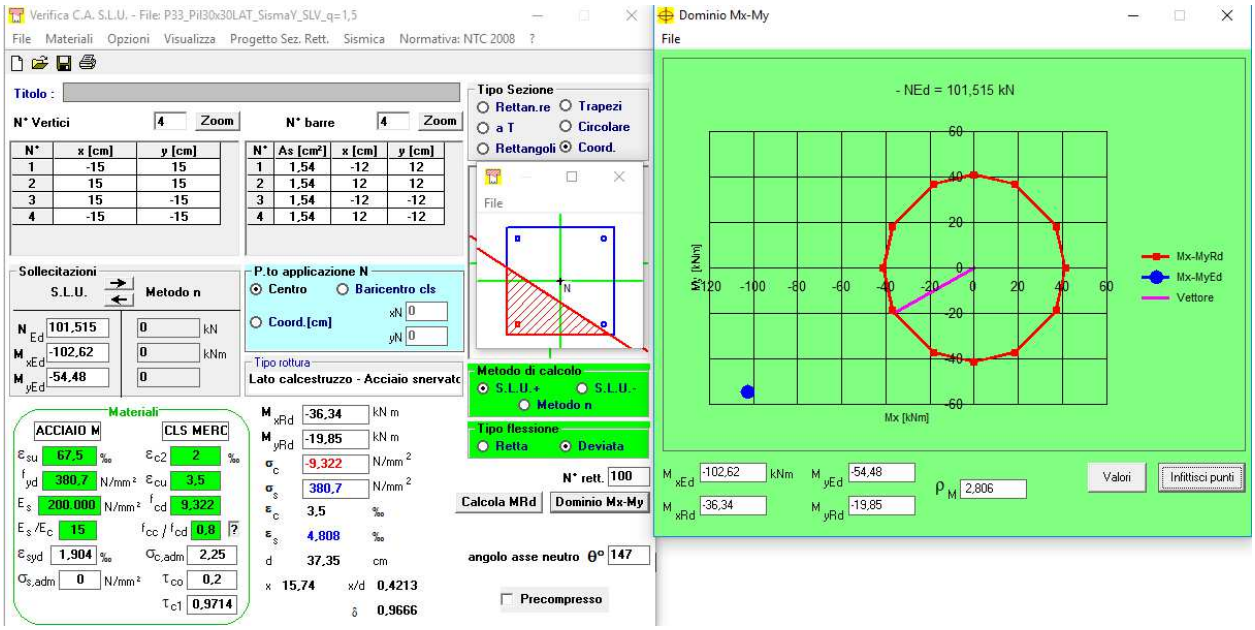
Pilastrata P33 – SismaX SLV q=1.5



Pilastrata P33 SismaY SLVq=1,5 – Seconda elevazione



Pilastrata P33 – SismaY SLV q=1.5

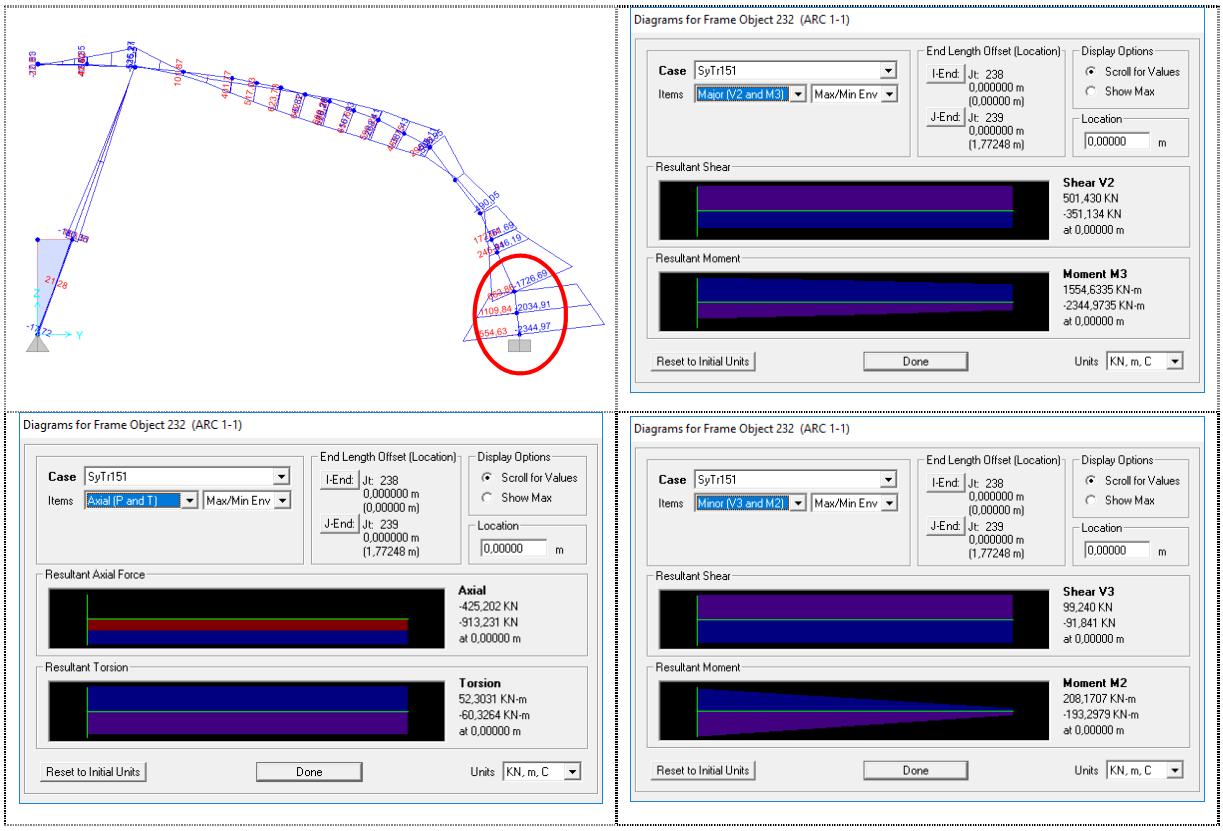


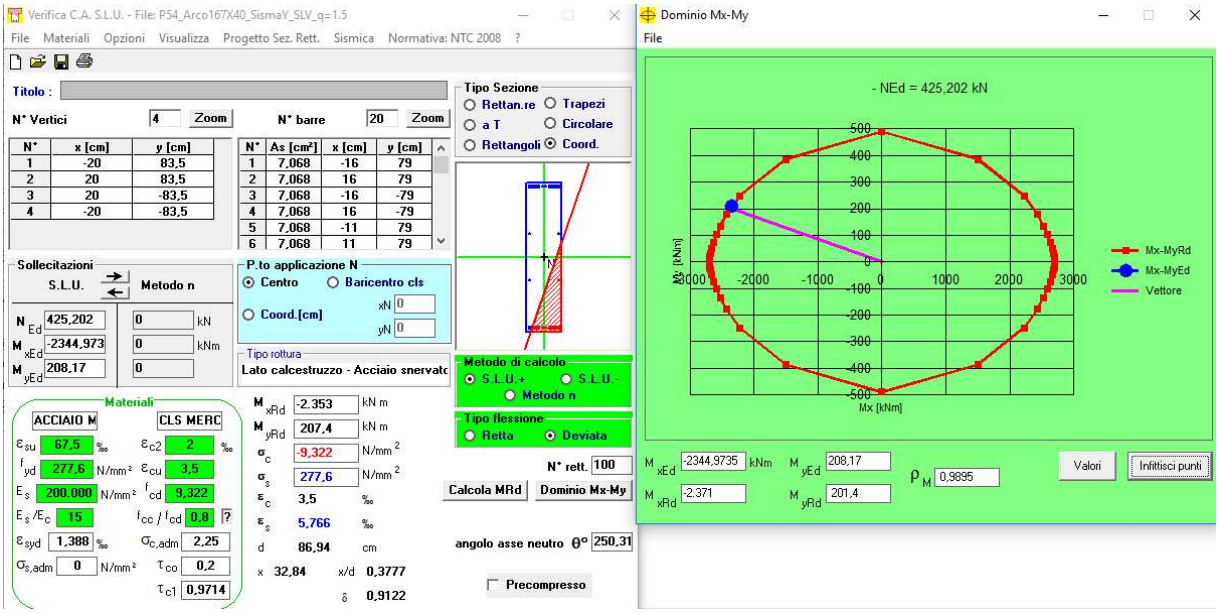
Come si evince dalle valutazioni effettuate, le verifiche di pressoflessione dell'arco P54 non risultano ancora soddisfatte ma presentano un minor grado di criticità rispetto al modello completo. Infatti, nel caso in esame lo spettro per cui le verifiche di pressoflessione dell'arco risultano soddisfatte è risultato relativo a un valore di **T_R pari a 151 anni**. Perciò gli indicatori di rischio calcolati rispettivamente in termini di PGA e di T_R sono pari a:

$$\boldsymbol{I.R.(a_g) = 0,517}$$
$$\boldsymbol{I.R.(T_R) = 0,529}$$

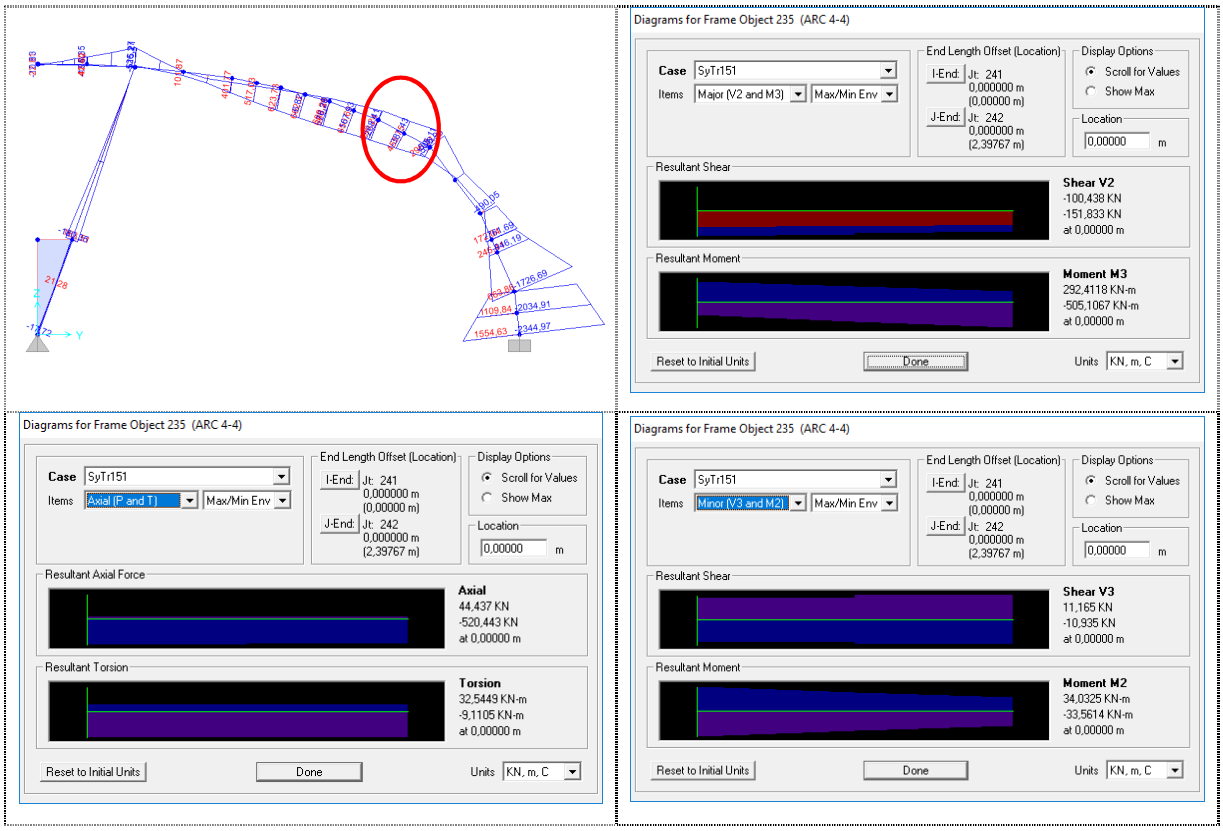
Nel seguito vengono mostrate le verifiche di presso-flessione condotte per le pilastrate precedentemente prese in esame con lo spettro ribassato, come mostrato in figura.

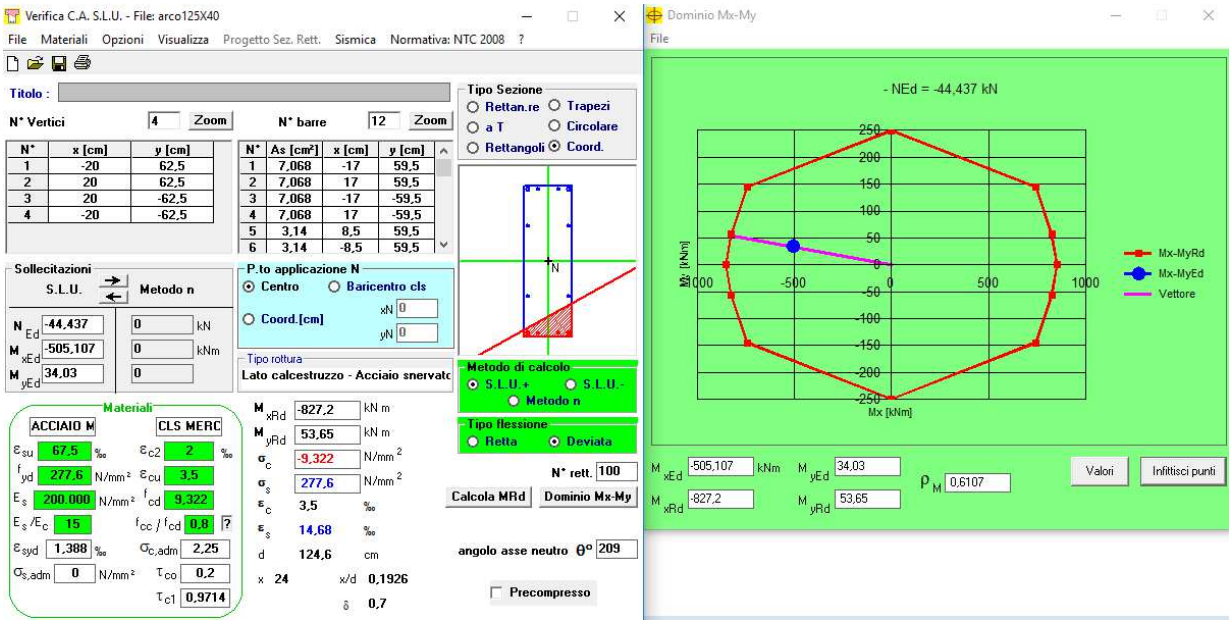
Arco P54 SismaY con TR 151 anni – Sezione di base





Arco P54 SismaY con TR 151 anni – Sezione centrale





3.8 CONCLUSIONI CORPO A1

Per quanto osservato nel paragrafo 3.6 è possibile affermare che gli indicatori di rischio valutati sul Corpo A1 con il modello del solo volume centrale (0,517 e 0,529) risultano significativamente più grandi rispetto al caso del modello completo con entrambi i volumi (0,31 e 0,36).

Si può pertanto concludere che la presenza del volume posteriore del corpo A1 aggrava notevolmente la vulnerabilità sismica del volume centrale del corpo A1.

Riassumendo quanto emerso dai calcoli e dalle indagini effettuate sul volume posteriore del corpo A1 è possibile affermare che:

- Il volume posteriore presenta uno stato di conservazione fatiscente, sia per il degrado del calcestruzzo che per la mancanza di staffe dei pilastri in c.a.
- L'acciaio utilizzato per le barre di armatura dei pilastri non presenta le adeguate caratteristiche di duttilità richieste in zona sismica; i risultati delle prove di trazione hanno messo in evidenza tensioni di snervamento eccessivamente elevate.
- Un elevato numero di pilastri presenta vulnerabilità di tipo statico, come mostrato nel paragrafo 3.4.2.
- Nella verifica eseguita sul modello completo gli indicatori di rischio negli elementi strutturali del volume posteriore sono molto più bassi rispetto a quelli del volume centrale.
- La verifica eseguita sul solo volume centrale mostra che la presenza del volume posteriore comporta un abbassamento significativo degli indicatori di rischio; se ne deduce che la struttura del volume posteriore è assolutamente inadeguata e va riprogettata, sia nel caso la si voglia mantenere collegata al volume centrale che nel caso in cui si voglia realizzare una separazione tra le due strutture.

Tenuto conto dei risultati delle verifiche di vulnerabilità sismica e dello stato di conservazione dei due volumi costituenti il corpo A1, si possono ipotizzare due soluzioni per un intervento di miglioramento sismico:

1. Demolizione e ricostruzione del volume posteriore, prevedendo una struttura in grado non solo di far fronte adeguatamente alle azioni sismiche del nuovo corpo, ma di contribuire ad innalzare l'indicatore di rischio del volume centrale.

2. Rinforzo delle strutture del volume posteriore con inserimento di pareti o controventi cin grado di conferire un adeguato livello di miglioramento sismico dell'intero corpo A1.
3. Sul volume centrale, tenendo conto della qualità architettonica delle strutture e del soddisfacente stato di conservazione, si possono ipotizzare interventi di rinforzo, con aumento di rigidezza, solo sui telai presenti sulle due testate, senza modificare l'aspetto architettonico dei sistemi archi-puntoni.
4. Sempre sul volume centrale si dovrà affrontare il problema del giunto, verificandone prima l'effettiva configurazione, per poi proporre un intervento di miglioramento sismico, senza escludere la possibilità di eliminare il giunto per dare continuità alla struttura.

4 CORPO A2

Si presentano in questo capitolo i risultati delle analisi effettuate sul corpo A2, composto da una struttura in acciaio.

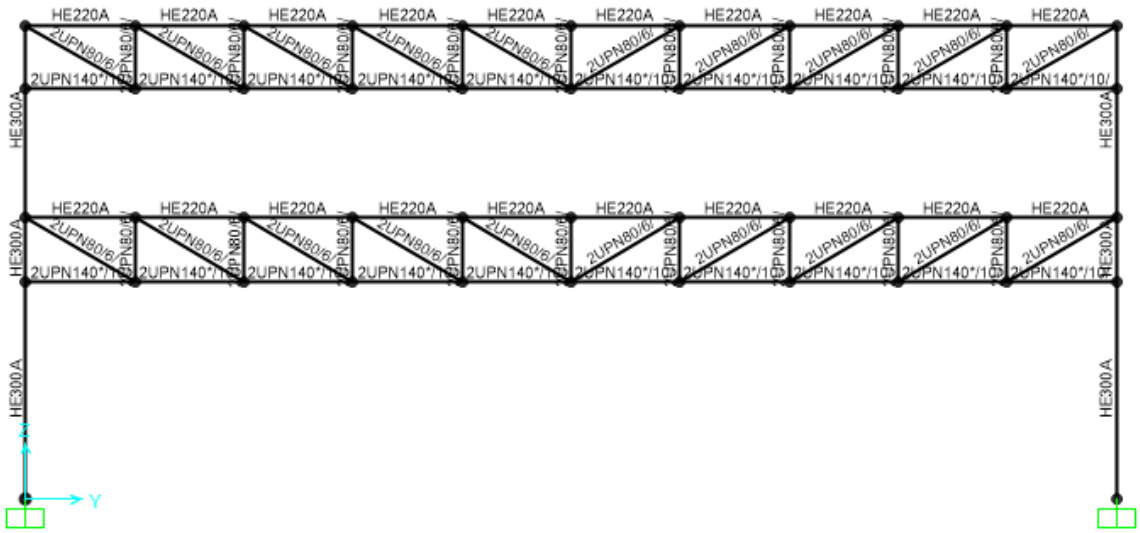
4.1 DESCRIZIONE E MODELLO DI CALCOLO

L'analisi strutturale del corpo A2 è stata effettuata su un modello di calcolo agli elementi finiti, che schematizza l'intera struttura di elevazione con elementi frame per le travi ed i pilastri.

Il modello riproduce in maniera accurata le distribuzioni di massa e rigidezza strutturale effettiva, senza considerare rigidezze aggiuntive costituite da elementi non strutturali.

In questo caso, le sezioni degli elementi strutturali sono state desunte esclusivamente dai rilievi effettuati in sito, in assenza della documentazione progettuale originale. In particolare, le dimensioni in pianta del corpo A2 sono risultate 8 m in direzione longitudinale X, e 17 m in direzione trasversale Y. La struttura è inoltre costituita da due piani di elevazione, per un'altezza complessiva di 7,4 m.

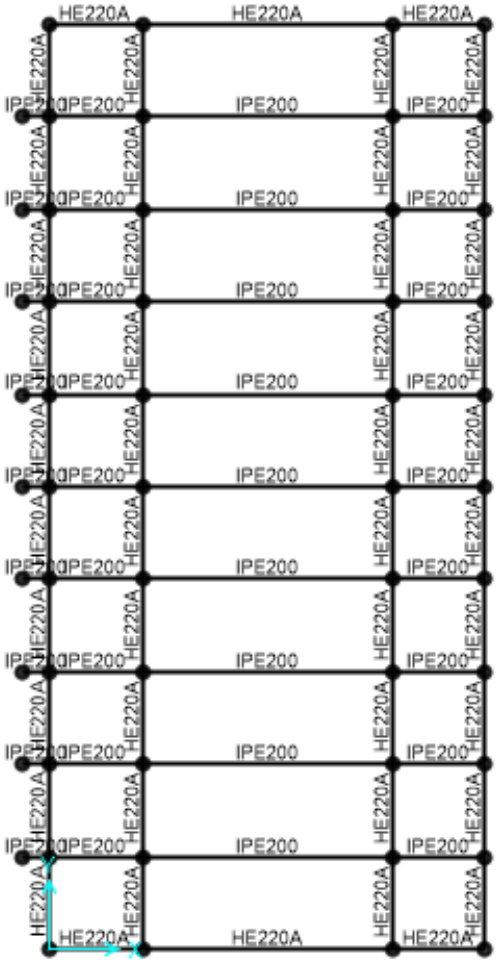
L'annesso costruttivo è costituito da quattro telai trasversali, in cui i pilastri sono costituiti da profili HE300A, mentre le travature reticolari da profili UPN di varie dimensioni come mostrato in figura.



Vista Y-Z di uno dei Telai

I quattro telai trasversali sono disposti ad interasse rispettivamente di 1,7 m, 4,6 m, e 1,7 m.

I due impalcati sono costituiti da arcarecci composti da profili IPE200 ed HE220A, come mostrato nella vista in pianta.



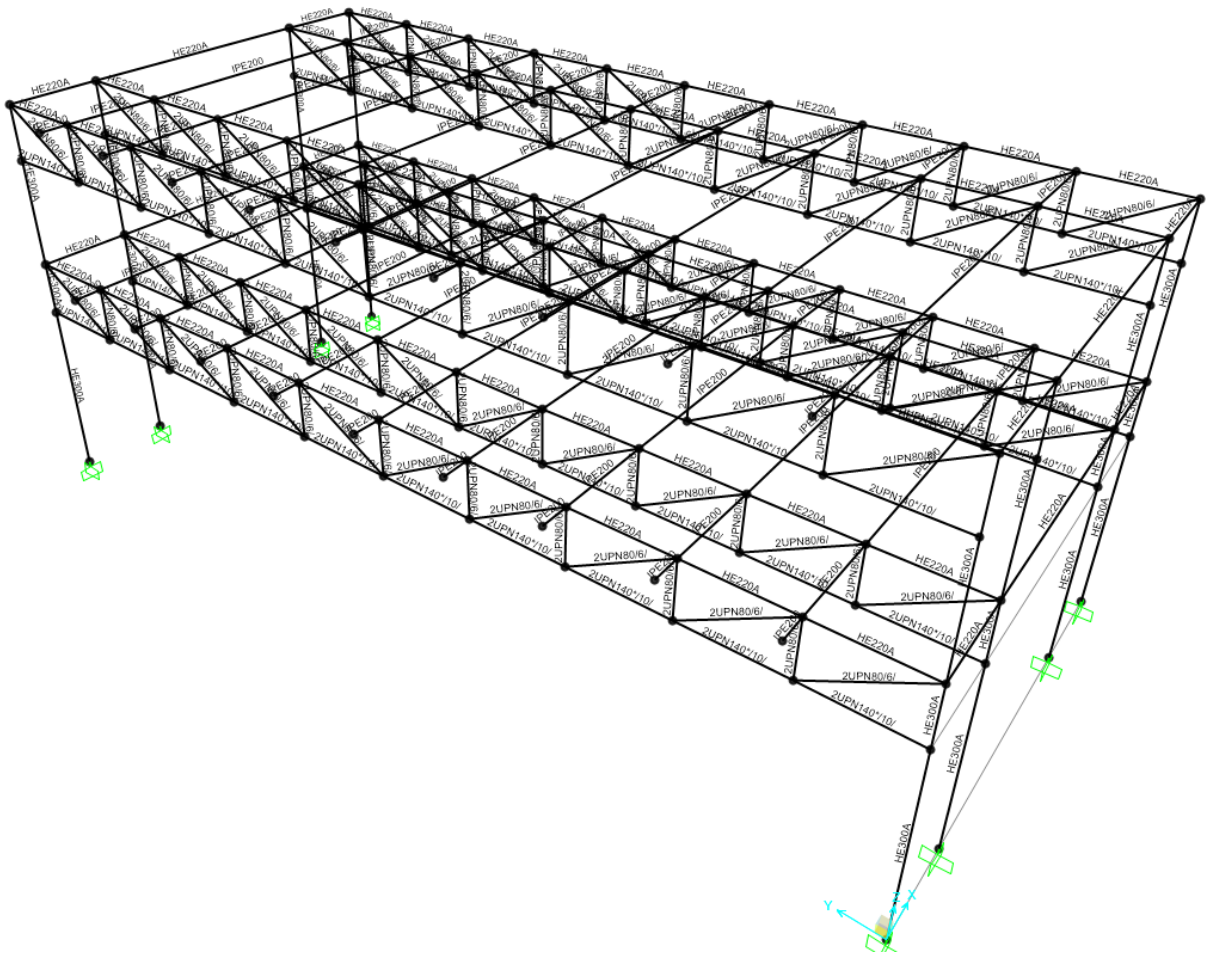
Vista in pianta della copertura

Per quanto riguarda le caratteristiche dei materiali, tenuto conto che non si è ritenuto opportuno eseguire prelievi per il carattere invasivo degli stessi, è stato assunto un acciaio tipo Fe 360 B (S235) sia per le travi che per i pilastri, avente le caratteristiche meccaniche riportate in tabella..

Nuove Norme UNI EN 10025 (93) (EN 10027-1)		Vecchie Norme UNI EN 10025 (90)	Caratteristiche meccaniche						
			Carico rottura Rm __ N/mm2		Carico Snervamento ReH - N/mm2	Allungamento Min. A%	Resistenza per temperature KV		
			Min	Max	Valore minimo	≤ 40 mm	+20°C J	0°C J	-20°C J
S 235 JR	(≤ 16 mm)	Fe 360 B	340	470	235	25	27	-	-
	(> 16 ≤ 25 mm)		340	470	225	25	27	-	-

Per tener conto del comportamento a lastra degli impalcati, i nodi di piano sono stati vincolati con il vincolo diaphram.

Nel seguito è riportata una vista tridimensionale del modello di calcolo.



Modello tridimensionale

4.2 DEFINIZIONE DELLE AZIONI

4.2.1 Analisi dei carichi

Sono state distinte le azioni permanenti (**"G_1":** permanenti strutturali; **"G_2":** permanenti non strutturali) dalle azioni variabili (valori caratteristici **"Q_k"**).

Azioni permanenti

CARICO TIPO 1: solaio di piano

G1: carico permanente strutturale **(kN/m²) = 2,5**

G2: carico permanente non strutturale **(kN/m²) = 3,8**

CARICO TIPO 2: solai di copertura

G1: carico permanente strutturale **(kN/m²) = 2,5**

G2: carico permanente non strutturale **(kN/m²) = 2,6**

CARICO TIPO 3: Tamponature

G2: carico permanente non strutturale **(kN/m) = 6**

Azioni variabili – valori caratteristici "Q_k"

Per la copertura è stato assunto il sovraccarico di esercizio (Cat. H) coperture non praticabili:

Q = 0,5 kN/m²

Per i solai di interpiano (Cat. B3 uffici aperti al pubblico):

Q = 3,0 kN/m²

Per le coperture non praticabile è stato assunto il sovraccarico di esercizio dovuto alla neve:

Q = 1,20 kN/m²

determinato come segue (punto 3.4.2 NTC):

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

q_{sk} = 1,50 kN/m² as < 200 m

Tabella 3.4.II – *Valori del coefficiente di forma*

Coefficiente di forma	$0° \le \alpha \le 30°$	$30° < \alpha < 60°$	$\alpha \ge 60°$
μ_1	0,8	$0{,}8 \cdot \frac{(60-\alpha)}{30}$	0,0

C_E (coefficiente di esposizione) = 1
C_T (coefficiente termico) = 1

4.2.2 Definizione dell'azione sismica – spettri di risposta

Come per il corpo A1, ai fini della valutazione delle ***azioni sismiche*** è stato necessario definire preliminarmente alcuni parametri caratteristici dell'opera e del sito considerati:

- *vita nominale* ***(V_N)***;
- *classe d' uso*;
- *periodo di riferimento per l' azione sismica* ***(V_R)***;
- *categoria di sottosuolo* ***(S)****;*
- *condizioni topografiche* ***(T)****.*

Trattandosi di un edificio realizzato nel '46 si prevede un utilizzo dell'opera per la destinazione attuale per altri 50 anni circa, quindi si assume una vita nominale pari a:

V_N = 50 anni

Il fabbricato viene assimilato alle "Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi" per cui ricade nella classe d'uso III a cui corrisponde:

c_u = 1.5

Ottenendo un periodo di riferimento per l'azione sismica pari a:

$V_R = V_N \cdot C_U$ = 75 anni

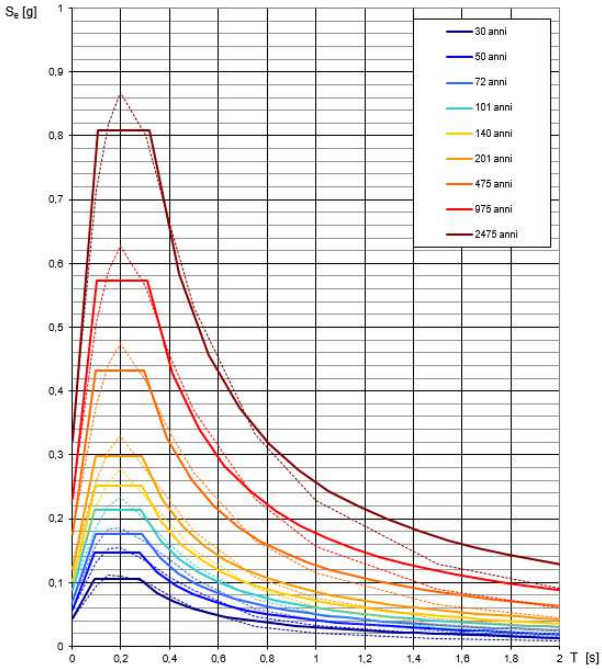
Per la determinazione della categoria di sottosuolo si fa riferimento alla relazione geologica allegata "" In particolare, la categoria del suolo di fondazione è stata valutata attraverso la misura diretta con indagine sismica passiva a stazione singola; da tale indagine è emersa una velocità delle onde di taglio media nei primi 30 m pari a 338 m/sec a cui corrisponde la categoria di sottosuolo **C**.

La condizione topografica del sito alla base della torre (quota fondazione) è la **T1**: superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤15°.

Si possono quindi definire gli ***Spettri di risposta elastici*** per i diversi stati limite considerati, dipendenti dalle caratteristiche del sito, dal periodo di ritorno del sisma (T_R), dal periodo di riferimento (V_R), e dalla probabilità di superamento dello stato limite considerato (P_{VR}).

Gli ***spettri di risposta elastici di riferimento***, relativi alle coordinate geografiche del sito e definiti su ***terreno di categoria A*** e ***condizione topografica T1,*** in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento relativo a ciascuno dei 4 stati limite previsti dalle NTC sono riportati nel diagramma seguente.

Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento



NOTA:
Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

Valori dei parametri a_g, F_o, T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,054	2,543	0,276
SLD	75	0,073	2,479	0,284
SLV	712	0,205	2,475	0,302
SLC	1462	0,267	2,497	0,312

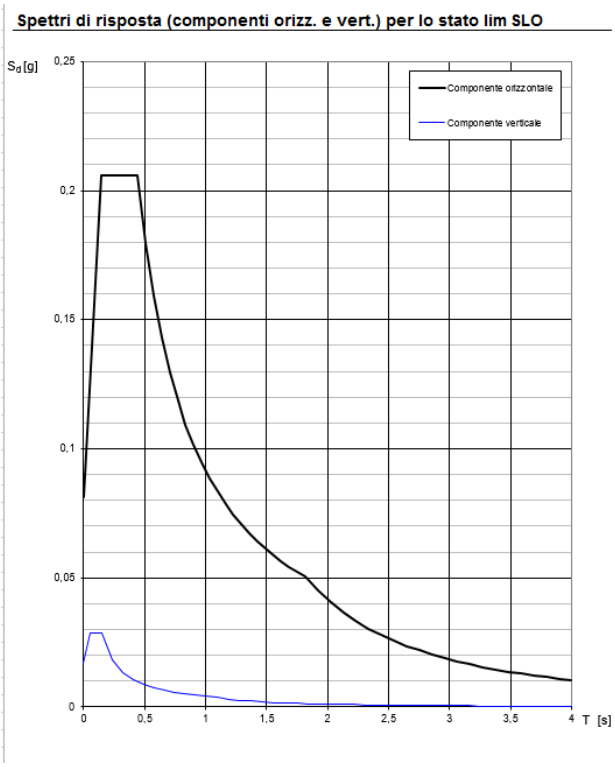
La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Sono stati quindi definiti gli spettri di progetto per gli stati limite di esercizio ed ultimi definiti dalle NTC.

La valutazione della sicurezza sulle costruzioni esistenti con Classe d'uso III può essere eseguita con riferimento allo stato limite di operatività (SLO) per gli SLE e allo stato limite di salvaguardia della vita umana (SLV) per gli SLU.

Nel seguito vengono riportati gli spettri di progetto per lo SLO e SLV.

Spettro di progetto per lo stato limite di operatività: SLO



Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLO
a_g	0,054 g
F_o	2,543
T_C^*	0,276 s
S_S	1,500
C_C	1,605
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,148 s
T_C	0,443 s
T_D	1,816 s

	T[s]	Se[g]
	0,000	0,081
T_B	0,148	0,206
T_C	0,443	0,206
	0,509	0,180
	0,574	0,159
	0,640	0,143
	0,705	0,130
	0,770	0,119
	0,836	0,109
	0,901	0,101
	0,966	0,095
	1,032	0,089
	1,097	0,083
	1,162	0,079

T[s]	Se[g]
1,228	0,074
1,293	0,071
1,359	0,067
0,901	0,101
0,966	0,095
1,032	0,089
1,097	0,083
1,162	0,079
1,424	0,064
1,489	0,061
1,555	0,059

	T[s]	Se[g]
	1,620	0,056
	1,685	0,054
	1,751	0,052
T_D	1,816	0,050
	1,920	0,045
	2,024	0,041
	2,128	0,037
	2,232	0,033
	2,336	0,030
	2,440	0,028
	2,544	0,026
	2,648	0,024
	2,752	0,022
	2,856	0,020

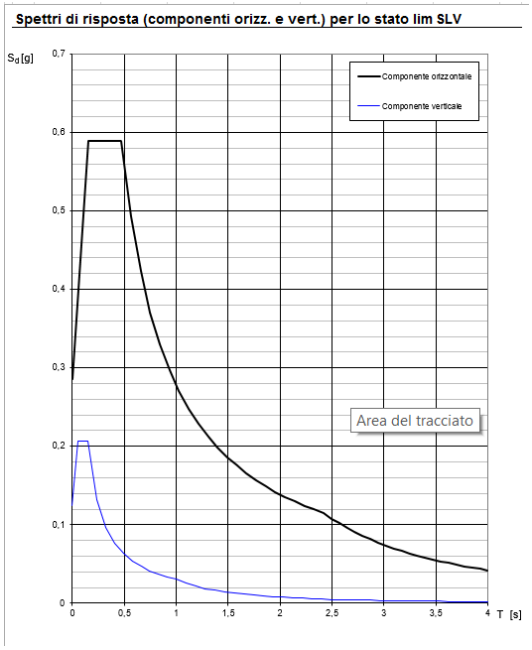
T[s]	Se[g]
2,960	0,019
3,064	0,018
3,168	0,017
3,272	0,016
3,376	0,015
3,480	0,014
3,584	0,013
3,688	0,012
3,792	0,012
3,896	0,011
4,000	0,010

Spettro di progetto per lo stato limite ultimo: SLV

L'edificio non ricade nelle condizioni per cui le NTC2008 prevedono di considerare anche l'azione verticale.

Le verifiche sono condotte, in termini di resistenza, con lo spettro con fattore di struttura q=1,5, considerando una minima capacità dissipativa della struttura.

Spettro q = 1,5



Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,205 g
F_o	2,475
T_C^*	0,302 s
S_S	1,396
C_C	1,558
S_T	1,000
q	1,200

Parametri dipendenti

S	1,396
η	0,833
T_B	0,157 s
T_C	0,471 s
T_D	2,419 s

	T[s]	Se[g]
	0,000	0,286
T_B	0,157	0,589
T_C	0,471	0,589
	0,564	0,492
	0,657	0,423
	0,749	0,371
	0,842	0,330
	0,935	0,297
	1,028	0,270
	1,120	0,248
	1,213	0,229
	1,306	0,213
	1,399	0,199
	1,491	0,186

	T[s]	Se[g]
	1,584	0,175
	1,677	0,166
	1,769	0,157
	1,862	0,149
	1,955	0,142
	2,048	0,136
	2,140	0,130
	2,233	0,124
	2,326	0,119
T_D	2,419	0,115
	2,494	0,108
	2,569	0,102
	2,645	0,096
	2,720	0,091

T[s]	Se[g]
2,795	0,086
2,870	0,082
2,946	0,077
3,021	0,074
3,172	0,067
3,247	0,064
3,322	0,061
3,398	0,058
3,473	0,056
3,548	0,053
3,623	0,051
3,699	0,049
3,774	0,047
3,849	0,045

T[s]	Se[g]
3,925	0,044
4,000	0,042

4.2.3 Masse efficaci

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

$$G_1+G_2+\Sigma\psi_{2j}\,Q_{kj}$$

i valori del coefficiente di combinazione ψ_{2j} sono riportati nella tabella seguente.

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

La determinazione delle masse sismiche di piano associate ai carichi gravitazionali in base ai coefficienti di cui sopra, è stata effettuata direttamente dal codice di calcolo tramite i carichi verticali assegnati alle singole aste nonché ai pesi propri delle strutture determinati automaticamente noto il peso specifico del materiale.

4.2.4 Combinazioni di carico

Le combinazioni considerate sono le stesse utilizzate per gli edifici di nuova costruzione; la combinazione ai massimi carichi verticali e la combinazione di carico utilizzata in situazione sismica sono rispettivamente:

$$F_d = \gamma_{G1}\,G_1 + \gamma_{G2}\,G_2 + \gamma_P\,P + \gamma_Q\,[Q_{1k}+\Sigma(\psi_{0j}\;Q_{kj})]$$

con γ_{G1}=1,3 e γ_{G2}=1,5

$$F_d = E + G_1 + G_2 + P + \Sigma(\psi_{2j} * Q_{kj})$$

con ψ_{2j} coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_{kj}.

Nelle tabelle che seguono si riportano i dati relativi alle combinazioni di carico considerate.

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	**ComboType**	**CaseType**	**CaseName**	**ScaleFactor**
Text	Text	Text	Text	Unitless
VERT_SLU	Linear Add	Linear Static	G1	1,3
VERT_SLU		Linear Static	G2	1,5
VERT_SLU		Linear Static	G2_Tamp	1,5
VERT_SLU		Linear Static	DEAD	1,3
VERT_SLU		Linear Static	Acc_Tipo	1,5
VERT_SLU		Linear Static	Acc_Neve	0,75

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	**ComboType**	**CaseType**	**CaseName**	**ScaleFactor**
Text	Text	Text	Text	Unitless
C.SismaX-	Linear Add	Linear	DEAD	1
C.SismaX-		Linear	G1	1
C.SismaX-		Linear	G2	1
C.SismaX-		Linear	G2_Tamp	1
C.SismaX-		Response	SisX_slv-1,5	1
C.SismaX-		Linear	Acc_Tipo	0,3

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	**ComboType**	**CaseType**	**CaseName**	**ScaleFactor**
Text	Text	Text	Text	Unitless
C.SismaY-SLV-	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
C.SismaY-SLV-		Linear Static	G1	1
C.SismaY-SLV-		Linear Static	G2	1
C.SismaY-SLV-		Linear Static	G2_Tamp	1
C.SismaY-SLV-		Response	SisY_slv-1,5	1
C.SismaY-SLV-		Linear Static	Acc_Tipo	0,3

4.3 METODI DI ANALISI E CRITERI DI AMMISSIBILITA'

Le analisi per la valutazione della vulnerabilità statica e sismica del fabbricato sono state condotte su un modello che tiene conto delle caratteristiche meccaniche dei materiali desunte dai risultati delle campagne di indagini. In tutti i casi le analisi sono condotte con l'ausilio del codice di calcolo SAP2000 NL (versione 18.1.1).

Sul modello di calcolo sono state condotte analisi di tipo dinamico lineare. In particolare, considerando che il corpo A2 in esame, alla luce dell'accurato rilievo effettuato, presenta uno stato di conservazione migliore rispetto agli corpi, si è proceduto alla sola verifica di vulnerabilità sismica in termini di resistenza, tralasciando quindi sia la verifica di vulnerabilità statica, sia la verifica di vulnerabilità sismica in termini di spostamento per lo stato limite di operatività.

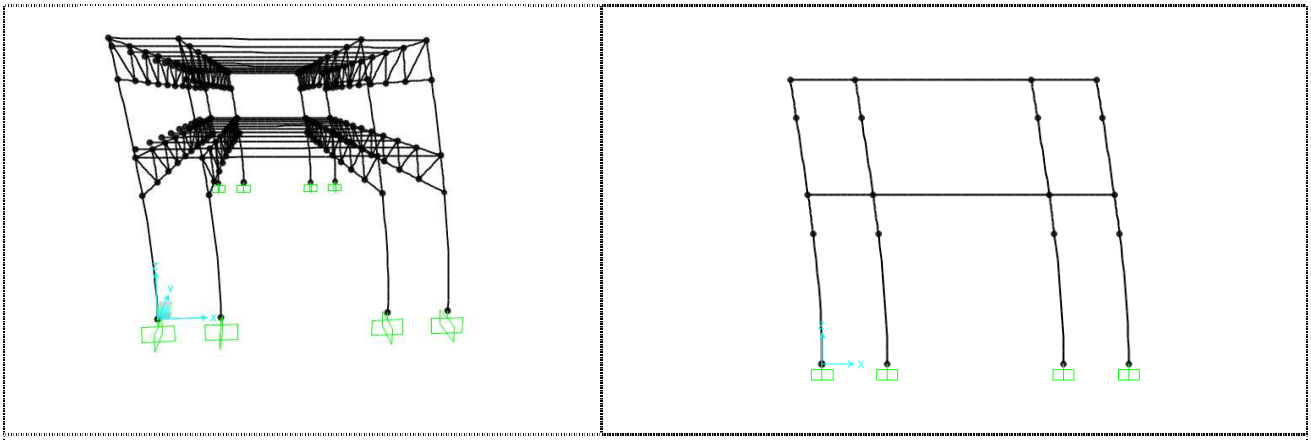
Dunque, le verifiche in termini di resistenza sono state eseguite per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), con spettro ribassato del fattore di struttura q = 1,5, considerando una capacità dissipativa minima della struttura in esame.

4.4 RISULTATI DELL'ANALISI LINEARE

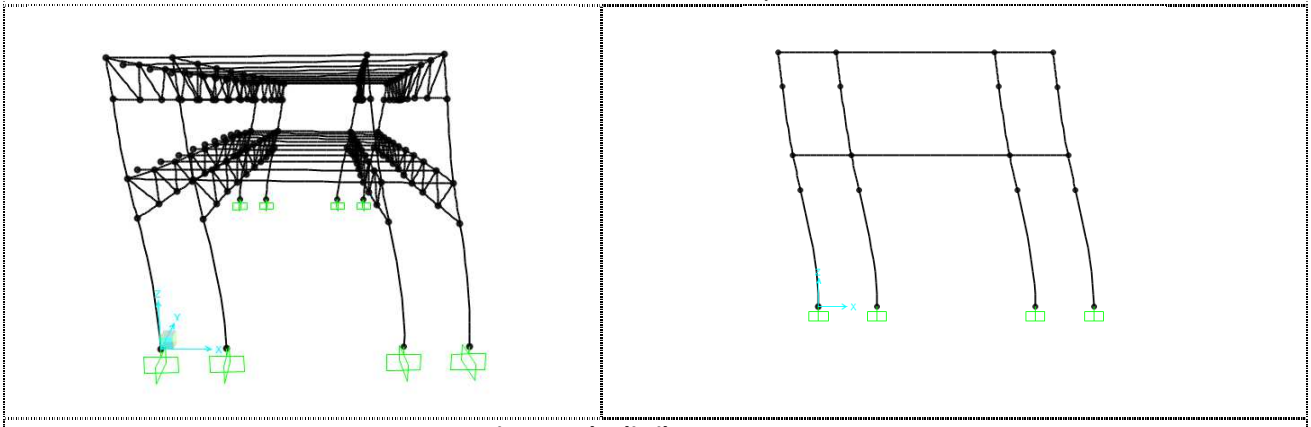
Nell'analisi dinamica si è dovuto impiegare un numero molto elevato di modi di vibrare per attivare l'85% di massa in tutte le direzioni come richiesto dalle NTC2008. Nella tabella che segue è sintetizzata la distribuzione delle masse partecipanti, limitatamente ai primi dodici modi, e successivamente sono riportate le deformate relative ai primi tre modi fondamentali.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2,373	0,851	0,000	0,000	0,851	0,000	0,000
MODAL	Mode	2	1,152	0,000	0,000	0,000	0,851	0,000	0,000
MODAL	Mode	3	1,152	0,000	0,000	0,000	0,851	0,000	0,000
MODAL	Mode	4	1,152	0,000	0,000	0,000	0,851	0,000	0,000
MODAL	Mode	5	1,152	0,004	0,000	0,000	0,855	0,000	0,000
MODAL	Mode	6	1,124	0,000	0,000	0,000	0,855	0,000	0,000
MODAL	Mode	7	1,124	0,000	0,000	0,000	0,855	0,000	0,000
MODAL	Mode	8	1,124	0,000	0,000	0,000	0,855	0,000	0,000
MODAL	Mode	9	1,112	0,001	0,000	0,000	0,856	0,000	0,000
MODAL	Mode	10	0,661	0,000	0,003	0,942	0,856	0,003	0,942

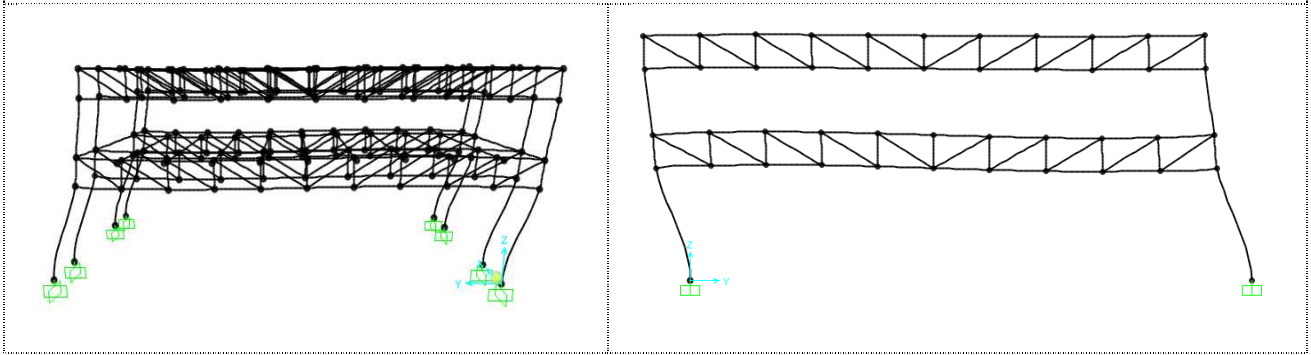
MODAL	Mode	11	0,463	0,000	0,981	0,003	0,856	0,984	0,945
MODAL	Mode	12	0,404	0,143	0,000	0,000	1,000	0,984	0,945



Primo modo di vibrare T = 2,373 sec



Decimo modo di vibrare T = 0,66 sec

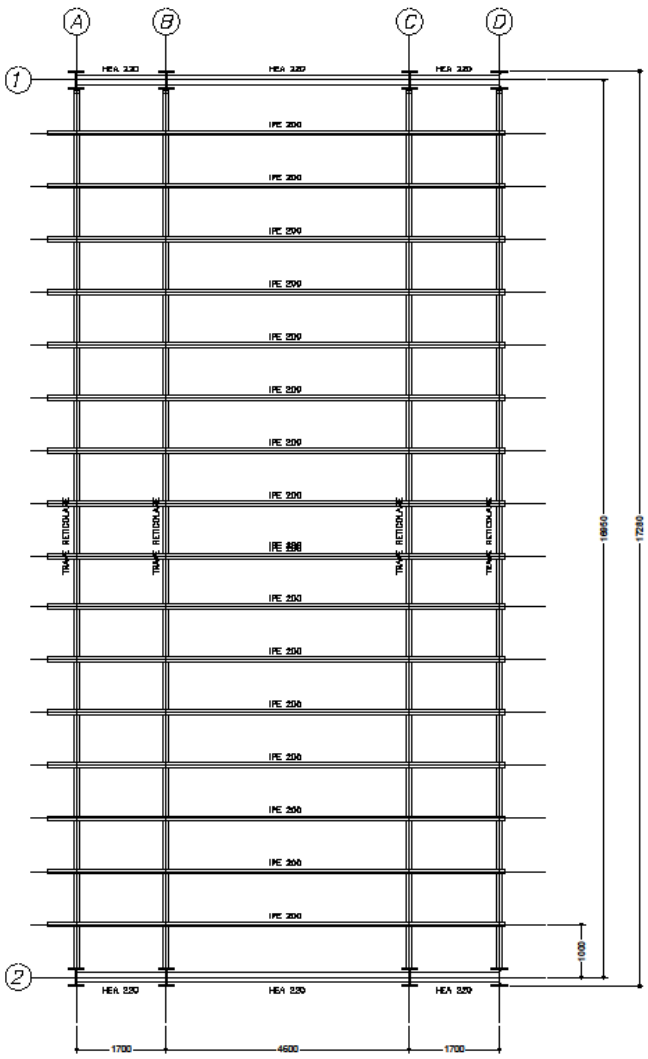


Undicesimo modo di vibrare T = 0,462 sec

4.5 VERIFICA DI VULNERABILITA' SISMICA

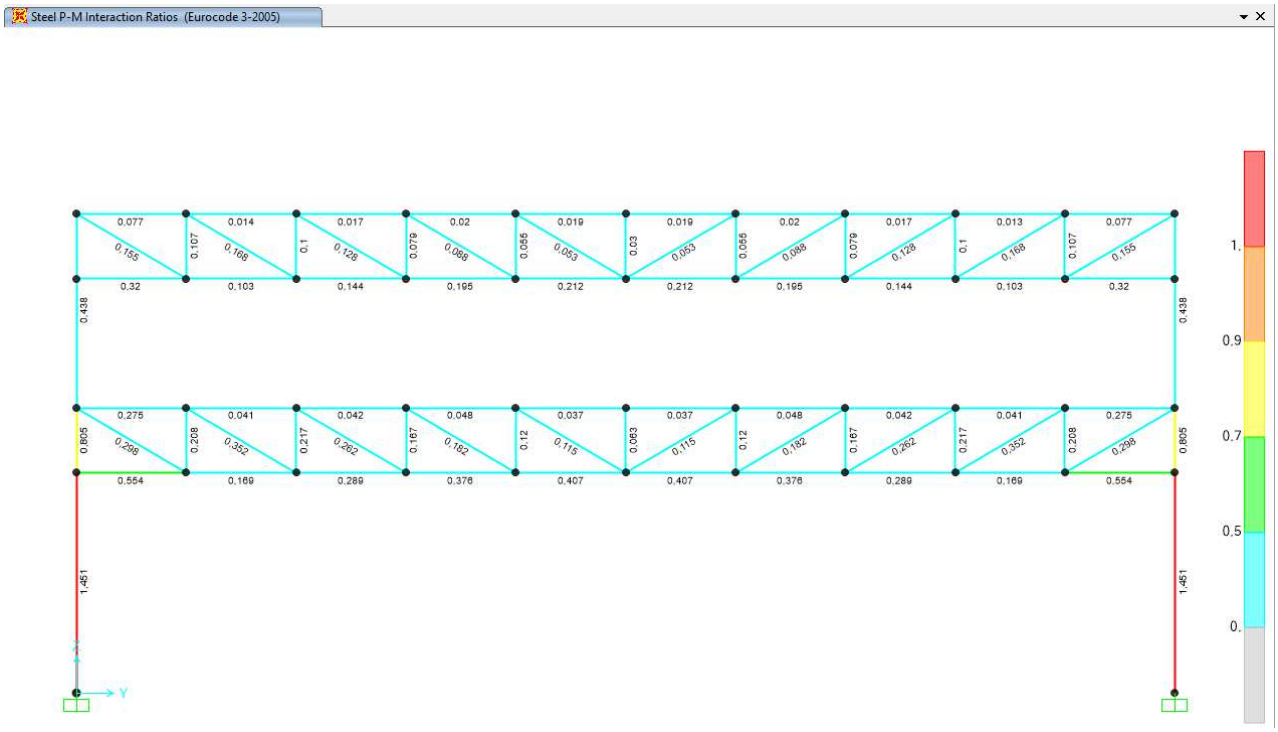
4.5.1 Verifiche allo SLV

Le verifiche di resistenza del corpo A2 in acciaio sono state effettuate in automatico con l'ausilio del codice di calcolo. In particolare il programma restituisce la verifica in forma grafica affiancando all'elemento stesso un numero inferiore all'unità se la verifica risulta soddisfatta nonché visualizzando i frames secondo una scala cromatica dalla quale risulta che gli elementi in rosso non sono soddisfatti. Di seguito si riporta una vista in pianta della struttura utile ad una più semplice lettura delle verifiche effettuate.

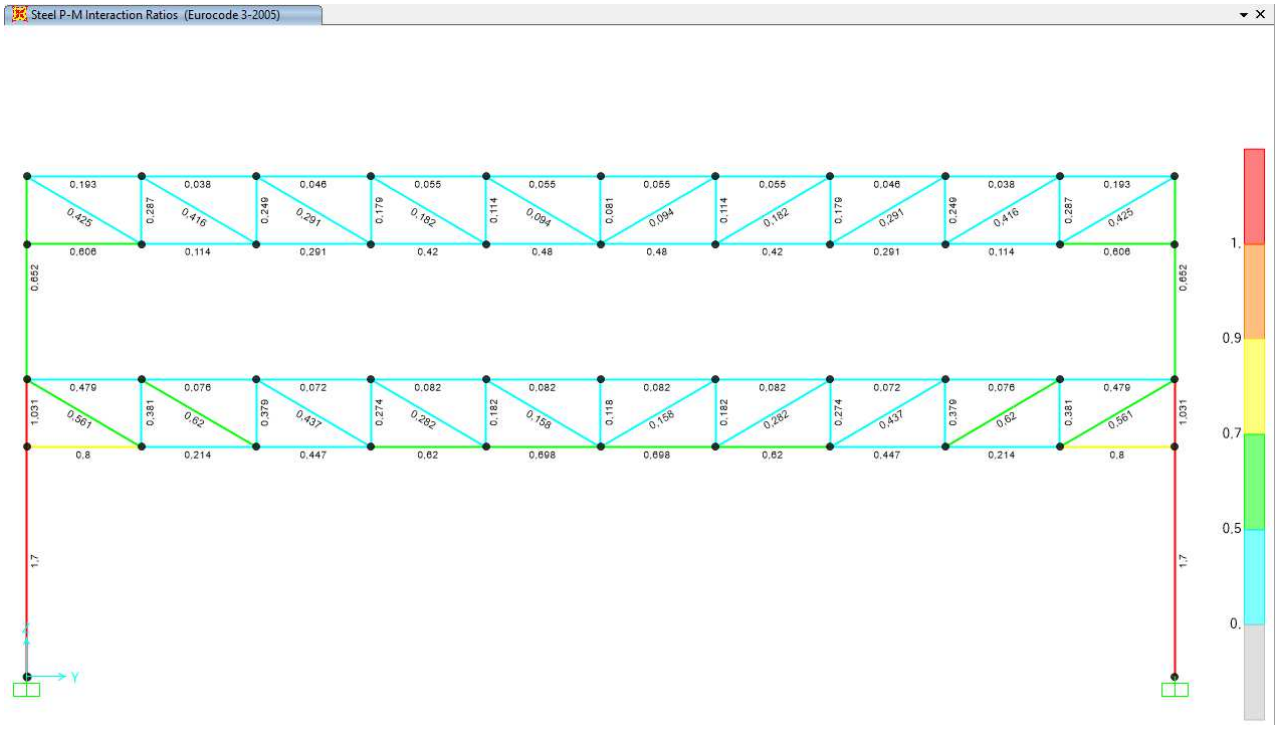


4.5.1.1 Verifiche con EC 3 – SISMA X

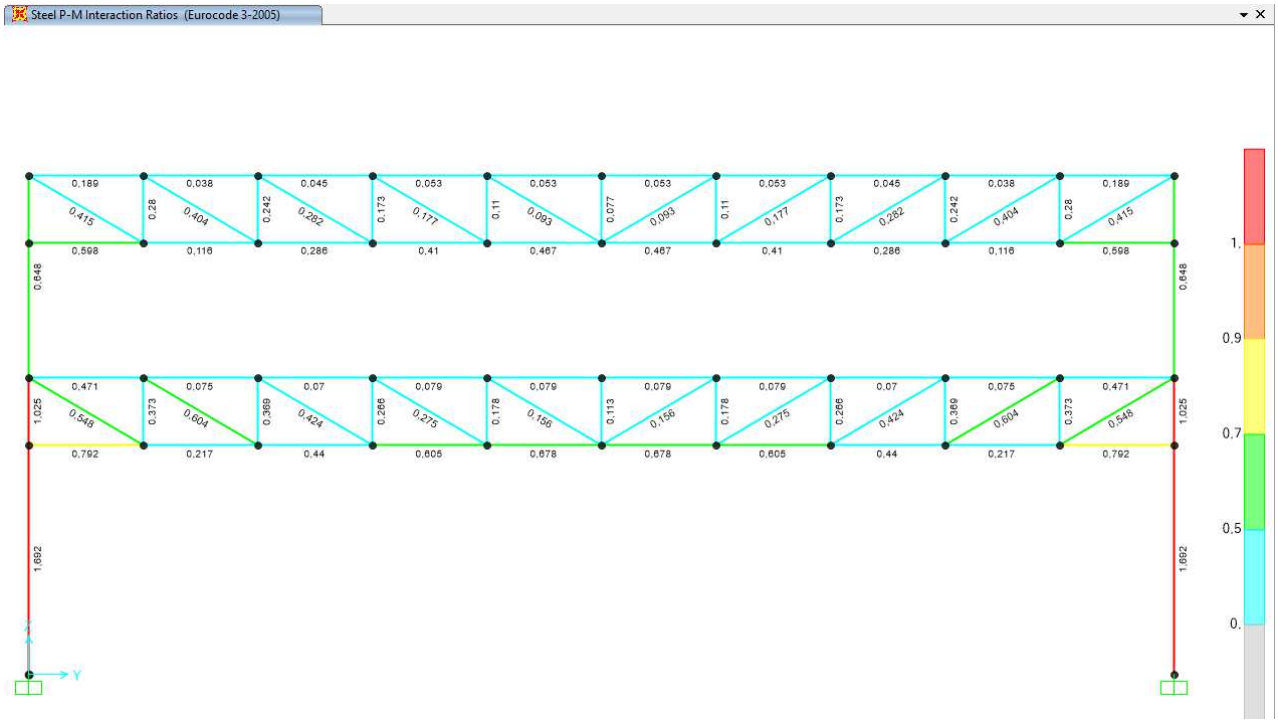
Allineamento A



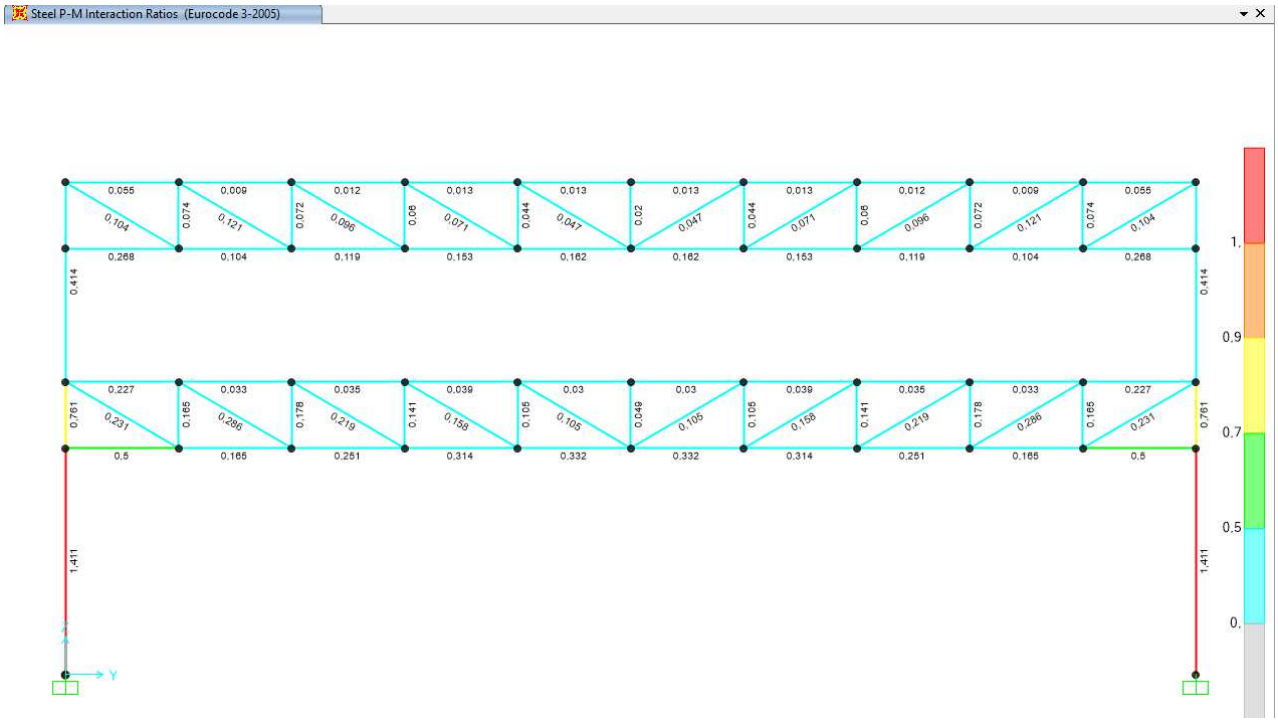
Allineamento B



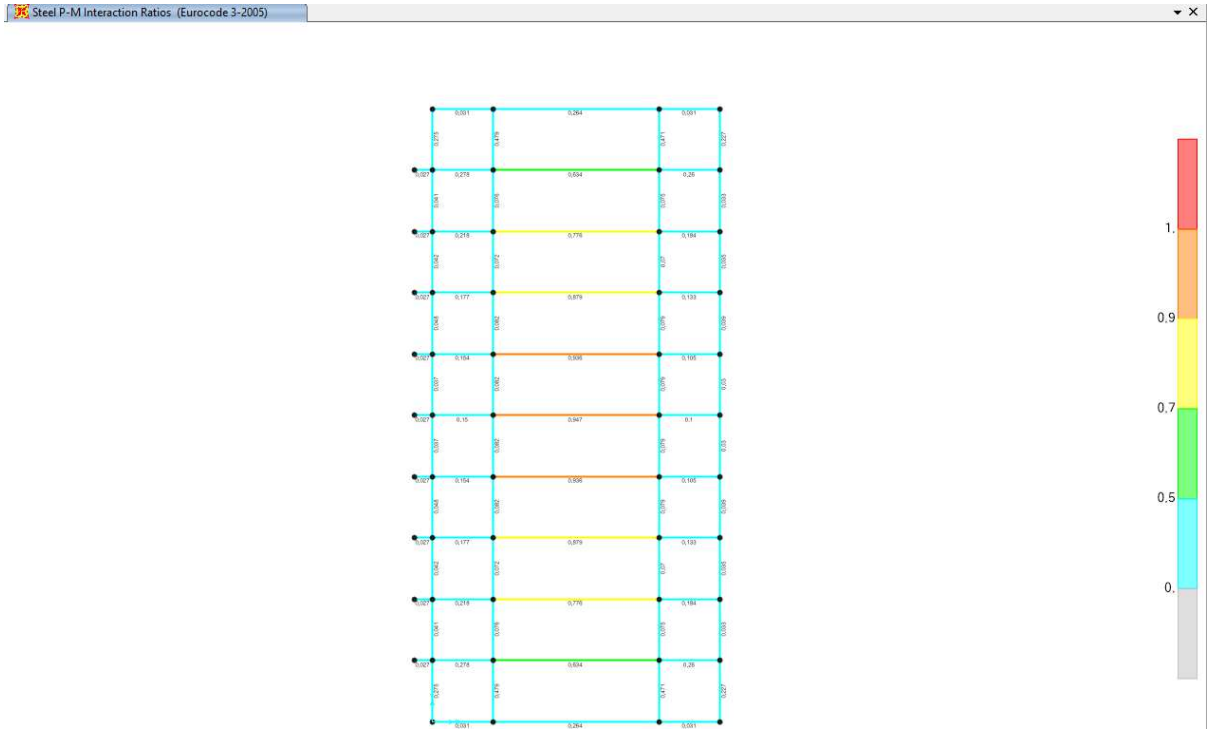
Allineamento C



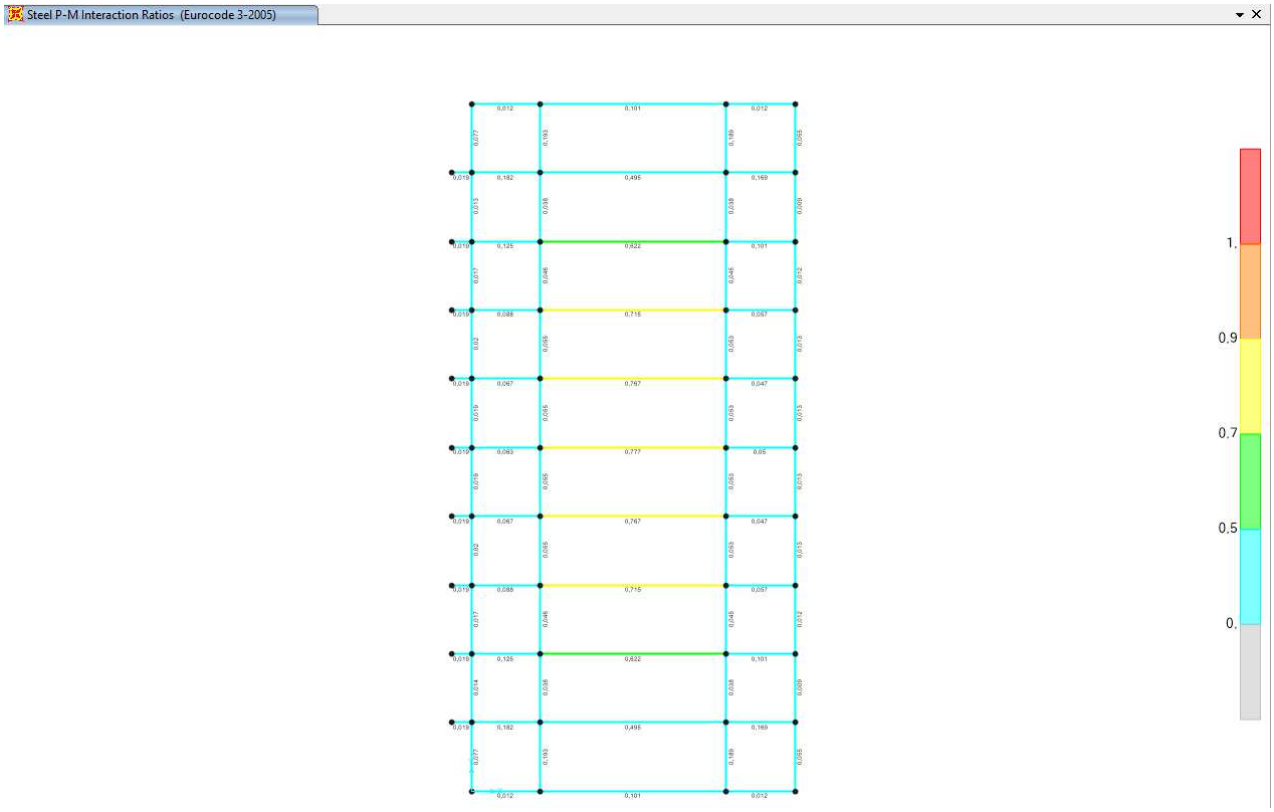
Allineamento D



Arcarecci solaio piano primo

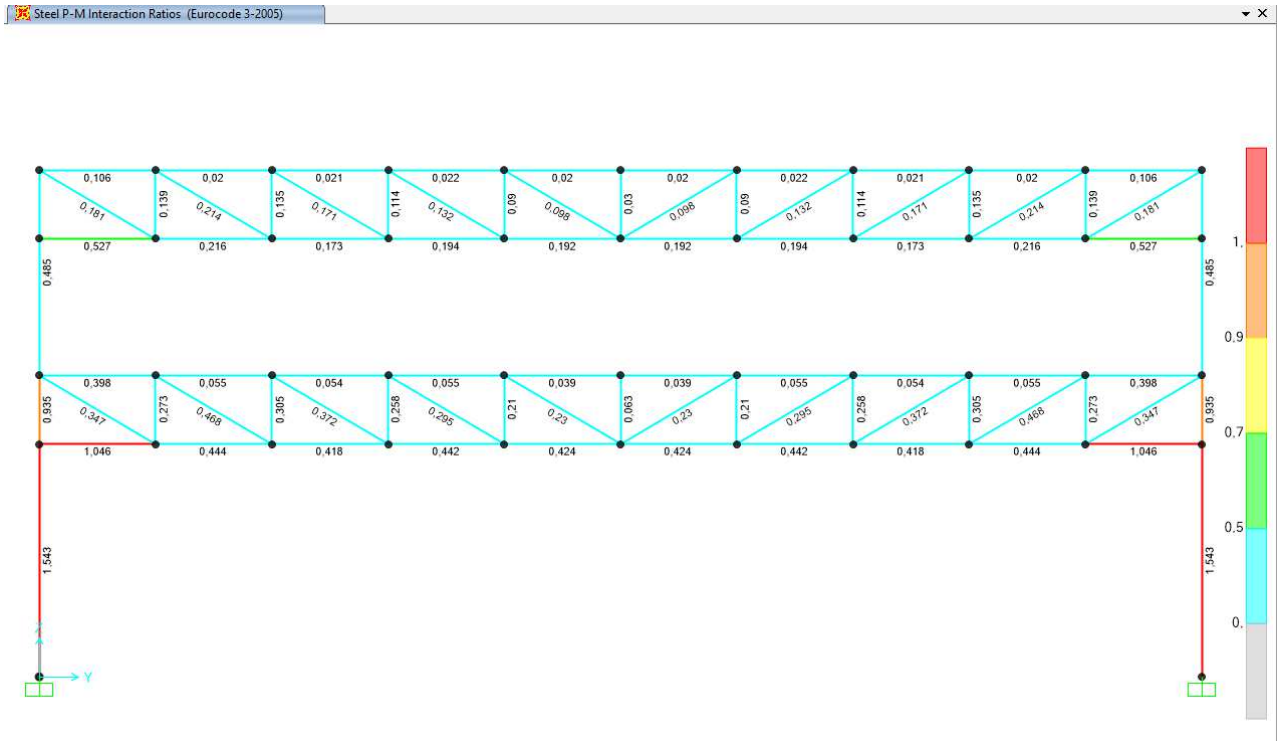


Arcarecci solaio piano secondo

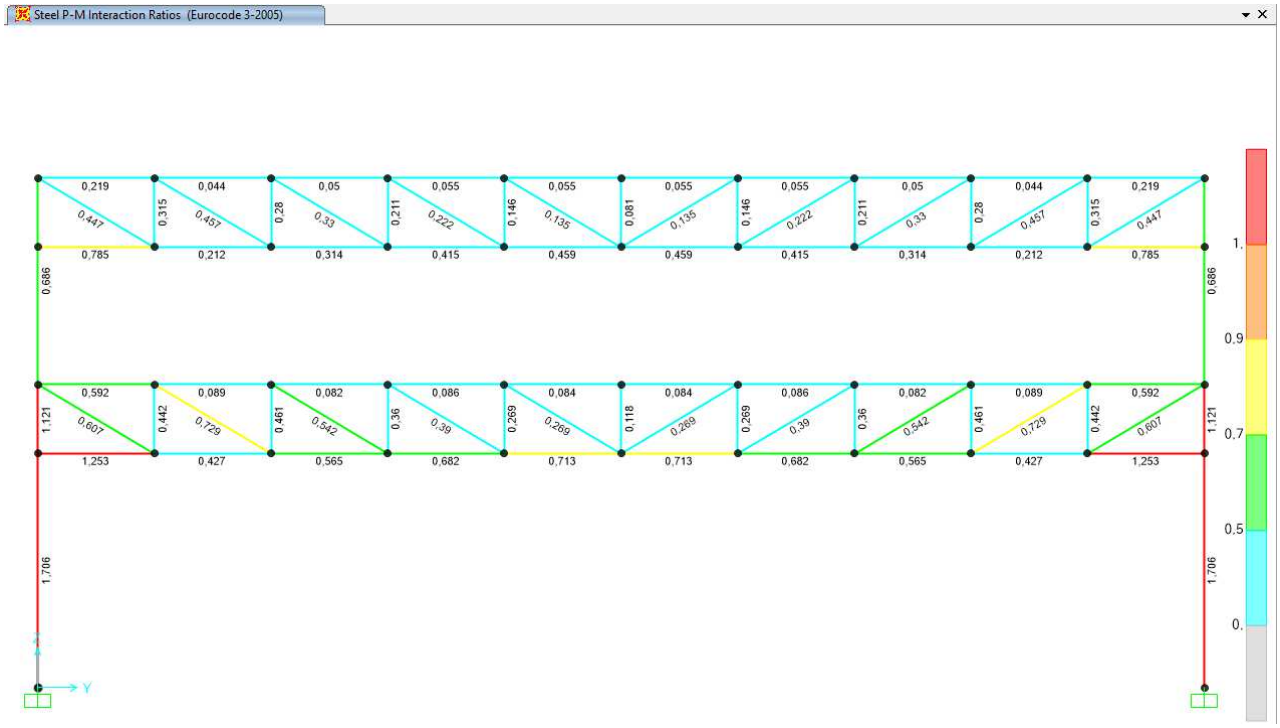


4.5.1.2 Verifiche con EC 3 - SISMA Y

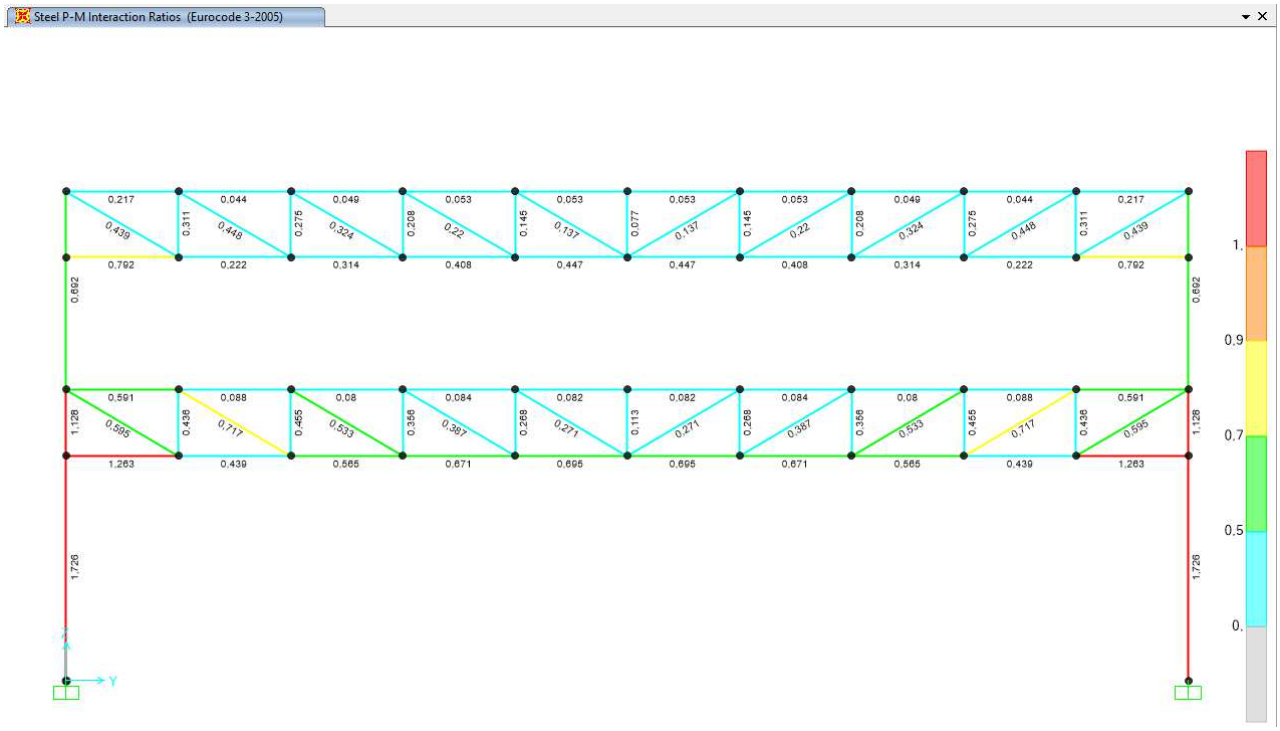
Allineamento A



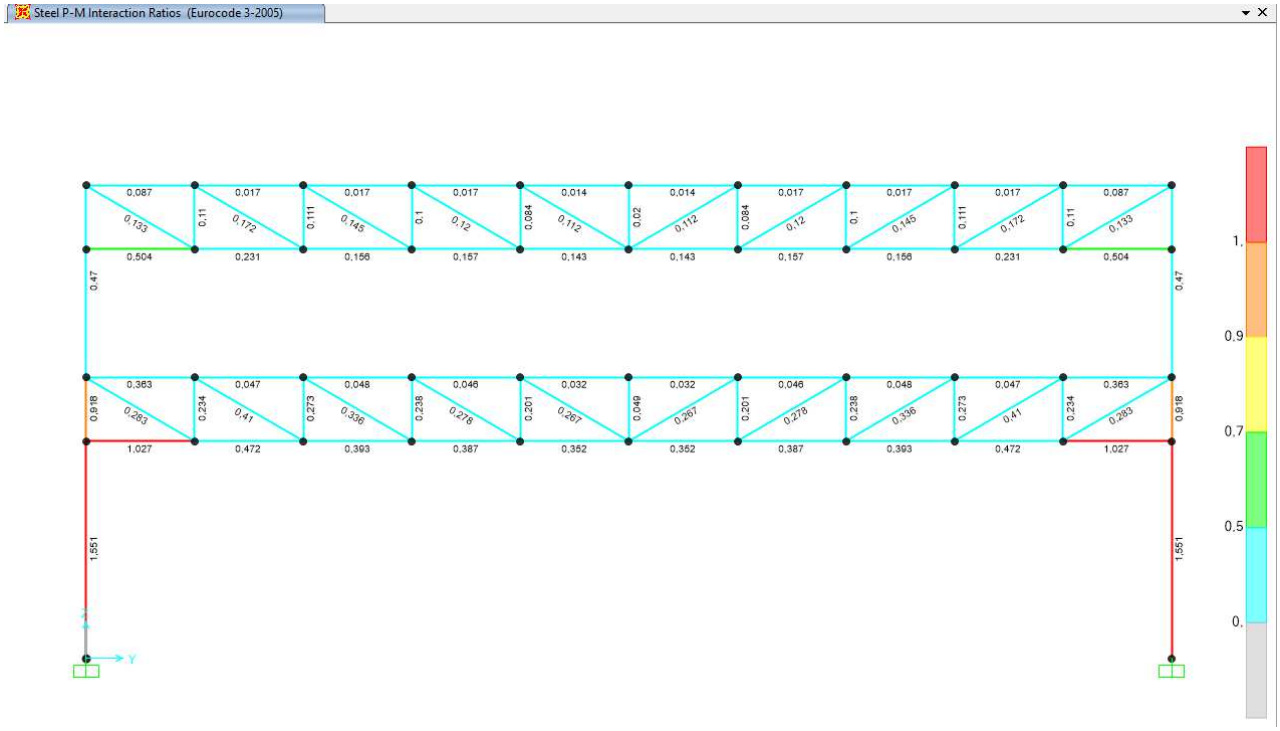
Allineamento B



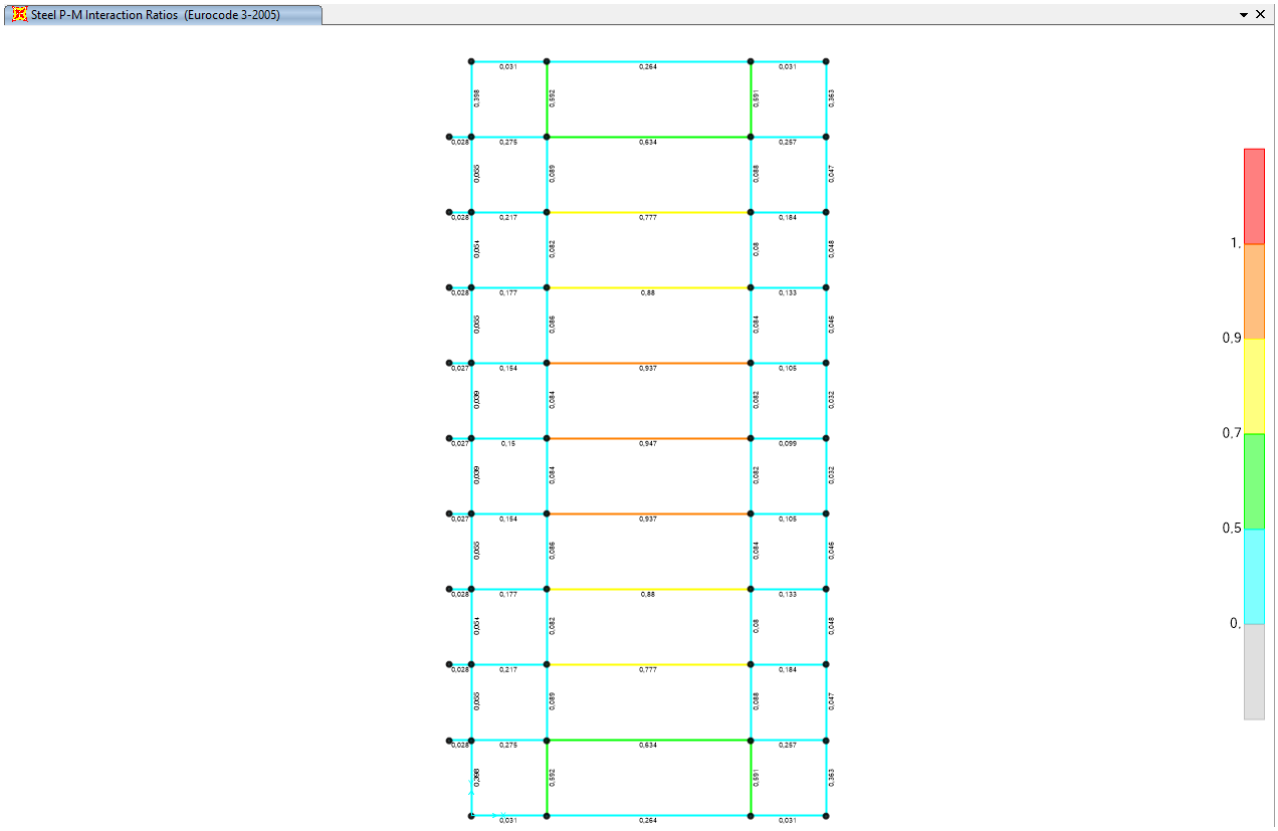
Allineamento C



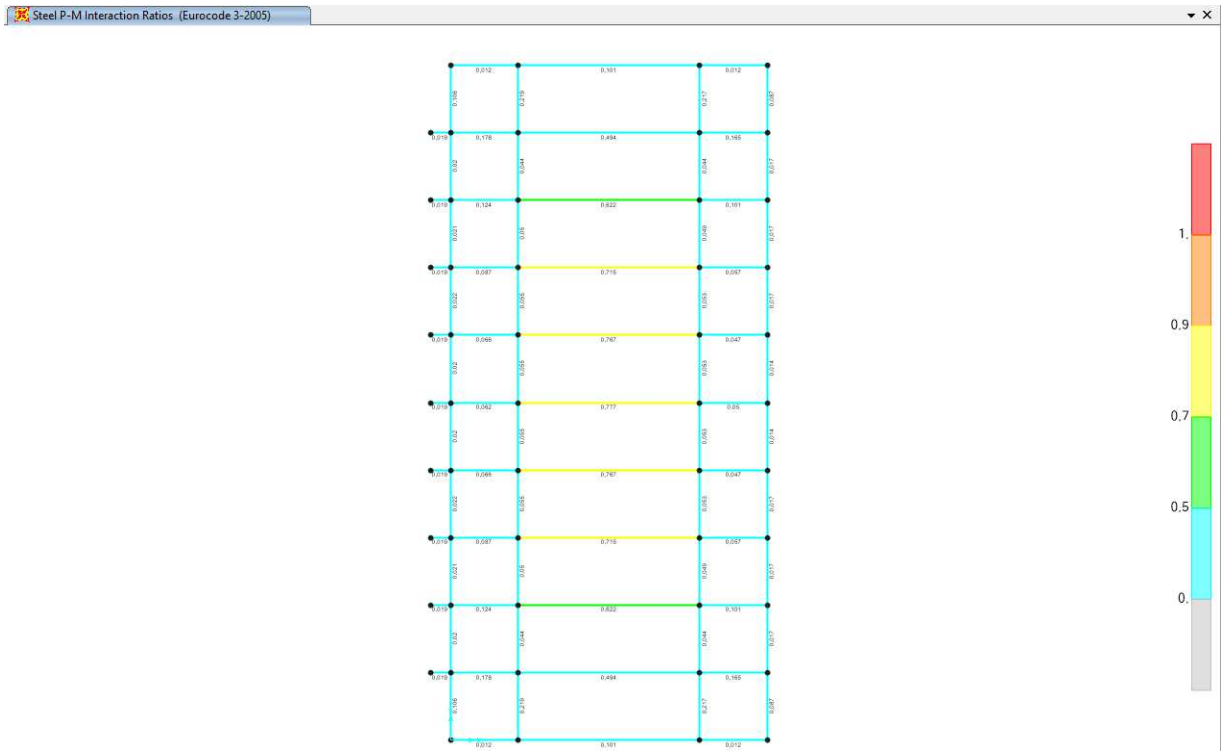
Allineamento D



Arcarecci solaio piano primo



Arcarecci solaio piano secondo



Dalle verifiche effettuate è possibile concludere che gli unici elementi che non soddisfano le verifiche sono i pilastri del piano terra, caratterizzati da un rapporto domanda/capacità maggiore di 1, mentre non si evidenziano particolari criticità per gli elementi costituenti le travature reticolari e gli arcarecci di interpiano.

Questo risultato consente anche di concludere che la qualità dell'acciaio non ha un ruolo rilevante nella determinazione degli indicatori di rischio.

4.5.2 Indicatori di rischio allo SLV

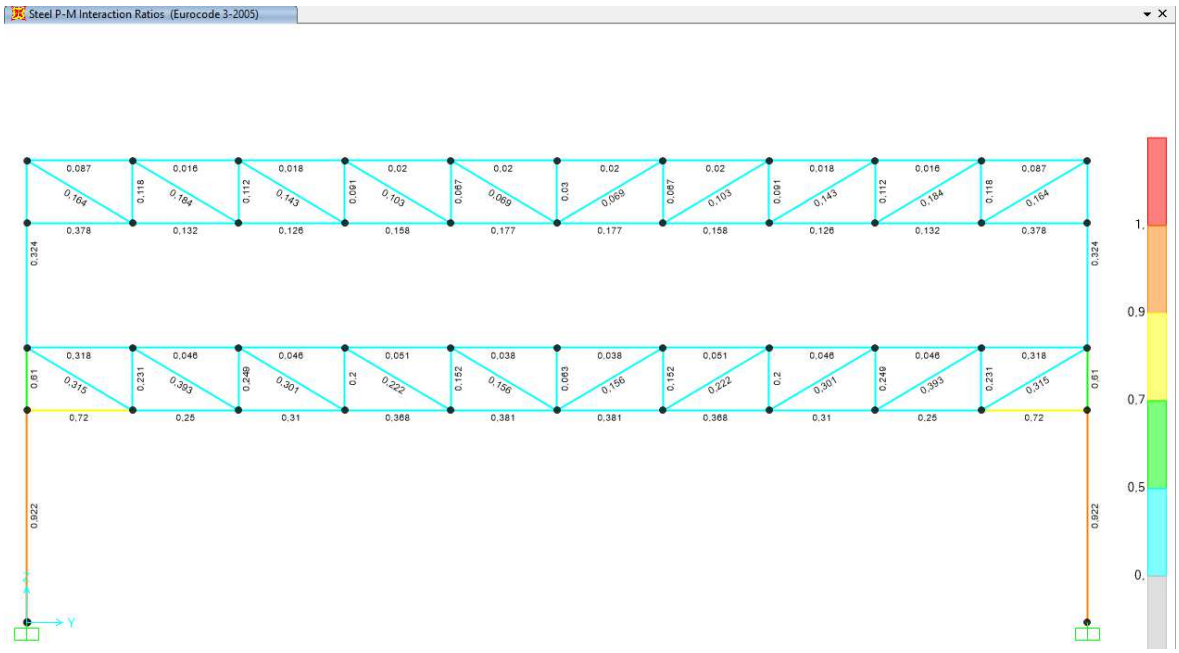
Nel caso in esame lo spettro per cui le verifiche risultano soddisfatte è risultato relativo a un valore di **T_R pari a 161 anni**. Perciò gli indicatori di rischio calcolati rispettivamente in termini di PGA e di T_R sono pari a:

$$\boldsymbol{I.R.(a_g) = 0,54}$$

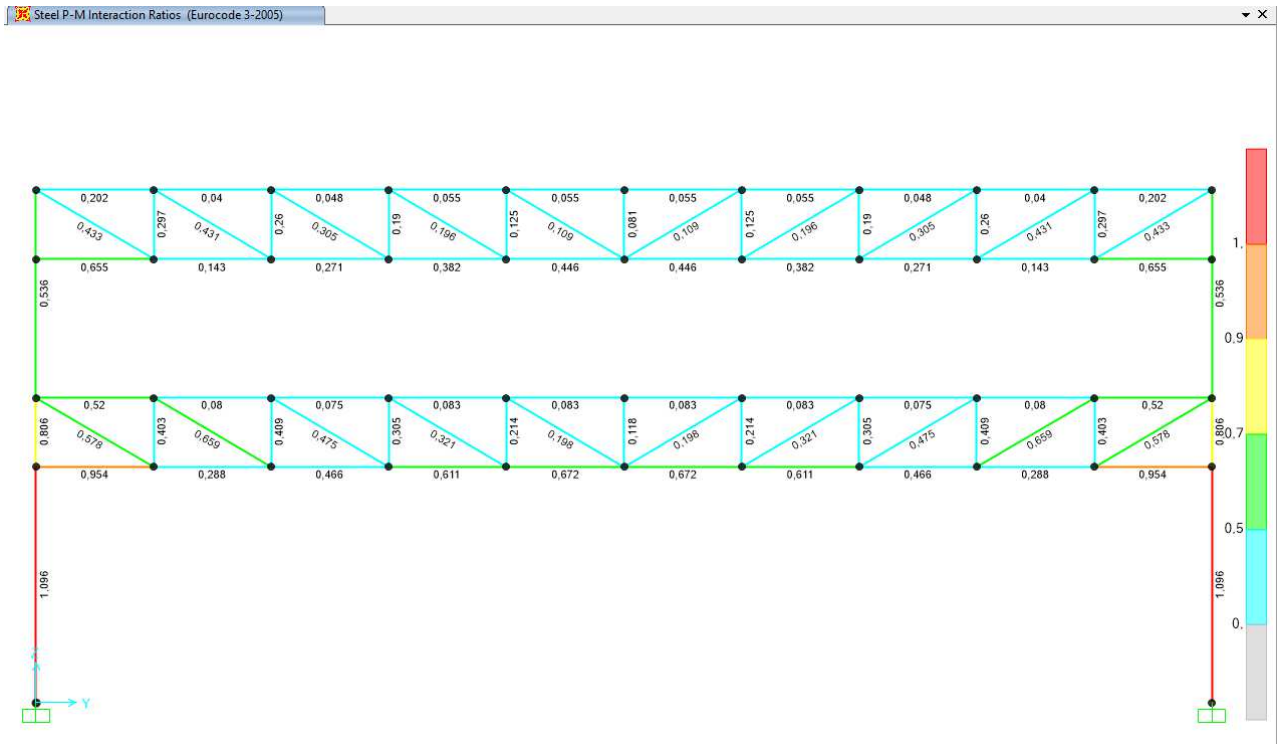
$$\boldsymbol{I.R.(T_R) = 0,543}$$

Si riportano di seguito le verifiche effettuate con lo spettro relativo a Tr 161 anni considerando contemporaneamente Sisma X e Sisma Y, dalle quali è possibile osservare che i risultati sono di pochissimo superiore all'unità e quindi individuiamo l'indicatore di rischio sopra indicato

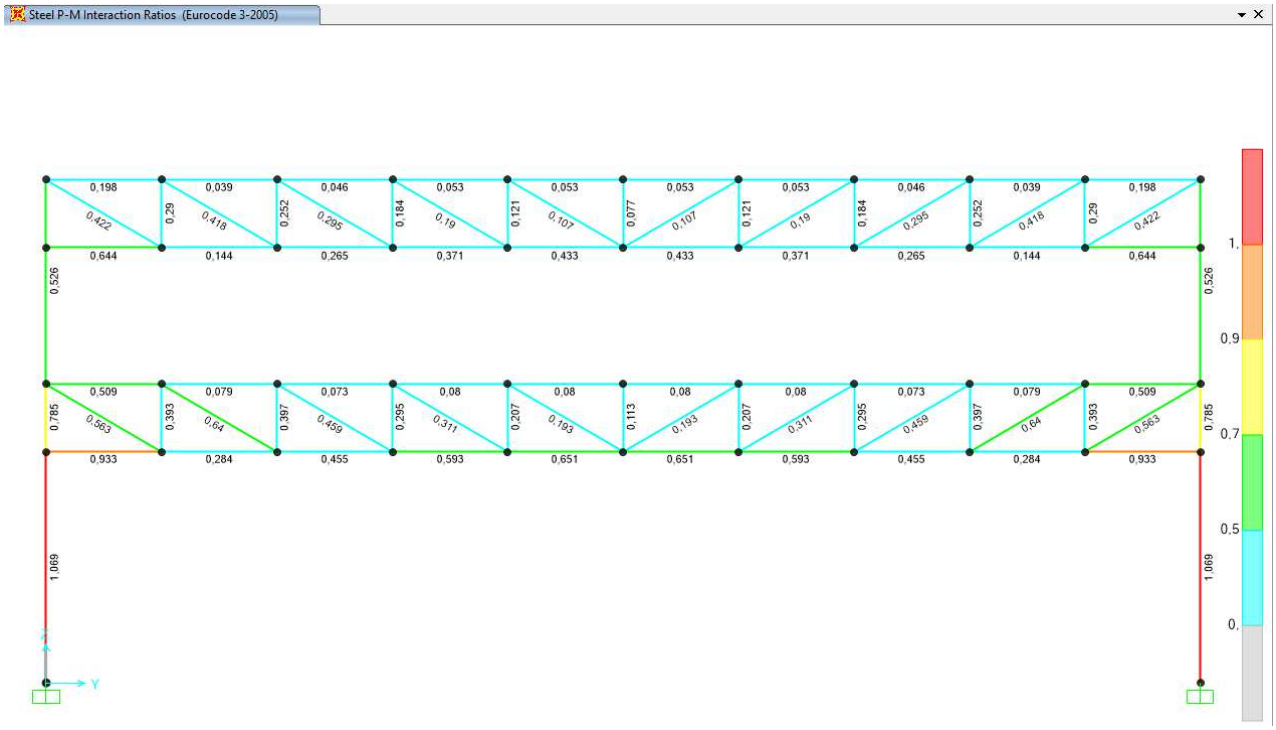
Allineamento A



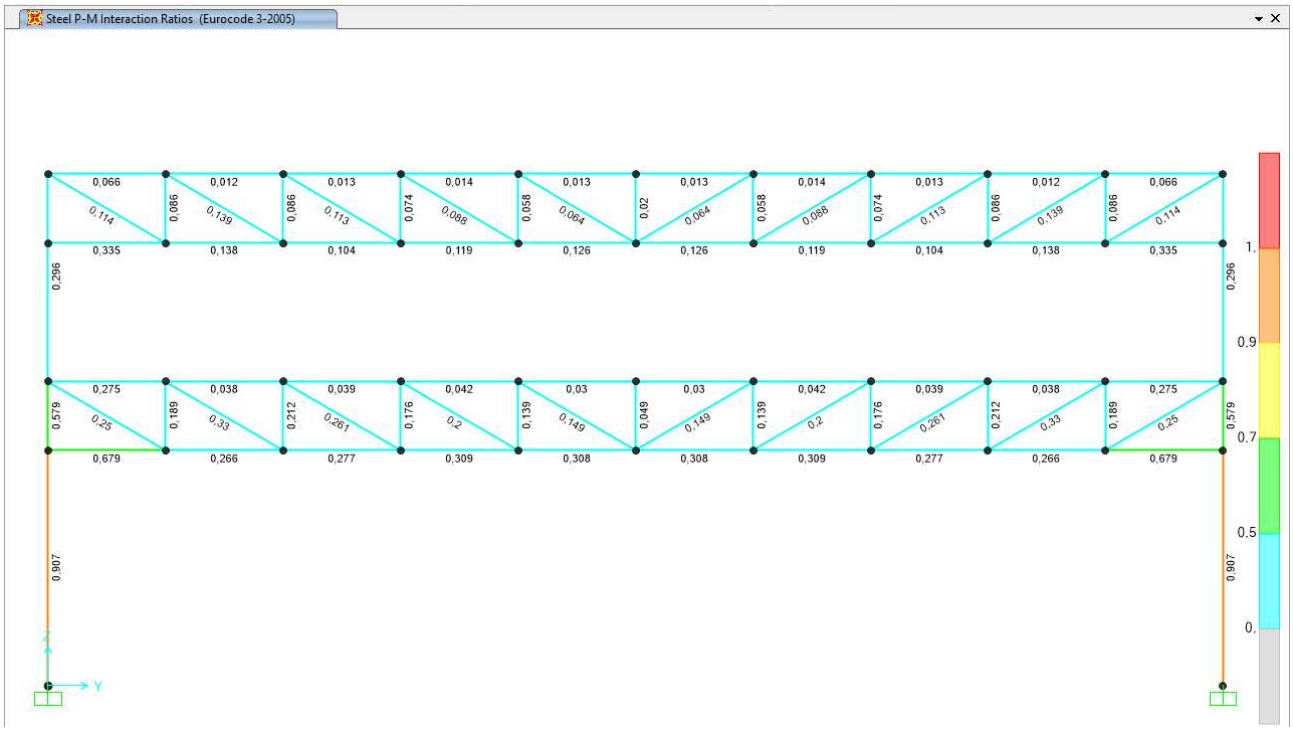
Allineamento B



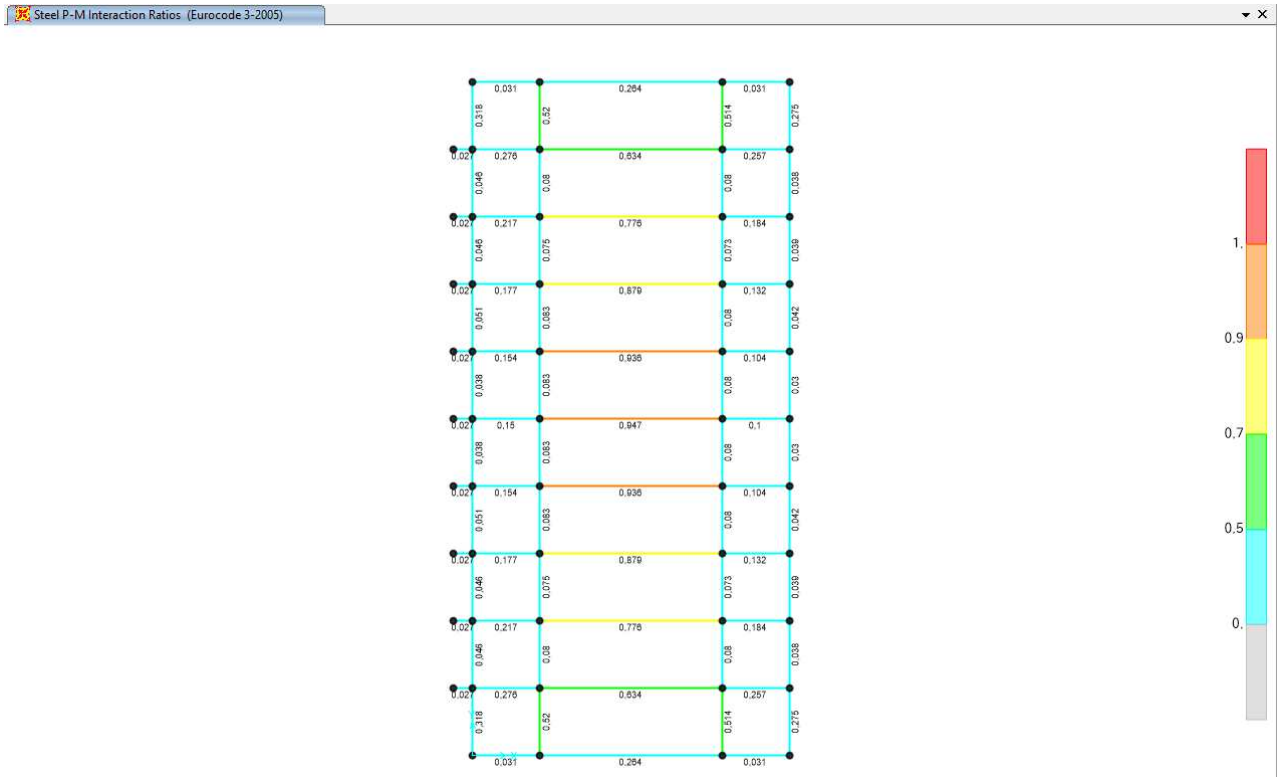
Allineamento C



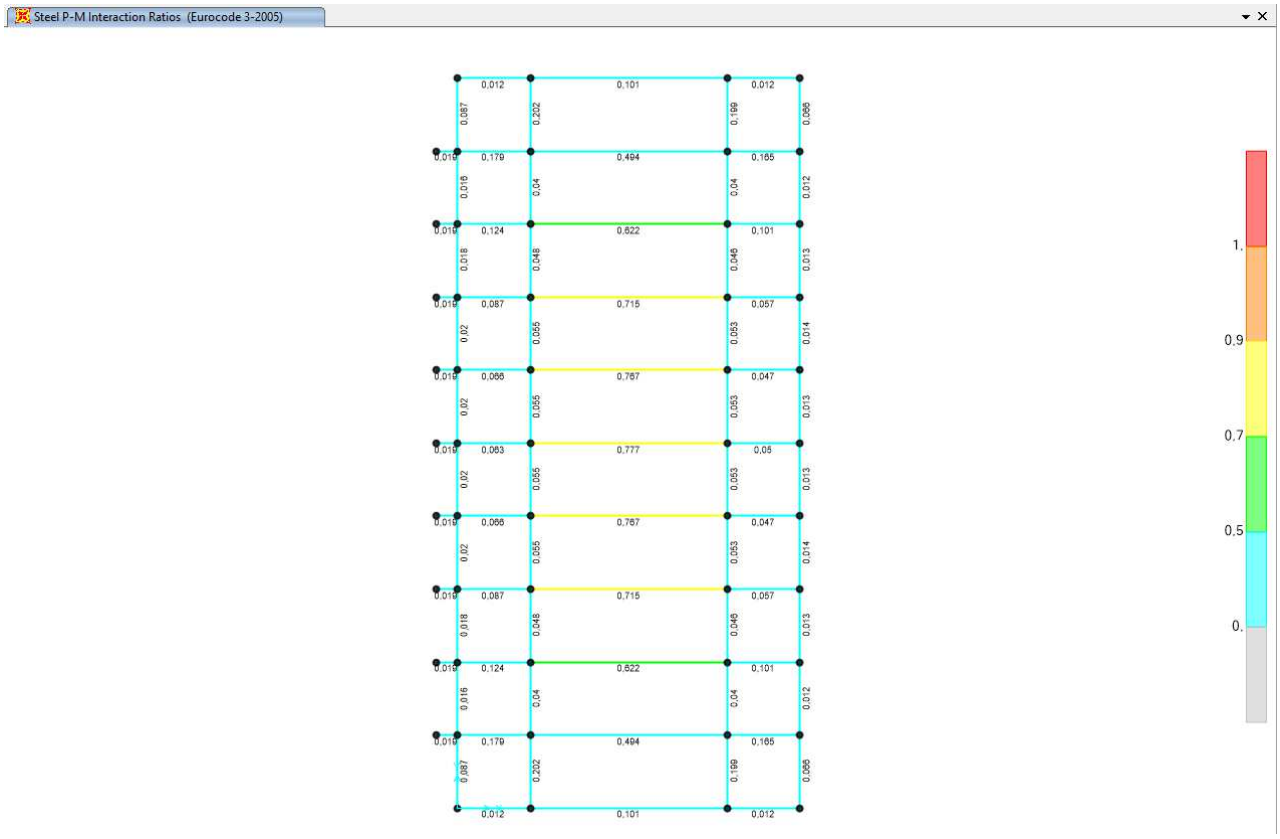
Allineamento D



Arcarecci solaio piano primo

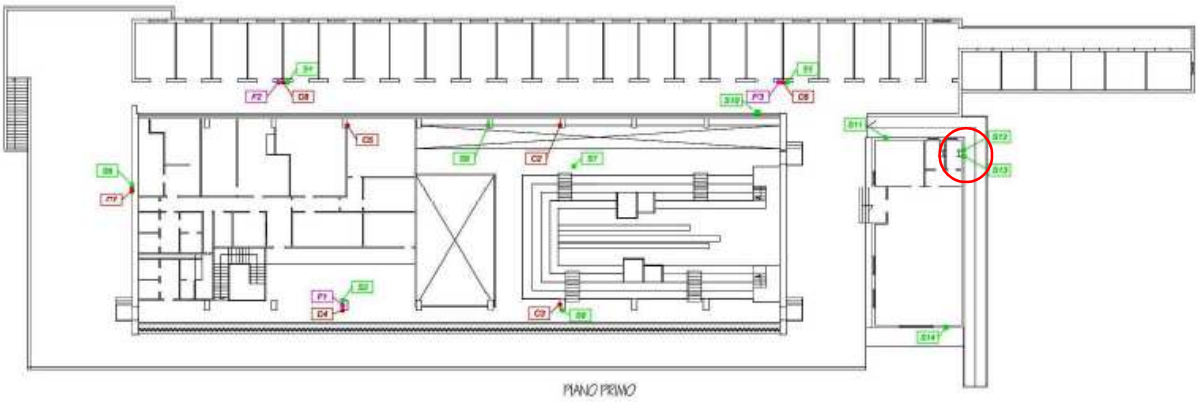


Arcarecci solaio piano secondo

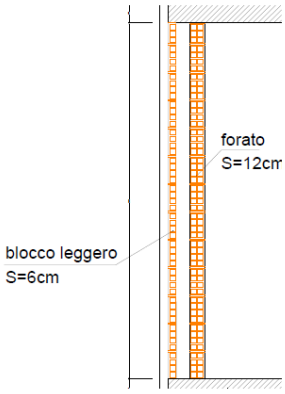


4.5.3 Verifica di Stabilità fuori dal piano della Tamponatura Perimetrale

In questo paragrafo si effettua la verifica di stabilità fuori dal piano della tamponatura perimetrale del corpo A2 posta sul lato dove sono stati effettuati i saggi S12-S13. Nella verifica si fa riferimento alla tamponatura della seconda elevazione, giudicata la più critica. Si considera la sola fodera esterna e per l'analisi si prende in esame una striscia di larghezza pari ad 1 metro e di altezza 3,40 metri.



Dal sondaggio effettuato è emerso che la tamponatura presenta un'anomalia costruttiva; infatti essa è costituita da una fodera esterna di spessore 6 cm, un'intercapedine di 16 cm e la parete in laterizi forati interna di spessore 12 cm, mentre è consuetudine che la fodera di spessore maggiore sia rivolta verso l'esterno. I due paramenti sono scollegati e la tamponatura risulta confinata solo inferiormente e superiormente da un cordolo in c.a. che si collegato a livello di piano con la struttura portante in acciaio.



Sezione tamponatura

La verifica viene eseguita applicando nel baricentro della tamponatura una forza statica equivalente (F_a) all'azione sismica calcolata mediante la seguente relazione:

$$F_a = \frac{S_a \cdot W_a}{q_a}$$

dove:

W_a è il peso della tamponatura considerata;

q_a è il fattore di struttura dell'elemento assunto pari a 2 per pareti interne ed esterne;

S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento la tamponatura subisce per lo stato limite considerato (SLV) e risulta definita come:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0{,}5 \right]$$

dove:

α è il rapporto tra accelerazione massima del terreno ag su sottosuolo di tipo A per lo stato limite considerato (SLV) e l'accelerazione di gravità g;

S è il coefficiente che tiene conto della risposta sismica locale mediante una amplificazione legata alla stratigrafia e alla topografia del sito;

T_a è il periodo di vibrazione fondamentale della tamponatura considerata;

T_1 è il periodo di vibrazione della struttura nella direzione considerata;

Z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione;

H è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione.

Per la definizione del coefficiente sismico S_a gioca un ruolo importante il rapporto Ta/T1 introdotto per tenere conto dei possibili movimenti in controfase tra struttura e tamponatura dovuti alla differenza di rigidezza tra gli elementi non strutturali e le strutture che li supportano. In maniera vantaggiosa si assume Ta/T1≈1.

Il peso della sola fodera esterna comprensivo di intonaco, è pari a $W_a = 2{,}7\ KN$.

La quota del baricentro della tamponatura è pari $Z = 5{,}70\ m$

L'altezza totale della struttura è $H = 7{,}5\ m$

Per lo SLV il rapporto α e il coefficiente S sono pari a:

$\alpha = a_g/g = 0{,}286$ $\qquad$ $S = 1{,}396$

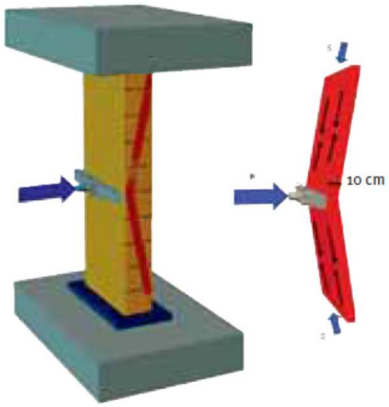
Ne consegue la seguente accelerazione massima:

$$S_a = 0{,}286 \cdot 1{,}396 \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + 5{,}7/7{,}5)}{1 + (1 - 1/1)^2} - 0{,}5 \right] = 1{,}91$$

L'azione statica equivalente da applicare alla muratura per la verifica in condizioni sismiche allo SLV assume quindi valore:

$$Fa = (1{,}91 \cdot 2{,}7)/2 = 2{,}58\ KN$$

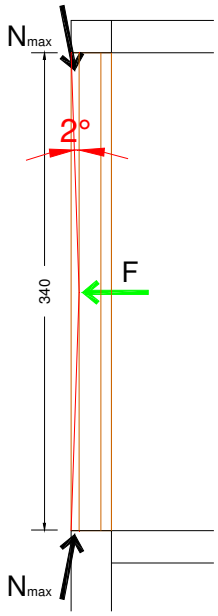
Si procede al calcolo della forza limite che porta alla rottura dei puntoni compressi del pannello murario.



Lo spessore dei puntoni compressi è generalmente assunto pari a circa 1/3 dello spessore della muratura; si assume $t = 2{,}66\ cm$ ovvero 1/3 dello spessore del laterizio della fodera esterna e dell'intonaco.

La muratura presente, in blocchi laterizi forati di tipo leggero con fori disposti orizzontalmente, ha una bassa resistenza caratteristica a compressione, pari a $f_k = 2{,}5 - 3{,}0\ MPa$

Con le dimensioni indicate nello schema seguente e con $\gamma_M = 2$, si calcolano N_{max} e F:



$$N_{max} = l \cdot t \cdot \frac{f_k}{\gamma_M} = 1000 \cdot 26{,}6 \cdot \frac{2{,}5}{2} \cdot 10^{-3} = 33{,}25\ KN$$

$$F = N_{max} \cdot 2 \cdot sen2° = 2{,}32\ KN$$

La forza orizzontale, quale componente della resistenza massima dei puntoni compressi, è inferiore alla forza F_a, per cui la verifica risulta non soddisfatta.

$$F = 2{,}32\ KN < F_a = 2{,}58\ KN$$

Il valore di α per cui sarebbe soddisfatta la verifica è pari a

$$\alpha = a_g/g = 0{,}257$$

Per cui l'indicatore di rischio individuato dalla vulnerabilità della tamponatura esterna è pari a:

$$\boldsymbol{I.R} = \frac{0{,}257}{0{,}286} = \mathbf{0{,}899}$$

4.6 CONCLUSIONI CORPO A2

Nel corpo A2, pur essendo stata eseguita una verifica con fattore di struttura 1,5, e cioè ipotizzando un comportamento non dissipativo, gli indicatori di rischio sono risultati superiori a 0,5.

Trattandosi tuttavia di una struttura metallica, in cui l'inserimento di elementi di controvento o di rinforzo non risulta particolarmente oneroso, si ritiene facilmente perseguibile un incremento della capacità e conseguire un significativo miglioramento sismico sia delle strutture che delle tamponature.