

Mons. Tarcisio Luigi Gambalunga
Lucia Turri



MUSEO e ARCHIVIO STORICO DIOCESANO	
INSULA EPISCOPALE di NUSCO - Cittadella Museale - Rete Musei Campania	
<p>Comune di Nusco (Av) ARCIDIOCESI di SANT'ANGELO dei LOMBARDI Soprintendenza ABAP di Salerno ed Avellino</p>	<p style="text-align: right;">Settore elaborato</p> <p style="text-align: center;">S. Strutture</p>
<p>PROGETTO ESECUTIVO</p> <p>Supervisione artistica e museografica, committente Arcidiocesi, Mons. Tarcisio Luigi Gambalunga Direttore dell'Ufficio Beni Culturali</p> <p>Responsabile unico del procedimento, committente Arcidiocesi, geom. Luigi D'Angelis Direttore dell'Ufficio Tecnico Diocesano</p> <p>Progettista responsabile per la committente Arcidiocesi, fase di progettazione definitiva, arch. Lucia Turri</p>	<p style="text-align: right;">Cod. elaborato</p> <p style="text-align: center;">S.1</p>
<p>Consulenza e progettazione definitiva allestimento e museografia nuova ala museo, arch. Lucia Turri completamento e museografia museo esistente, arch. Angelo Verderosa computi e disciplinari tecnico-prestazionali, arch. Antonio Ressa verifiche, consolidamenti statici e strutture, ing. Luciano De Mita impianti climatizzazione e idrico-fognari, ing. Flaminio Mazzariello impianti elettrici e opere correlate, ing. Enrico De Mita giovani professionisti: dott. in arch. Marta Bovio / arch. Isabella Petecca / arch. Benedetta Verderosa consulente per il restauro delle opere artistiche, Margherita Gramaglia</p>	<p style="text-align: right;">Titolo elaborato</p> <p style="text-align: center;">Relazione tecnica e specialistica</p>
<p>responsabile dell'elaborato: ing. Luciano De Mita</p>	<p style="text-align: right;">Visti</p>

RELAZIONE TECNICA E SPECIALISTICA

Progetto Definitivo

0. Premessa

Il progetto di completamento del Museo Diocesano prevede interventi di rifunzionalizzazione che richiedono la creazione di nuovi vani nelle murature portanti del complesso dell'ex seminario arcivescovile, la realizzazione di uno spazio coperto all'interno del chiostro, che funga da collegamento fra lo scalone monumentale di accesso al seminario e la sala convegni, nonché di una copertura del chiostro al fine di porre fine ai fenomeni di ammaloramento delle superfici esterne per l'azione delle acque meteoriche.

Tali interventi sono ascrivibili, secondo le vigenti norme tecniche, D.M. 17.01.2018 e relativa circolare esplicativa C.M. 21.01.2019 n°7, ad **interventi di tipo locale** - Par. C8.4.1 – Circolare 21 gennaio 2019, n.7: *la modifica di una parte limitata della struttura (ad es. l'apertura di un vano in una parete, accompagnata da opportuni rinforzi) può rientrare in questa categoria, a condizione che si dimostri che l'insieme degli interventi non modifichi significativamente rigidità, resistenza nei confronti delle azioni orizzontali e capacità di deformazione della struttura.*

Viceversa, la realizzazione dello spazio coperto all'interno del chiostro sarà operata per mezzo di una struttura in carpenteria metallica e vetro del tutto indipendente, da un punto di vista strutturale, dalle strutture portanti del seminario.

In considerazione del fatto che la realizzazione di un vano comporta sempre una variazione di rigidità, resistenza e duttilità della parete, occorre distinguere due casi principali:

1. le dimensioni del vano sono tali da non apportare significative variazioni in termini di rigidità, resistenza e duttilità della parete: sarà sufficiente l'inserimento di un architrave superiore;
2. le dimensioni del vano sono tali da apportare significative variazioni in termini di rigidità, resistenza e duttilità della parete, pertanto sarà necessario prevedere interventi volti a riportare la parete alle caratteristiche ex-ante, realizzando una cosiddetta cerchiatura costituita da un telaio in cemento armato o acciaio attorno alla nuova apertura.

Le attuali norme tecniche non consentono, tuttavia, di quantificare numericamente tali "non significative variazioni", ossia il range ammissibile di variazione che possono subire i parametri di resistenza, rigidità e deformabilità della parete. Un utile riferimento è reperibile nel documento tecnico emanato dal Comitato Tecnico Scientifico della Regione Toscana il quale sancisce che:

[...] ai fini del dimensionamento degli elementi e della parete nel suo stato di progetto, deve essere dimostrato che la rigidità dell'elemento variato (parete) non cambi significativamente rispetto allo stato preesistente (orientativamente $\pm 15\%$).

Gli interventi di progetto per la creazione dei nuovi vani saranno pertanto inquadrati secondo la precedente casistica, definendo le caratteristiche degli interventi di rinforzo necessari.

Gli interventi sopra descritti, di natura strutturale, rispondono alle esigenze di ampliamento e rifunzionalizzazione del complesso museale. Accanto a tali interventi saranno inoltre condotti interventi volti a ricostituire la continuità strutturale in corrispondenza dei cantonali delle murature di perimetro del Chiostro più interno (c.d. *Chiostro 2*), le quali esibiscono degli scollamenti alla quota del coronamento. L'intervento, come mostrato di seguito, sarà condotto su due fronti: da una parte sarà ricostituita la continuità strutturale dei paramenti, quindi saranno posti in opera elementi di rinforzo attivi in acciaio.

1. Calcolo cerchiature

CASO 1: VANI DI DIMENSIONI FINO A 120 CM

MATERIALI

Muratura a conci sbozzati, con paramento di spessore disomogeneo

Parametri muratura Tab.C8.5.I Circ. n.7 / CSLPP del 21/01/2019

f_m - resistenza compressione [daN/cm²]: 20.00 (min.), 20.00 (max.)

τ_0 - resistenza a taglio [daN/cm²]: 0.35 (min.), 0.51 (max.)

E - modulo elastico [daN/cm²]: 10200.0 (min.), 14400.0 (max.)

G - modulo el. tang. [daN/cm²]: 3400.0 (min.), 4800.0 (max.)

Essendo il livello di conoscenza LC1 (Limitata) si utilizzano i valori medi per i moduli elastici e i valori minimi per la resistenza.

Valori di riferimento:

f_m - resistenza compressione = 20.00 daN/cm²

τ_0 - resistenza a taglio = 0.35 daN/cm²

E - modulo elastico = 12300.0 daN/cm²

G - modulo el. tang. = 4100.0 daN/cm²

γ_m = peso specifico = 2000.0 daN/mc

Valori di progetto:

Fattore confidenza FC = 1.35

Coef. parz. sic. γ_M = 2.00 (4.5.6.1)

f_m = 7.41 daN/cm²

τ_0 = 0.13 daN/cm²

Coef. rid. moduli elastici per fessurazione = 2.00

E = 6150 daN/cm²

G = 2050 daN/cm²

Fattori correttivi (tab. C8.5.II Circ.n.7/2019)

- Iniezione di miscele leganti

Valori di progetto ante-operam:

f_m = 7.41 daN/cm²

τ_0 = 0.13 daN/cm²

E = 6150 daN/cm²

G = 2050 daN/cm²

Valori di progetto post-operam:

f_m = 12.59 daN/cm²

τ_0 = 0.22 daN/cm²

E = 10455 daN/cm²

G = 3485 daN/cm²

Materiali del telaio

Acciaio f_y [daN/cm ²]	f_{tk} [daN/cm ²]	E [daN/cm ²]	G [daN/cm ²]	γ_a [kg/mc]
S 355 3550.0	5100.0	2100000.0	807692.0	7850.0

Sezioni in acciaio del telaio

Profilo	B [cm]	H [cm]	W_x [cm ³]	W_{px} [cm ³]	W_y [cm ³]	W_{py} [cm ³]	Area [cm ²]	Peso [kg/m]
HEB 220		22.0	22.0	735.5	827	258.5	393.9	91.0
		71.45						

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

1. D.M. 17 Gennaio 2018 e allegate 'Norme tecniche per le costruzioni'.

2. Circolare 21/01/2019 n. 7 / CSLLPP Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle 'Norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018

METODOLOGIA DI VERIFICA

L'apertura di un vano in una parete muraria accompagnata da opportuni rinforzi è previsto, come 'intervento locale', nella Circolare n. 7/CSLLPP del 21/1/2019.

Le verifiche possono essere eseguite limitandosi a valutazioni numeriche relative alla sola parete interessata dall'intervento solo a condizione che si dimostri che la rigidezza dell'elemento variato non cambi significativamente e che la resistenza non peggiori ai fini del comportamento rispetto alle azioni orizzontali.

Una variazione significativa della rigidezza delle pareti muterebbe il comportamento globale della struttura e pertanto non risulterebbe sufficiente la verifica locale.

La verifica risulta positiva quando la resistenza alle forze orizzontali V post-operam risultano maggiori o uguali a quelle ante-operam, con variazioni di rigidezza non sostanziali (+/- 15.00%).

Nel caso di muratura non armata in cui la rottura del pannello è di tipo fragile e caratterizzata da lesioni diagonali a 45° l'azione tagliante ultima è determinabile, come specificato nella Circolare, con la seguente relazione:

$$V_t = (L T f_{td} / b) (1 + \sigma_o / f_{td})^{1/2}$$

dove i simboli hanno il seguente significato:

L lunghezza del pannello murario

T spessore del pannello murario

f_{td} esistenza di calcolo a trazione per fessurazione diagonale della muratura = $1,5 \tau_o$

σ_o tensione normale media riferita all'area totale della base del setto

b coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere $b = H / L$, comunque non superiore a 1,5 e non inferiore a 1, dove H è l'altezza del pannello

La rigidezza del singolo pannello murario K viene valutata con la seguente relazione:

$$K = 1 / (H^3 / n E J + 1.2 H / G A)$$

dove i simboli hanno il seguente significato:

E, G moduli di elasticità normale e tangenziale della muratura

J momento di inerzia del maschio murario = $T L^3 / 12$

n coefficiente relativo al grado di vincolo offerto dal traverso superiore.

In questo caso $n = 12$ (presenza di cordolo rigido => schema incastro scorrevole).

A area del maschio murario = $T L$

H altezza deformabile = altezza del piano (parete senza fasce murarie rigide)

La rigidezza complessiva risulterà dalla sommatoria dei contributi dei singoli maschi murari che formano la parete.

La resistenza ultima a taglio verrà calcolata in base alla curva caratteristica del diagramma V- δ

TELAIO DI CERCHIATURA DELLE APERTURE

Definendo:

$\Delta K = K_{sa} - K_{pr}$ (carenza di rigidezza della muratura a seguito dell'intervento)

il telaio, per poter sopperire a tale carenza dovrà avere una rigidezza K_t maggiore o uguale a ΔK

La rigidezza del telaio è data dalla sommatoria delle rigidezze dei singoli montanti costituenti la cerchiatura.

Considerando incernierata la base del telaio, la rigidezza per il singolo montante vale: $K_i = 3 E J / H^3$

Considerando incastrata la base del telaio, la rigidezza per il singolo montante vale: $K_i = 12 E J / H^3$

La rigidezza totale del telaio sarà: $K_t = \sum K_i$

La resistenza a taglio del telaio sarà data dal contributo di tutti i montanti:

dato il momento ultimo di ogni montante = $M_u = f_{yk} W / \gamma_{MO}$

considerando lo schema cerniera-incastro: $F_o = M_u / H$

considerando lo schema incastro-incastro: $F_o = 2 M_u / H$

La resistenza complessiva del telaio sarà: $V_t = \Sigma F_o$

CARICHI

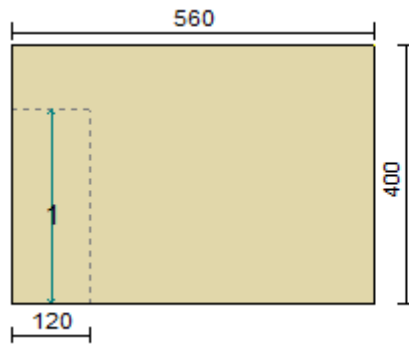
In sommità della parete sono applicati i seguenti carichi distribuiti:

Carico permanente $G_k = 1600.0$ daN/m

Carico variabile $Q_k = 400.0$ daN/m

Per la determinazione della tensione media verticale, verranno inoltre considerati i contributi dovuti al peso proprio di metà maschio murario e delle semifasce superiori gravanti sul maschio stesso.

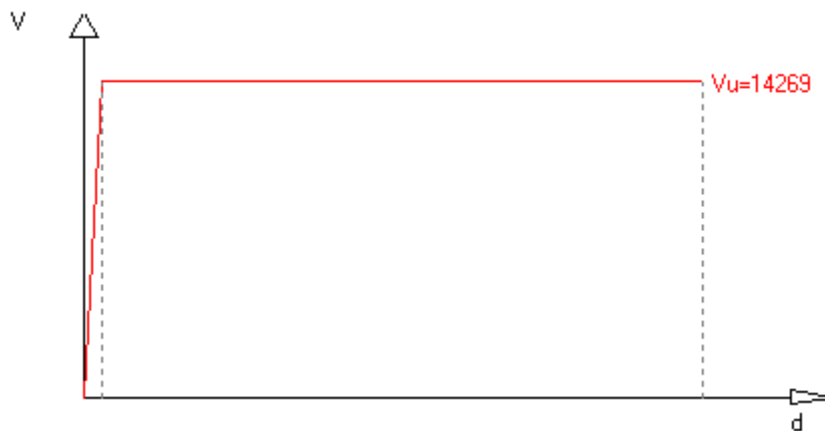
Ante-operam



T (sp. parete) = 60.00 cm

Maschio	Lungh.	H calc.	Coef. b	σ_o	K_o	V_u	δe	δu
1	560.0	400.0	1.00	0.733	125687.2	14269.2	0.114	4.000

Curva caratteristica ante-operam:

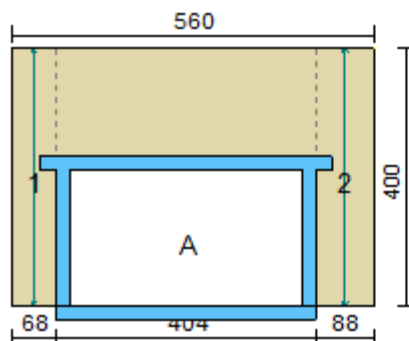


Rigidità complessiva della parete: $K_{sa} = 125687.2$ daN/cm

Taglio ultimo della parete: $V_{sa} = 14269.2$ daN

Spostamento ultimo: $\delta u_{sa} = 4.000$ cm

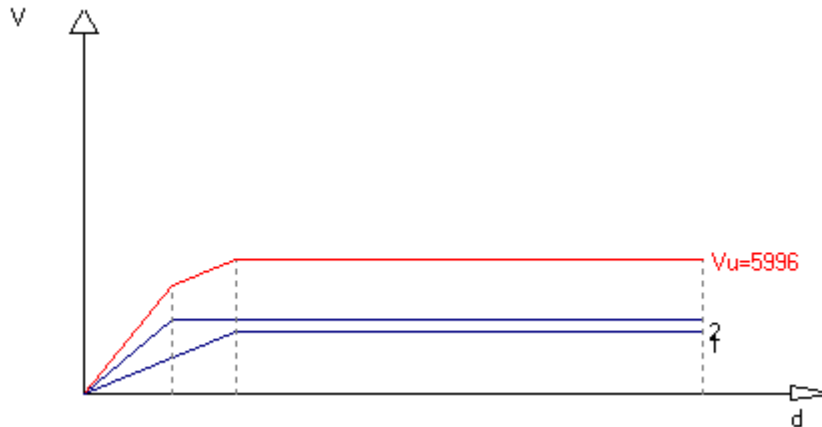
Post-operam



T (sp. parete) = 60.00 cm

Apertura		Stato	Montanti per lato		Architravi	Travi inf.			
A	Cerchiata	3 HEB 220 (S 355)	3 HEB 220 (S 355)		3 HEB 220 (S 355)				
Maschio	Lungh.	Spess.	H calc.	Coef. b	σ_0	Ko	Vu	δ_e	δ_u
1	68.0	60.00	400.0	1.50	2.722	2791.5	2732.3	0.979	4.000
2	88.0	60.00	400.0	1.50	2.270	5688.4	3263.7	0.574	4.000

Curva caratteristica post-operam:



Rigidezza complessiva della parete: $K_{pr} = 8479.8$ daN/cm

Taglio ultimo della parete: $V_{pr} = 5996.0$ daN

Spostamento ultimo: $\delta_{u pr} = 4.000$ cm

VERIFICA

Rigidezza e resistenza della muratura:

$\Delta K_{mur} = K_{pr} - K_{sa} = 8480 - 125687 = -117207$ daN/cm (riduzione rigidezza = -93.3%)

$\Delta V_{mur} = V_{pr} - V_{sa} = 5996 - 14269 = -8273$ daN (riduzione resistenza = -58.0%)

Rigidezza e resistenza del telaio:

Note:

$K = c E J / H_i^3$, con: $c = 3$ nel caso di telaio incernierato alla base, $c = 12$ nel caso di incastro

$F_u = n (M_u / H_i)$ nel caso di telaio incernierato alla base, $F_u = n (2 M_u / H_i)$ nel caso di incastro,

con $n =$ numero dei montanti del telaio. $F_o = F_u$.

Se $\delta_e > \delta_u$, F_o sarà calcolato in relazione allo spostamento ultimo di progetto. $F_o = K \delta_{u pr}$

Telaio c	H_i [cm]	K [daN/cm]	M_u [daN cm]	δ_e [cm]	F_u [daN]	F_o [daN]
A 12	210.0	132098.0	14920140.0	1.08	142096.6	142096.6

$K_t = \Sigma K = 132098$ daN/cm

$V_t = \Sigma F_o = 142097$ daN

Variazione di rigidezza e resistenza dopo l'intervento:

$\Delta K_{tot} = K_{pr} + K_t - K_{sa} = 14891$ daN/cm

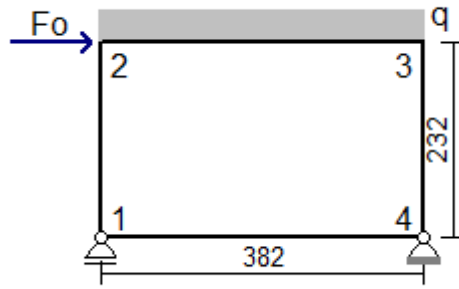
aumento rigidezza = 11.8%; variazione percentuale di ΔK_{tot} compresa entro il 15.0% (Ok)

$\Delta V_{tot} = V_{pr} + V_t - V_{sa} = 133823$ daN

aumento resistenza = 937.8%; $\Delta V_{tot} > 0$ (Ok)

Verifiche dei telai.

Telaio A



$F_o = 142096.60 \text{ daN}$, $q = G_k + \psi_2 Q_k = 37.36 \text{ daN/cm}$ ($\psi_2 = 0.30$)

Sollecitazioni telaio A



Sollecitazione di compressione per $N > 0$

Verifica sezioni in acciaio del tratto 1-2

Tratto	sez.	dist.[cm]	M [daN cm]	N [daN]	V [daN]
1-2	1	0.0	-8186442.0	-35039.7	69242.8
	2	33.1	-5891537.0	-35110.7	69242.8
	3	66.3	-3596631.0	-35181.7	69242.8
	4	99.4	-1301725.0	-35252.8	69242.8
	5	132.6	993179.8	-35323.8	69242.8
	6	165.7	3288085.0	-35394.8	69242.8
	7	198.9	5582992.0	-35465.9	69242.8
	8	232.0	7877897.0	-35536.9	69242.8

3 sez.* B [cm]	H [cm]	Wx [cm ³]	Wpx [cm ³]	A [cm ²]	Av [cm ²]	tw [cm]	tf [cm]	r [cm]
HEB 220	22.0	22.0	735.5	827	91.0	27.9	0.95	1.60

Verifica delle sezioni con i risultati più gravosi del tratto 1-2

Taglio: sez. 1, dist. = 0.0 cm, $V_{ed} = 23081.0 \text{ daN}$
 Taglio resistente: $V_{crd} = A_v f_{yk} / (\gamma_{M0} \sqrt{3}) = 54421.59 \text{ daN}$
 $V_{ed} / V_{crd} = 0.424 < 1$ Ok

Tenso-flessione: sez. 1, dist. = 0.0 cm, $M_{ed} = -2728814.0 \text{ daNcm}$, $N_{ed} = -11679.9 \text{ daN}$, $V_{ed} = 23081.0 \text{ daN}$

Classificazione della sezione:

$\epsilon = \sqrt{235 / f_{yk}} = 0.81$, $\alpha = 0.5 (1 + (N / (c_w t_w f_{yk}))) = 0.39$, $\psi = -1.21$

Ali in compressione: $c_f / t_f = 5.45 < 9 \epsilon = 7.32$ (cl. 1)

Anima a presso-flessione: $c_w / t_w = 16.00 < 36 \epsilon / \alpha = 75.87$ (cl. 1)

La sezione è di classe 1

Verifica di resistenza:

$N_{rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} = 307666.7 \text{ daN}$

$n = N_{ed} / N_{rd} = -0.038$, $a = (A - 2 B t_f) / A = 0.226$

$M_{rd} = W_{px} f_{yk} / \gamma_{M0} = 2796048.0 \text{ daNcm}$

$M_{nrd} = M_{rn} (1 - n) / (1 - 0.5 a) = 3272610.0 \text{ daNcm} > M_{rd} \Rightarrow M_{nrd} = M_{rd}$

$M_{ed} / M_{nrd} = 0.98 < 1$ Ok

Verifica sezioni in acciaio del tratto 2-3

Tratto	sez.	dist.[cm]	M [daN cm]	N [daN]	V [daN]
2-3	1	0.0	7877897.0	72853.8	-35536.9
	2	31.8	6726624.0	72853.8	-36794.4
	3	63.7	5535321.0	72853.8	-38051.9
	4	95.5	4303986.0	72853.8	-39309.4
	5	127.3	3032621.0	72853.8	-40566.9
	6	159.2	1721225.0	72853.8	-41824.5
	7	191.0	369797.9	72853.8	-43082.0
	8	222.8	-1021660.0	72853.8	-44339.5
	9	254.7	-2453149.0	72853.8	-45597.0
	10	286.5	-3924668.0	72853.8	-46854.5
	11	318.3	-5436219.0	72853.8	-48112.0
	12	350.2	-6987799.0	72853.8	-49369.5
	13	382.0	-8579412.0	72853.8	-50627.0

3 sez.* B [cm]	H [cm]	Wx [cm ³]	Wpx [cm ³]	A [cm ²]	Av [cm ²]	tw [cm]	tf [cm]	r [cm]
HEB 220	22.0	22.0	735.5	827	91.0	27.9	0.95	1.60
1.80								

Verifica delle sezioni con i risultati più gravosi del tratto 2-3

Taglio: sez. 13, dist. = 382.0 cm, Ved = -16875.7 daN

Taglio resistente: $V_{crd} = A_v f_{yk} / (\gamma_{M0} \sqrt{3}) = 54421.59$ daN

$V_{ed} / V_{crd} = 0.310 < 1$ Ok

Presso-flessione: sez. 13, dist. = 382.0 cm, Med = -2859804.0 daNcm, Ned = 24284.6 daN, Ved = -16875.7 daN

Classificazione della sezione:

$\varepsilon = \sqrt{235 / f_{yk}} = 0.81$, $\alpha = 0.5 (1 + (N / (c_w t_w f_{yk}))) = 0.74$, $\psi = -0.67$

Ali in compressione: $c_f / t_f = 5.45 < 9 \varepsilon = 7.32$ (cl. 1)

Anima a presso-flessione: $c_w / t_w = 16.00 < 396 \varepsilon / (13 \alpha - 1) = 37.55$ (cl. 1)

La sezione è di classe 1

Verifica di resistenza:

$N_{rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} = 307666.7$ daN

$n = N_{ed} / N_{rd} = 0.079$, $a = (A - 2 B t_f) / A = 0.226$

$M_{rd} = W_{px} f_{yk} / \gamma_{M0} = 2796048.0$ daNcm

$M_{nrd} = M_{rd} (1 - n) / (1 - 0.5 a) = 2904052.0$ daNcm $> M_{rd} \Rightarrow M_{nrd} = M_{rd}$

$Med / M_{nrd} = 1.02 > 1$ N.V.

sez. 1, dist. = 0.0 cm, Med = 2625966.0 daNcm, Ned = 24284.6 daN, Ved = -11845.6 daN

Instabilità a compressione:

$N_{cr} = \pi^2 E J / l_0^2 = 1149197.0$ daN

$N_{ed} < 0.04 N_{cr} \Rightarrow$ Verifica non richiesta

Verifica sezioni in acciaio del tratto 3-4

Tratto	sez.	dist.[cm]	M [daN cm]	N [daN]	V [daN]
3-4	1	0.0	-8579412.0	50627.0	72853.8
	2	33.1	-6164830.0	50698.1	72853.8
	3	66.3	-3750249.0	50769.1	72853.8
	4	99.4	-1335667.0	50840.1	72853.8
	5	132.6	1078915.0	50911.2	72853.8
	6	165.7	3493496.0	50982.2	72853.8
	7	198.9	5908078.0	51053.2	72853.8
	8	232.0	8322660.0	51124.2	72853.8

3 sez.* B [cm]	H [cm]	Wx [cm ³]	Wpx [cm ³]	A [cm ²]	Av [cm ²]	tw [cm]	tf [cm]	r [cm]
HEB 220	22.0	22.0	735.5	827	91.0	27.9	0.95	1.60
1.80								

Verifica delle sezioni con i risultati più gravosi del tratto 3-4

Taglio: sez. 1, dist. = 0.0 cm, Ved = 24284.6 daN
 Taglio resistente: $V_{crd} = A_v f_{yk} / (\gamma_{MO} \sqrt{3}) = 54421.59 \text{ daN}$
 $Ved / V_{crd} = 0.446 < 1 \quad \text{Ok}$

Presso-flessione: sez. 1, dist. = 0.0 cm, Med = -2859804.0 daNcm, Ned = 16875.7 daN, Ved = 24284.6 daN

Classificazione della sezione:

$$\varepsilon = \sqrt{(235 / f_{yk})} = 0.81, \quad \alpha = 0.5 (1 + (N / (c_w t_w f_{yk}))) = 0.66, \quad \psi = -0.76$$

Ali in compressione: $cf / tf = 5.45 < 9 \varepsilon = 7.32 \text{ (cl. 1)}$

Anima a presso-flessione: $c_w / t_w = 16.00 < 396 \varepsilon / (13 \alpha - 1) = 42.17 \text{ (cl. 1)}$

La sezione è di classe 1

Verifica di resistenza:

$$N_{rd} = A f_{yk} / \gamma_{MO} = 307666.7 \text{ daN}$$

$$n = Ned / N_{rd} = 0.055, \quad a = (A - 2 B tf) / A = 0.226$$

$$M_{rd} = W_{px} f_{yk} / \gamma_{MO} = 2796048.0 \text{ daNcm}$$

$$M_{nrd} = M_{rn} (1 - n) / (1 - 0.5 a) = 2979977.0 \text{ daNcm} > M_{rd} \Rightarrow M_{nrd} = M_{rd}$$

$$Med / M_{nrd} = 1.02 > 1 \text{ N.V.}$$

Verifica sezioni in acciaio del tratto 4-1

Tratto	sez.	dist.[cm]	M [daN cm]	N [daN]	V [daN]
4-1	1	0.0	8186442.0	69242.8	-42808.2
	2	31.8	6822628.0	69242.8	-42876.4
	3	63.7	5456642.0	69242.8	-42944.7
	4	95.5	4088485.0	69242.8	-43012.9
	5	127.3	2718155.0	69242.8	-43081.1
	6	159.2	1345654.0	69242.8	-43149.3
	7	191.0	-29018.3	69242.8	-43217.5
	8	222.8	-1405862.0	69242.8	-43285.8
	9	254.7	-2784879.0	69242.8	-43354.0
	10	286.5	-4166066.0	69242.8	-43422.2
	11	318.3	-5549426.0	69242.8	-43490.4
	12	350.2	-6934956.0	69242.8	-43558.6
	13	382.0	-8322660.0	69242.8	-43626.9

3 sez.* B [cm]	H [cm]	Wx [cm ³]	Wpx [cm ³]	A [cm ²]	Av [cm ²]	t _w [cm]	tf [cm]	r [cm]
HEB 220	22.0	22.0	735.5	827	91.0	27.9	0.95	1.60

Verifica delle sezioni con i risultati più gravosi del tratto 4-1

Taglio: sez. 13, dist. = 382.0 cm, Ved = -14542.3 daN
 Taglio resistente: $V_{crd} = A_v f_{yk} / (\gamma_{MO} \sqrt{3}) = 54421.59 \text{ daN}$
 $Ved / V_{crd} = 0.267 < 1 \quad \text{Ok}$

Presso-flessione: sez. 13, dist. = 382.0 cm, Med = -2774220.0 daNcm, Ned = 23081.0 daN, Ved = -14542.3 daN

Classificazione della sezione:

$$\varepsilon = \sqrt{(235 / f_{yk})} = 0.81, \quad \alpha = 0.5 (1 + (N / (c_w t_w f_{yk}))) = 0.73, \quad \psi = -0.69$$

Ali in compressione: $cf / tf = 5.45 < 9 \varepsilon = 7.32 \text{ (cl. 1)}$

Anima a presso-flessione: $c_w / t_w = 16.00 < 396 \varepsilon / (13 \alpha - 1) = 38.23 \text{ (cl. 1)}$

La sezione è di classe 1

Verifica di resistenza:

$$N_{rd} = A f_{yk} / \gamma_{MO} = 307666.7 \text{ daN}$$

$$n = Ned / N_{rd} = 0.075, \quad a = (A - 2 B tf) / A = 0.226$$

$$M_{rd} = W_{px} f_{yk} / \gamma_{MO} = 2796048.0 \text{ daNcm}$$

$$M_{nrd} = M_{rn} (1 - n) / (1 - 0.5 a) = 2916387.0 \text{ daNcm} > M_{rd} \Rightarrow M_{nrd} = M_{rd}$$

$$Med / M_{nrd} = 0.99 < 1 \text{ Ok}$$

sez. 1, dist. = 0.0 cm, Med = 2728814.0 daNcm, Ned = 23081.0 daN, Ved = -14269.4 daN

Instabilità a compressione:

$$N_{cr} = \pi^2 E J / l_0^2 = 1149197.0 \text{ daN}$$

$$Ned < 0.04 N_{cr} \Rightarrow \text{Verifica non richiesta}$$

Nota (*): non essendo possibile collegare le travi mediante calastrelli nel lato verso la muratura, le verifiche saranno

eseguite su profili semplici dividendo le sollecitazioni per il numero delle sezioni presenti nel tratto.

CASO 2: VANI DI DIMENSIONI OLTRE 120 CM

Sezioni in acciaio del telaio

Profilo	B [cm]	H [cm]	Wx [cm ³]	Wpx [cm ³]	Wy [cm ³]	Wpy [cm ³]	Area [cm ²]	Peso [kg/m]
HEB 220		22.0	22.0	735.5	827	258.5	393.9	91.0
	71.45							

TELAIO DI CERCHIATURA DELLE APERTURE

Definendo:

$\Delta K = K_{sa} - K_{pr}$ (carenza di rigidità della muratura a seguito dell'intervento)

il telaio, per poter sopportare a tale carenza dovrà avere una rigidità K_t maggiore o uguale a ΔK

La rigidità del telaio è data dalla sommatoria delle rigidità dei singoli montanti costituenti la cerchiatura.

Considerando incernierata la base del telaio, la rigidità per il singolo montante vale: $K_i = 3 E J / H^3$

Considerando incastrata la base del telaio, la rigidità per il singolo montante vale: $K_i = 12 E J / H^3$

La rigidità totale del telaio sarà: $K_t = \sum K_i$

La resistenza a taglio del telaio sarà data dal contributo di tutti i montanti:

dato il momento ultimo di ogni montante = $M_u = f_{yk} W / \gamma_{MO}$

considerando lo schema cerniera-incastro: $F_o = M_u / H$

considerando lo schema incastro-incastro: $F_o = 2 M_u / H$

La resistenza complessiva del telaio sarà: $V_t = \sum F_o$

CARICHI

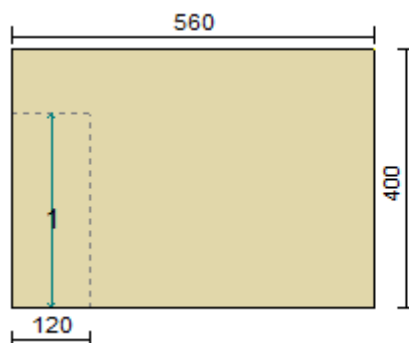
In sommità della parete sono applicati i seguenti carichi distribuiti:

Carico permanente $G_k = 1600.0$ daN/m

Carico variabile $Q_k = 400.0$ daN/m

Per la determinazione della tensione media verticale, verranno inoltre considerati i contributi dovuti al peso proprio di metà maschio murario e delle semifasce superiori gravanti sul maschio stesso.

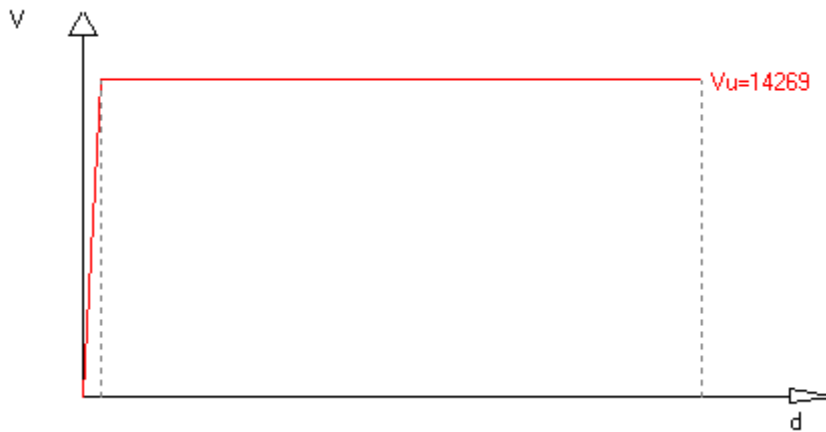
Ante-operam



T (sp. parete) = 60.00 cm

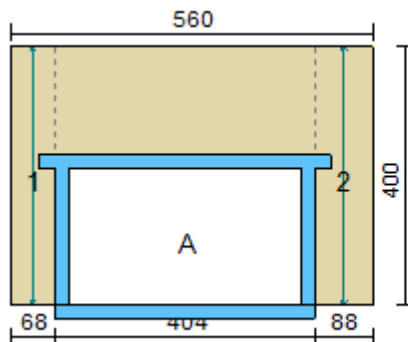
Maschio	Lungh.	H calc.	Coef. b	σ_0	K_0	V_u	δ_e	δ_u
1	560.0	400.0	1.00	0.733	125687.2	14269.2	0.114	4.000

Curva caratteristica ante-operam:



Rigidezza complessiva della parete: $K_{sa} = 125687.2$ daN/cm
 Taglio ultimo della parete: $V_{sa} = 14269.2$ daN
 Spostamento ultimo: $\delta u_{sa} = 4.000$ cm

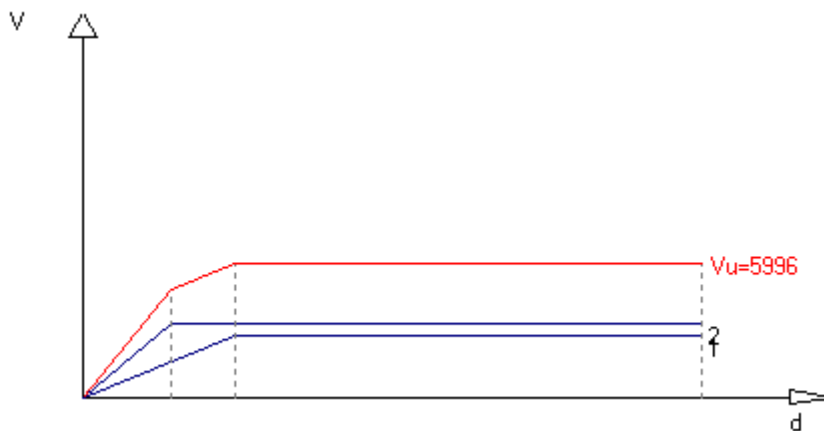
Post-operam



T (sp. parete) = 60.00 cm

Apertura		Stato	Montanti per lato		Architravi		Travi inf.		
A	Cerchiata	3 HEB 220 (S 355)	3 HEB 220 (S 355)	3 HEB 220 (S 355)	3 HEB 220 (S 355)				
Maschio	Lungh.	Spess.	H calc.	Coef. b	σ_0	K_0	V_u	δe	δu
1	68.0	60.00	400.0	1.50	2.722	2791.5	2732.3	0.979	4.000
2	88.0	60.00	400.0	1.50	2.270	5688.4	3263.7	0.574	4.000

Curva caratteristica post-operam:



Rigidezza complessiva della parete: $K_{pr} = 8479.8$ daN/cm
 Taglio ultimo della parete: $V_{pr} = 5996.0$ daN
 Spostamento ultimo: $\delta u_{pr} = 4.000$ cm

VERIFICA

Rigidezza e resistenza della muratura:

$$\Delta K_{\text{mur}} = K_{\text{pr}} - K_{\text{sa}} = 8480 - 125687 = -117207 \text{ daN/cm} \quad (\text{riduzione rigidezza} = -93.3\%)$$

$$\Delta V_{\text{mur}} = V_{\text{pr}} - V_{\text{sa}} = 5996 - 14269 = -8273 \text{ daN} \quad (\text{riduzione resistenza} = -58.0\%)$$

Rigidezza e resistenza del telaio:

Note:

$$K = c E J / H_i^3, \quad \text{con: } c = 3 \text{ nel caso di telaio incernierato alla base, } c = 12 \text{ nel caso di incastro}$$

$$F_u = n (M_u / H_i) \text{ nel caso di telaio incernierato alla base, } F_u = n (2 M_u / H_i) \text{ nel caso di incastro,}$$

con n = numero dei montanti del telaio. $F_o = F_u$.

$$\text{Se } \delta_e > \delta_u, F_o \text{ sar\`a calcolato in relazione allo spostamento ultimo di progetto. } F_o = K \delta_{u \text{ pr}}$$

Telaio c	H _i [cm]	K [daN/cm]	M _u [daN cm]	δ _e [cm]	F _u [daN]	F _o [daN]
A 12	210.0	132098.0	14920140.0	1.08	142096.6	142096.6

$$K_t = \Sigma K = 132098 \text{ daN/cm}$$

$$V_t = \Sigma F_o = 142097 \text{ daN}$$

Variazione di rigidezza e resistenza dopo l'intervento:

$$\Delta K_{\text{tot}} = K_{\text{pr}} + K_t - K_{\text{sa}} = 14891 \text{ daN/cm}$$

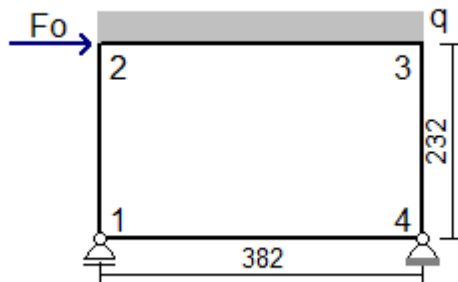
aumento rigidezza = 11.8%; variazione percentuale di ΔK tot compresa entro il 15.0% (Ok)

$$\Delta V_{\text{tot}} = V_{\text{pr}} + V_t - V_{\text{sa}} = 133823 \text{ daN}$$

aumento resistenza = 937.8%; ΔV tot > 0 (Ok)

Verifiche dei telai.

Telaio A



$$F_o = 142096.60 \text{ daN}, \quad q = G_k + \psi_2 Q_k = 37.36 \text{ daN/cm} \quad (\psi_2 = 0.30)$$

Sollecitazioni telaio A



Sollecitazione di compressione per $N > 0$

Verifica sezioni in acciaio del tratto 1-2

Tratto	sez.	dist.[cm]	M [daN cm]	N [daN]	V [daN]
1-2	1	0.0	-8186442.0	-35039.7	69242.8
	2	33.1	-5891537.0	-35110.7	69242.8

3	66.3	-3596631.0	-35181.7	69242.8
4	99.4	-1301725.0	-35252.8	69242.8
5	132.6	993179.8	-35323.8	69242.8
6	165.7	3288085.0	-35394.8	69242.8
7	198.9	5582992.0	-35465.9	69242.8
8	232.0	7877897.0	-35536.9	69242.8

3 sez.* B [cm]	H [cm]	Wx [cm ³]	Wpx [cm ³]	A [cm ²]	Av [cm ²]	tw [cm]	tf [cm]	r [cm]
HEB 220	22.0	22.0	735.5	827	91.0	27.9	0.95	1.60
1.80								

Verifica delle sezioni con i risultati più gravosi del tratto 1-2

Taglio: sez. 1, dist. = 0.0 cm, Ved = 23081.0 daN

Taglio resistente: $V_{crd} = A_v f_{yk} / (\gamma_{MO} \sqrt{3}) = 54421.59$ daN

Ved / Vcrd = 0.424 < 1 Ok

Tenso-flessione: sez. 1, dist. = 0.0 cm, Med = -2728814.0 daNcm, Ned = -11679.9 daN, Ved = 23081.0 daN

Classificazione della sezione:

$\varepsilon = \sqrt{(235 / f_{yk})} = 0.81$, $\alpha = 0.5 (1 + (N / (c_w t_w f_{yk}))) = 0.39$, $\psi = -1.21$

Ali in compressione: cf / tf = 5.45 < 9 $\varepsilon = 7.32$ (cl. 1)

Anima a presso-flessione: cw / tw = 16.00 < 36 $\varepsilon / \alpha = 75.87$ (cl. 1)

La sezione è di classe 1

Verifica di resistenza:

Nrd = A f_{yk} / γ_{MO} = 307666.7 daN

n = Ned / Nrd = -0.038, a = (A - 2 B tf) / A = 0.226

Mrd = Wpx f_{yk} / γ_{MO} = 2796048.0 daNcm

Mnrd = Mrn (1 - n) / (1 - 0.5 a) = 3272610.0 daNcm > Mrd => Mnrd = Mrd

Med / Mnrd = 0.98 < 1 Ok

Verifica sezioni in acciaio del tratto 2-3

Tratto	sez.	dist.[cm]	M [daN cm]	N [daN]	V [daN]
2-3	1	0.0	7877897.0	72853.8	-35536.9
	2	31.8	6726624.0	72853.8	-36794.4
	3	63.7	5535321.0	72853.8	-38051.9
	4	95.5	4303986.0	72853.8	-39309.4
	5	127.3	3032621.0	72853.8	-40566.9
	6	159.2	1721225.0	72853.8	-41824.5
	7	191.0	369797.9	72853.8	-43082.0
	8	222.8	-1021660.0	72853.8	-44339.5
	9	254.7	-2453149.0	72853.8	-45597.0
	10	286.5	-3924668.0	72853.8	-46854.5
	11	318.3	-5436219.0	72853.8	-48112.0
	12	350.2	-6987799.0	72853.8	-49369.5
	13	382.0	-8579412.0	72853.8	-50627.0

3 sez.* B [cm]	H [cm]	Wx [cm ³]	Wpx [cm ³]	A [cm ²]	Av [cm ²]	tw [cm]	tf [cm]	r [cm]
HEB 220	22.0	22.0	735.5	827	91.0	27.9	0.95	1.60
1.80								

Verifica delle sezioni con i risultati più gravosi del tratto 2-3

Taglio: sez. 13, dist. = 382.0 cm, Ved = -16875.7 daN

Taglio resistente: $V_{crd} = A_v f_{yk} / (\gamma_{MO} \sqrt{3}) = 54421.59$ daN

Ved / Vcrd = 0.310 < 1 Ok

Presso-flessione: sez. 13, dist. = 382.0 cm, Med = -2859804.0 daNcm, Ned = 24284.6 daN, Ved = -16875.7 daN

Classificazione della sezione:

$\varepsilon = \sqrt{(235 / f_{yk})} = 0.81$, $\alpha = 0.5 (1 + (N / (c_w t_w f_{yk}))) = 0.74$, $\psi = -0.67$

Ali in compressione: cf / tf = 5.45 < 9 $\varepsilon = 7.32$ (cl. 1)

Anima a presso-flessione: cw / tw = 16.00 < 396 $\varepsilon / (13 \alpha - 1) = 37.55$ (cl. 1)

La sezione è di classe 1

Verifica di resistenza:

$$N_{rd} = A f_{yk} / \gamma_{MO} = 307666.7 \text{ daN}$$

$$n = N_{ed} / N_{rd} = 0.079, \quad a = (A - 2 B t_f) / A = 0.226$$

$$M_{rd} = W_{px} f_{yk} / \gamma_{MO} = 2796048.0 \text{ daNcm}$$

$$M_{nrd} = M_{rn} (1 - n) / (1 - 0.5 a) = 2904052.0 \text{ daNcm} > M_{rd} \Rightarrow M_{nrd} = M_{rd}$$

$$M_{ed} / M_{nrd} = 1.02 > 1 \text{ N.V.}$$

$$\text{sez. 1, dist.} = 0.0 \text{ cm, } M_{ed} = 2625966.0 \text{ daNcm, } N_{ed} = 24284.6 \text{ daN, } V_{ed} = -11845.6 \text{ daN}$$

Instabilità a compressione:

$$N_{cr} = \pi^2 E J / l_0^2 = 1149197.0 \text{ daN}$$

$$N_{ed} < 0.04 N_{cr} \Rightarrow \text{Verifica non richiesta}$$

Verifica sezioni in acciaio del tratto 3-4

Tratto	sez.	dist.[cm]	M [daN cm]	N [daN]	V [daN]
3-4	1	0.0	-8579412.0	50627.0	72853.8
	2	33.1	-6164830.0	50698.1	72853.8
	3	66.3	-3750249.0	50769.1	72853.8
	4	99.4	-1335667.0	50840.1	72853.8
	5	132.6	1078915.0	50911.2	72853.8
	6	165.7	3493496.0	50982.2	72853.8
	7	198.9	5908078.0	51053.2	72853.8
	8	232.0	8322660.0	51124.2	72853.8

3 sez.* B [cm]	H [cm]	Wx [cm³]	Wpx [cm³]	A [cm²]	Av [cm²]	tw [cm]	tf [cm]	r [cm]
HEB 220	22.0	22.0	735.5	827	91.0	27.9	0.95	1.60
1.80								

Verifica delle sezioni con i risultati più gravosi del tratto 3-4

Taglio: sez. 1, dist. = 0.0 cm, $V_{ed} = 24284.6 \text{ daN}$

$$\text{Taglio resistente: } V_{crd} = A_v f_{yk} / (\gamma_{MO} \sqrt{3}) = 54421.59 \text{ daN}$$

$$V_{ed} / V_{crd} = 0.446 < 1 \quad \text{Ok}$$

Presso-flessione: sez. 1, dist. = 0.0 cm, $M_{ed} = -2859804.0 \text{ daNcm}$, $N_{ed} = 16875.7 \text{ daN}$, $V_{ed} = 24284.6 \text{ daN}$

Classificazione della sezione:

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_{yk}} = 0.81, \quad \alpha = 0.5 (1 + (N / (c_w t_w f_{yk}))) = 0.66, \quad \psi = -0.76$$

$$\text{Ali in compressione: } c_f / t_f = 5.45 < 9 \varepsilon = 7.32 \text{ (cl. 1)}$$

$$\text{Anima a presso-flessione: } c_w / t_w = 16.00 < 396 \varepsilon / (13 \alpha - 1) = 42.17 \text{ (cl. 1)}$$

La sezione è di classe 1

Verifica di resistenza:

$$N_{rd} = A f_{yk} / \gamma_{MO} = 307666.7 \text{ daN}$$

$$n = N_{ed} / N_{rd} = 0.055, \quad a = (A - 2 B t_f) / A = 0.226$$

$$M_{rd} = W_{px} f_{yk} / \gamma_{MO} = 2796048.0 \text{ daNcm}$$

$$M_{nrd} = M_{rn} (1 - n) / (1 - 0.5 a) = 2979977.0 \text{ daNcm} > M_{rd} \Rightarrow M_{nrd} = M_{rd}$$

$$M_{ed} / M_{nrd} = 1.02 > 1 \text{ N.V.}$$

Verifica sezioni in acciaio del tratto 4-1

Tratto	sez.	dist.[cm]	M [daN cm]	N [daN]	V [daN]
4-1	1	0.0	8186442.0	69242.8	-42808.2
	2	31.8	6822628.0	69242.8	-42876.4
	3	63.7	5456642.0	69242.8	-42944.7
	4	95.5	4088485.0	69242.8	-43012.9
	5	127.3	2718155.0	69242.8	-43081.1
	6	159.2	1345654.0	69242.8	-43149.3
	7	191.0	-29018.3	69242.8	-43217.5
	8	222.8	-1405862.0	69242.8	-43285.8
	9	254.7	-2784879.0	69242.8	-43354.0
	10	286.5	-4166066.0	69242.8	-43422.2
	11	318.3	-5549426.0	69242.8	-43490.4
	12	350.2	-6934956.0	69242.8	-43558.6
	13	382.0	-8322660.0	69242.8	-43626.9

3 sez.* B [cm]	H [cm]	Wx [cm ³]	Wpx [cm ³]	A [cm ²]	Av [cm ²]	tw [cm]	tf [cm]	r [cm]
HEB 220	22.0	22.0	735.5	827	91.0	27.9	0.95	1.60
1.80								

Verifica delle sezioni con i risultati più gravosi del tratto 4-1

Taglio: sez. 13, dist. = 382.0 cm, Ved = -14542.3 daN

Taglio resistente: $V_{crd} = A_v f_{yk} / (\gamma_{MO} \sqrt{3}) = 54421.59$ daN

$V_{ed} / V_{crd} = 0.267 < 1$ Ok

Presso-flessione: sez. 13, dist. = 382.0 cm, Med = -2774220.0 daNcm, Ned = 23081.0 daN, Ved = -14542.3 daN

Classificazione della sezione:

$\varepsilon = \sqrt{235 / f_{yk}} = 0.81$, $\alpha = 0.5 (1 + (N / (c_w t_w f_{yk}))) = 0.73$, $\psi = -0.69$

Ali in compressione: $c_f / t_f = 5.45 < 9 \varepsilon = 7.32$ (cl. 1)

Anima a presso-flessione: $c_w / t_w = 16.00 < 396 \varepsilon / (13 \alpha - 1) = 38.23$ (cl. 1)

La sezione è di classe 1

Verifica di resistenza:

$N_{rd} = A f_{yk} / \gamma_{MO} = 307666.7$ daN

$n = N_{ed} / N_{rd} = 0.075$, $a = (A - 2 B t_f) / A = 0.226$

$M_{rd} = W_{px} f_{yk} / \gamma_{MO} = 2796048.0$ daNcm

$M_{nrd} = M_{rn} (1 - n) / (1 - 0.5 a) = 2916387.0$ daNcm $> M_{rd} \Rightarrow M_{nrd} = M_{rd}$

$Med / M_{nrd} = 0.99 < 1$ Ok

sez. 1, dist. = 0.0 cm, Med = 2728814.0 daNcm, Ned = 23081.0 daN, Ved = -14269.4 daN

Instabilità a compressione:

$N_{cr} = \pi^2 E J / l_0^2 = 1149197.0$ daN

$N_{ed} < 0.04 N_{cr} \Rightarrow$ Verifica non richiesta

Nota (*): non essendo possibile collegare le travi mediante calastrelli nel lato verso la muratura, le verifiche saranno eseguite su profili semplici dividendo le sollecitazioni per il numero delle sezioni presenti nel tratto.

2. Realizzazione copertura chiostro

La copertura del chiostro sarà realizzata mediante una struttura in carpenteria metallica, con fondazioni autonome e del tutto indipendente, da un punto di vista strutturale dal complesso monumentale del seminario arcivescovile.

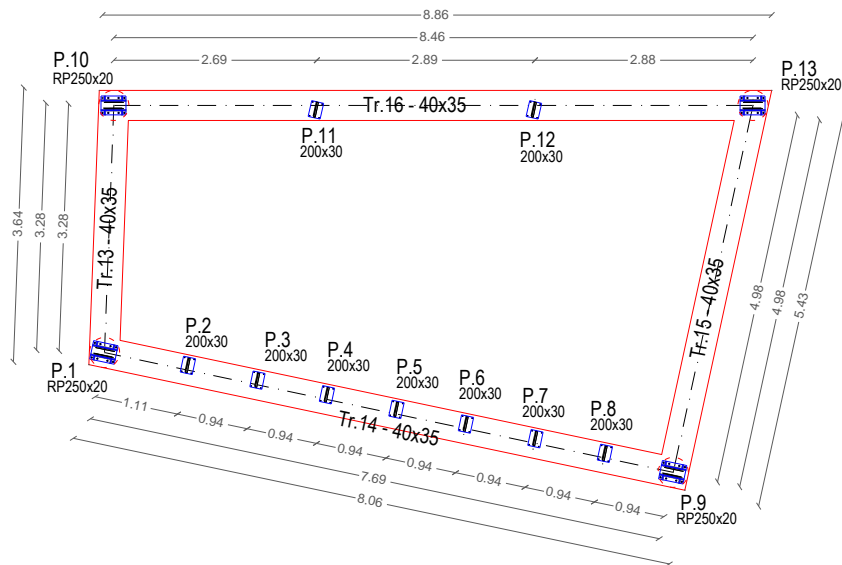


Pianta coperture

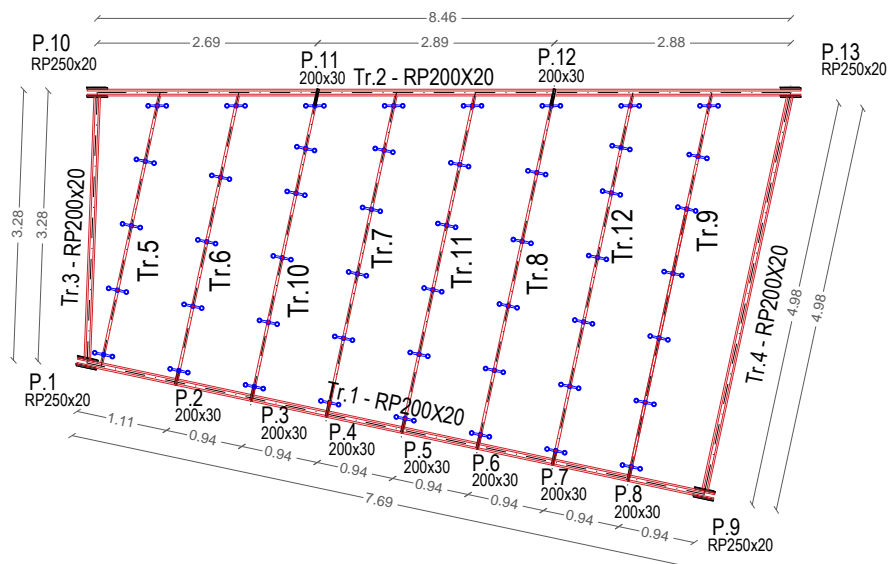
Nella fattispecie, le strutture portanti prevedono l'utilizzo di colonne realizzate mediante profili accoppiati composti da due piatti in acciaio S275 di dimensioni 250x20mm, travi principali composte da due piatti accoppiati in acciaio S275 di dimensioni 200x20mm, e travi secondarie realizzate in acciaio S275 mediante piatti singoli di dimensioni 200x30mm.

Le strutture orizzontali saranno sormontate da vetri strutturali di spessore 10+1,52+10+1,52+10MM a tempratura termica parziale, adoperati anche per la chiusura verticale del fronte prospiciente il chiostro.

Per ciò che concerne le opere di fondazione, attesa la presenza nella zona centrale del chiostro di una antica cisterna per la raccolta di acque piovane, saranno realizzati dei plinti superficiali su singolo palo, posti esternamente al perimetro della cisterna, collegati da travi in c.c.a.. Le opere di fondazione, data la particolare conformazione della cisterna, non andranno ad interferire con la stessa.



Carpenteria fondazione



Carpenteria di copertura



Vista asometrica modello strutturale F.E.M.

Descrizione generale dell'opera

Fabbricato ad uso	Pubblico		
Ubicazione	Comune di NUSCO (AV) (Regione CAMPANIA)		
	Località NUSCO (AV)		
	Longitudine 15.084, Latitudine 40.888		
Tipo di fondazione	Plinti su palo		

Parametri della struttura

Classe d'uso	Vita Vn [anni]	Coeff. Uso	Periodo Vr [anni]
III	50.0	1.5	75.0

Progetto-verifica degli elementi

Progetto cemento armato	D.M. 17-01-2018
Progetto acciaio	D.M. 17-01-2018
Progetto legno	D.M. 17-01-2018
Progetto muratura	D.M. 17-01-2018

Azione sismica

Norma applicata per l'azione sismica	D.M. 17-01-2018
--------------------------------------	-----------------

Tipo di analisi strutturale	
Carichi verticali	SI
Statica non lineare	NO
Sismica statica lineare	NO
Sismica dinamica lineare	SI
Sismica statica non lineare (prop. masse)	NO
Sismica statica non lineare (prop. modo)	NO
Sismica statica non lineare (triangolare)	NO
Non linearità geometriche (fattore P delta)	NO

Affidabilità dei codici utilizzati
2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.
E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: https://www.2si.it/it/prodotti/affidabilita/

Modellazione della geometria e proprietà meccaniche:	
nodi	32
elementi D2 (per aste, travi, pilastri...)	53
elementi D3 (per pareti, platee, gusci...)	0
elementi solaio	9
elementi solidi	0
Dimensione del modello strutturale [cm]:	
X min =	-55.71
Xmax =	771.94
Ymin =	0.00
Ymax =	498.30
Zmin =	-25.00
Zmax =	300.00
Strutture verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Pilastri	SI
Pareti	NO
Setti (a comportamento membranale)	NO
Strutture non verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Travi	SI
Gusci	NO
Membrane	NO
Orizzontamenti:	
Solai con la proprietà piano rigido	NO
Solai senza la proprietà piano rigido	SI
Tipo di vincoli:	
Nodi vincolati rigidamente	NO
Nodi vincolati elasticamente	NO
Nodi con isolatori sismici	NO
Fondazioni puntuali (plinti/plinti su palo)	SI
Fondazioni di tipo trave	SI
Fondazioni di tipo platea	NO
Fondazioni con elementi solidi	NO

Combinazioni dei casi di carico	
APPROCCIO PROGETTUALE	Approccio 2
Tensioni ammissibili	NO
SLU	SI
SLV (SLU con sisma)	SI
SLC	NO
SLD	SI
SLO	NO
SLU GEO A2 (per approccio 1)	NO
SLU EQU	NO
Combinazione caratteristica (rara)	SI
Combinazione frequente	SI

Combinazione quasi permanente (SLE)	SI
SLA (accidentale quale incendio)	NO

Modellazione della geometria e proprietà meccaniche:

nodi	30
elementi D2 (per aste, travi, pilastri...)	49
elementi D3 (per pareti, platee, gusci...)	0
elementi solaio	9
elementi solidi	0

Dimensione del modello strutturale [cm]:

X min =	-55.71
Xmax =	771.94
Ymin =	0.00
Ymax =	498.30
Zmin =	-25.00
Zmax =	300.00

Strutture verticali:

Elementi di tipo asta	NO
Pilastri	SI
Pareti	NO
Setti (a comportamento membranale)	NO

Strutture non verticali:

Elementi di tipo asta	NO
Travi	SI
Gusci	NO
Membrane	NO

Orizzontamenti:

Solai con la proprietà piano rigido	NO
Solai senza la proprietà piano rigido	SI

Tipo di vincoli:

Nodi vincolati rigidamente	NO
Nodi vincolati elasticamente	NO
Nodi con isolatori sismici	NO
Fondazioni puntuali (plinti/plinti su palo)	SI
Fondazioni di tipo trave	NO
Fondazioni di tipo platea	NO
Fondazioni con elementi solidi	NO

Verici della maglia elementare

Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza [km]
33001	15.077	40.374	1.658
32992	15.145	40.875	5.180
32770	15.144	40.923	5.336
32789	15.078	40.924	5.006

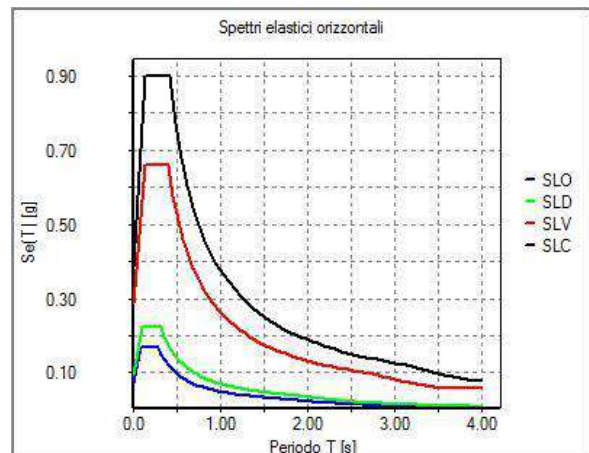
Coordinate geografiche
 Località:
 Longitudine: 15.0943 Latitudine: 40.9979

Parametri per le forme spettrali

Spec	T ₁	α ₁ [g]	F ₀	T ₂ [s]
SLO	0.1	0.072	2.380	0.280
SLD	0.2	0.095	2.200	0.220
SLV	1.0	0.288	2.300	0.400
SLC	5	1.462	0.383	2.350

Periodo di riferimento per l'azione sismica
 Vita [anni] | Coefficiente uso Cu | Periodo W_r [anni] | Livello di sicurezza per esistenti %
 50 | 1.5 | 75 | 100

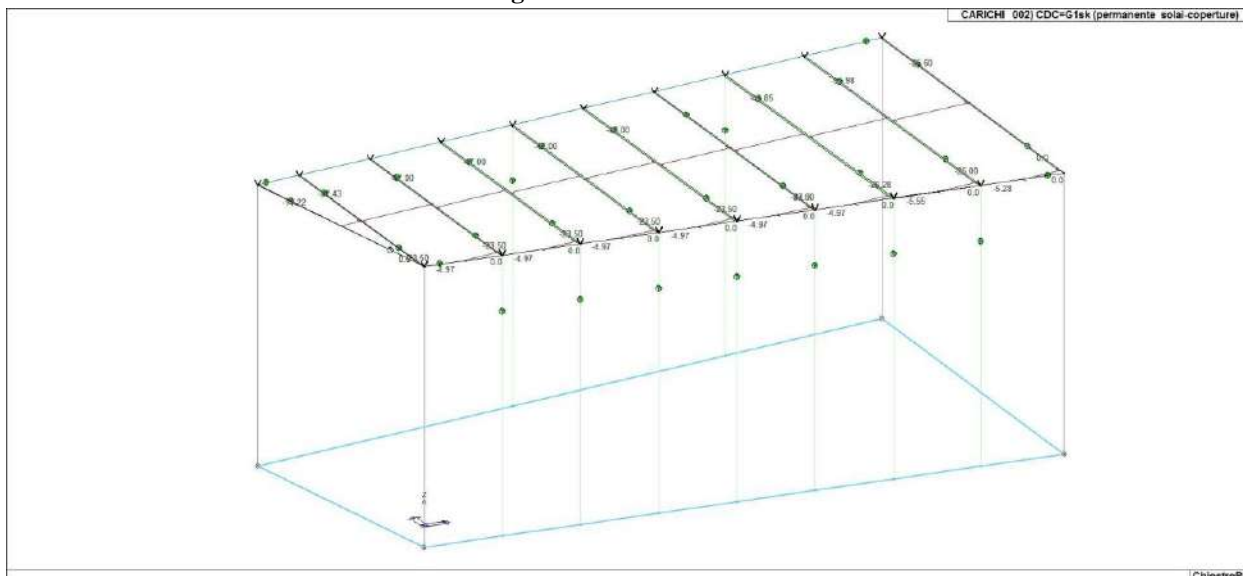
Nota: per il calcolo dei parametri sismici
 1) inserire le coordinate geografiche 2) introdurre V_n e C_u
 Per le tabelle è possibile utilizzare come località: gruppo isole N (con N = 1,2,3,4,5)



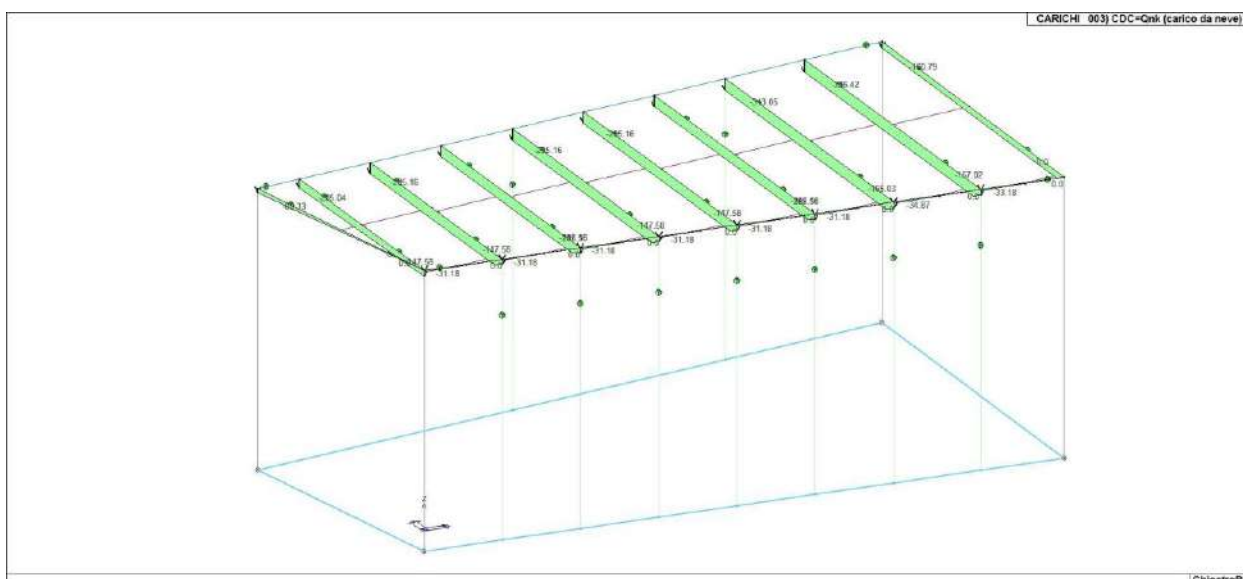
Id	Tipo	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
1	sez. composta RP250x20.0	100.00	0.0	0.0	133.33	2533.33	5208.33	422.22	416.67	500.00	625.00

Id	Tipo	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
2	sez. composta RP200x20.0	80.00	0.0	0.0	106.67	3946.67	2666.67	493.33	266.67	560.00	400.00
3	Rettangolare: b=2 h=20	40.00	33.33	33.33	49.97	13.33	1333.33	13.33	133.33	20.00	200.00
4	Rettangolare: b=20 h=3	60.00	50.00	50.00	162.99	2000.00	45.00	200.00	30.00	300.00	45.00
5	Rettangolare: b=25 h=25	625.00	520.83	520.83	5.491e+04	3.255e+04	3.255e+04	2604.17	2604.17	3906.25	3906.25

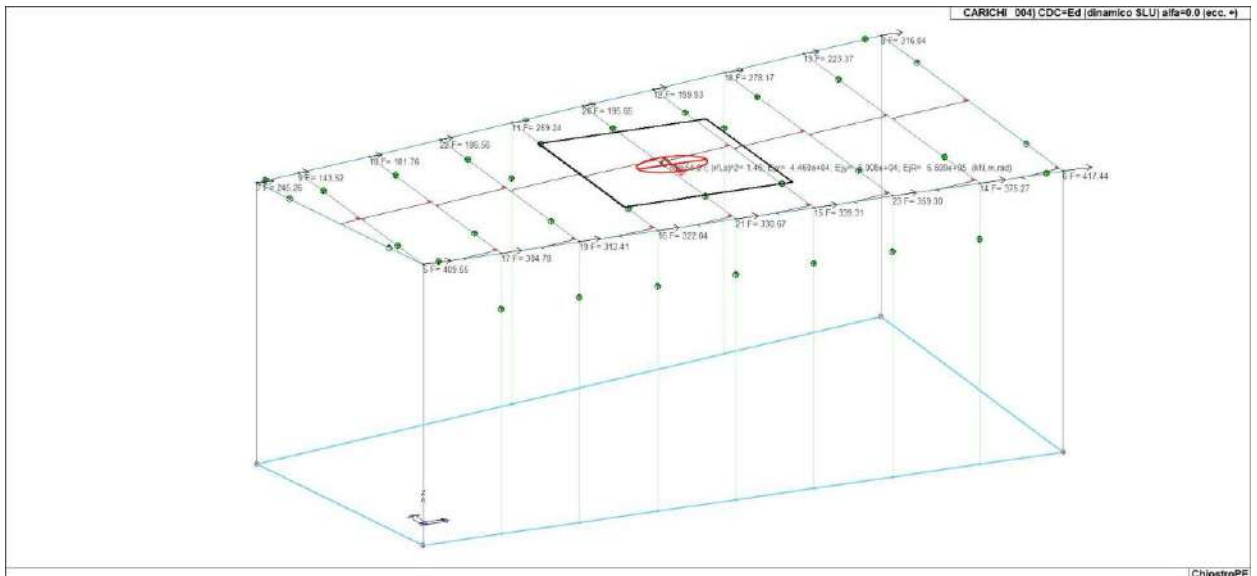
Configurazione di carico statico



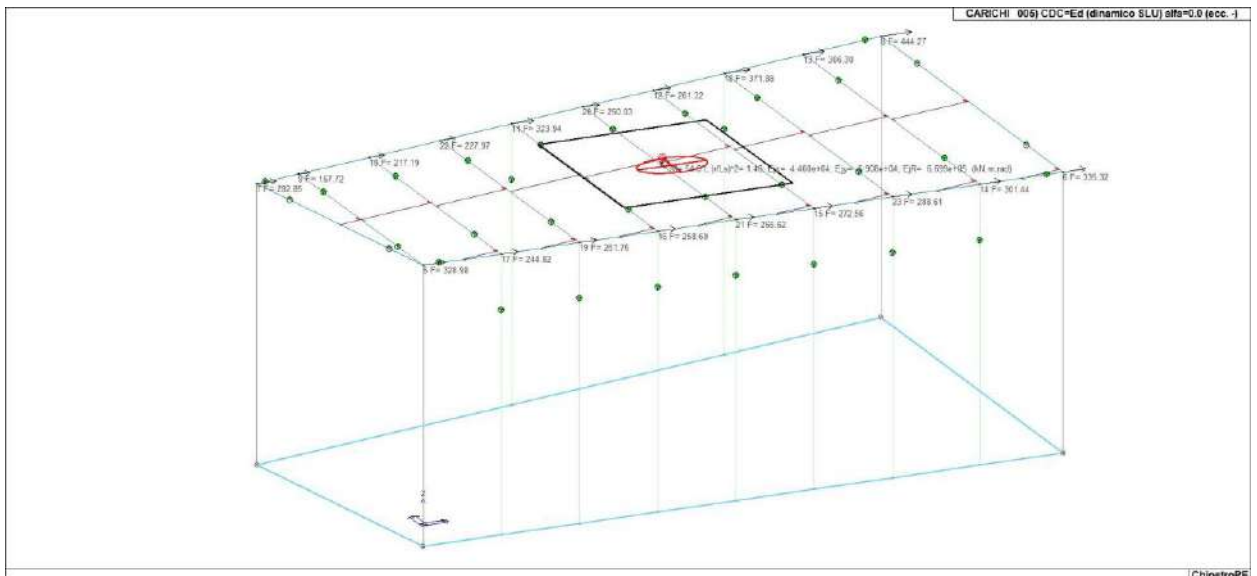
Carichi Permanenti Coperture



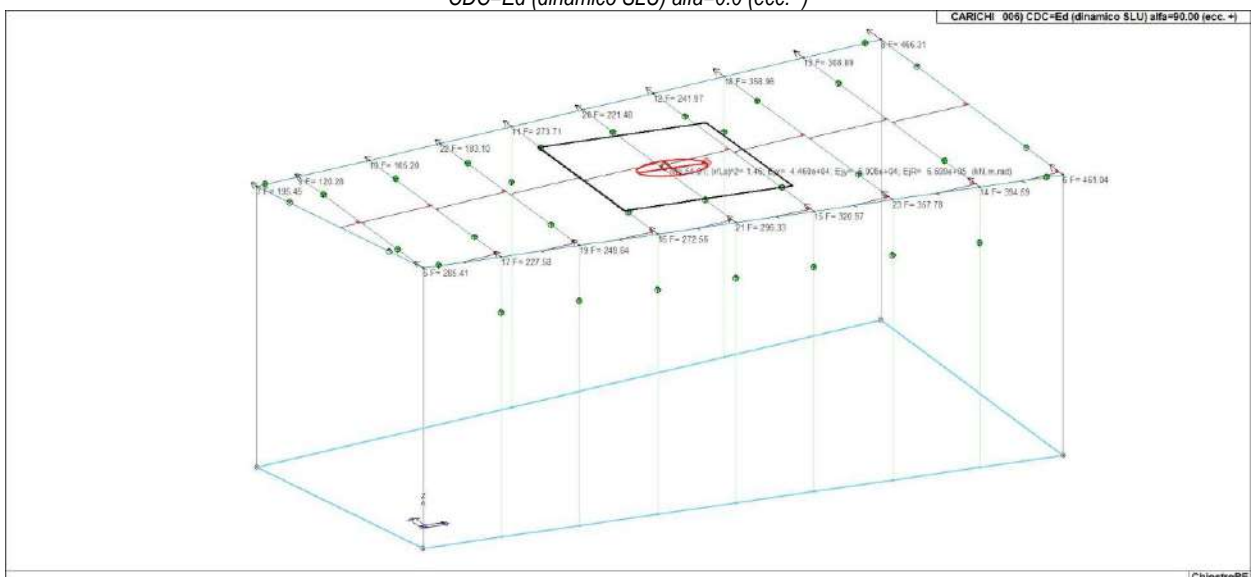
Carichi Accidentali Neve



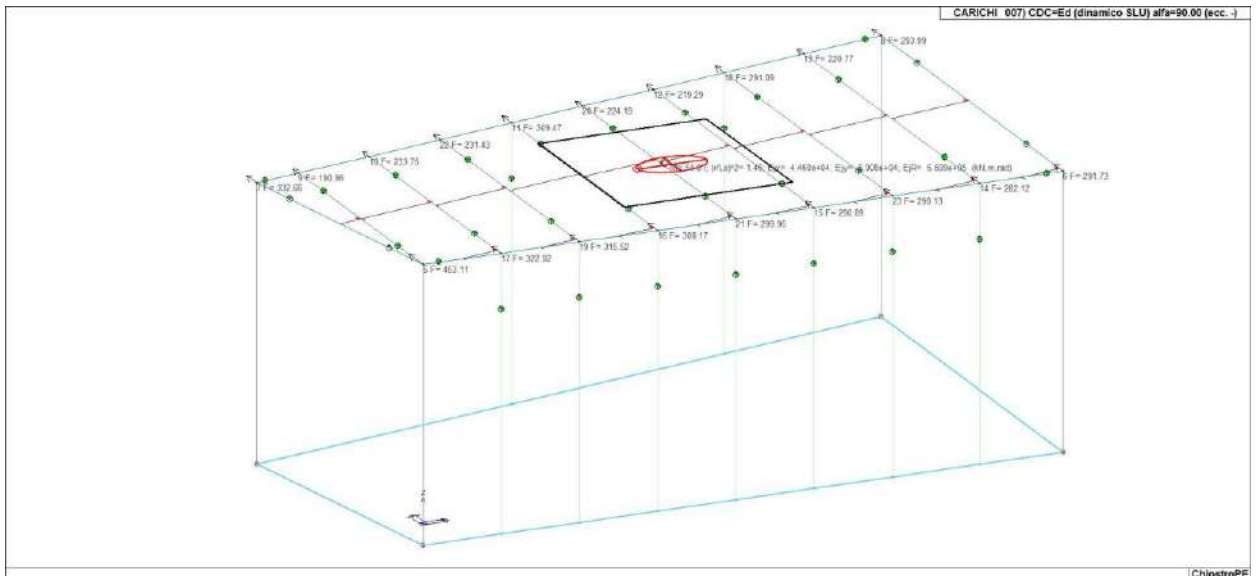
CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)



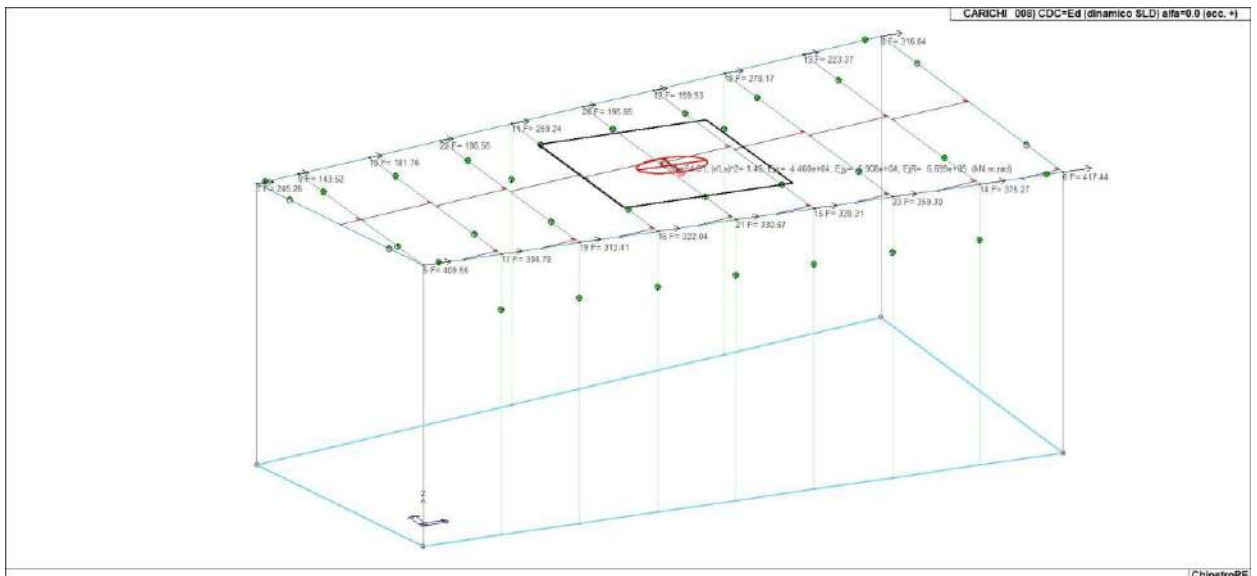
CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)



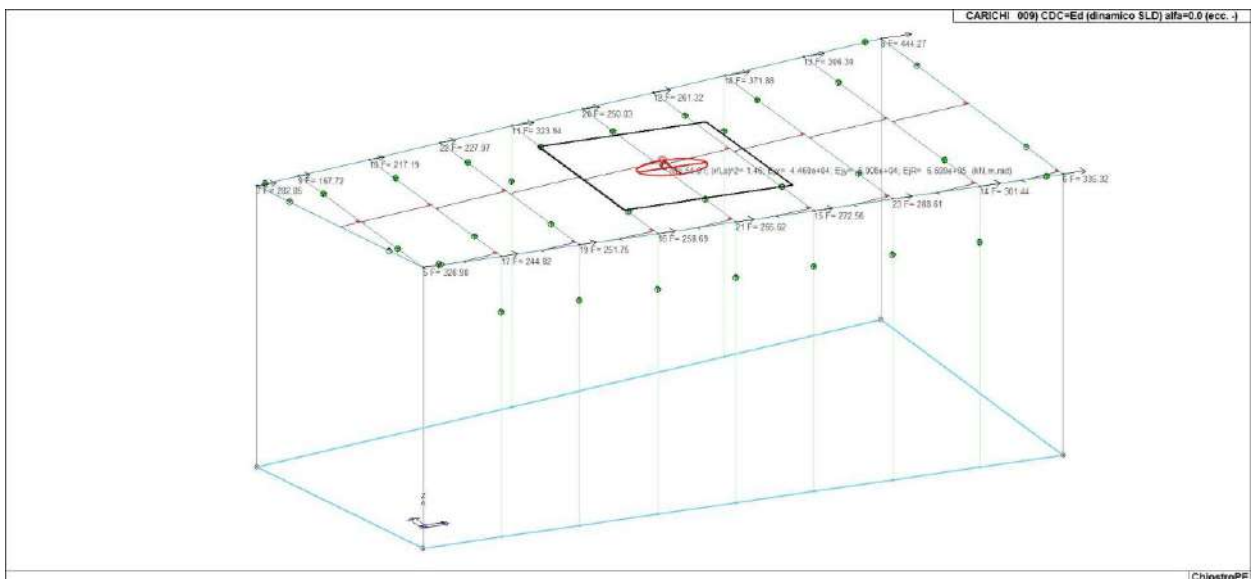
CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)



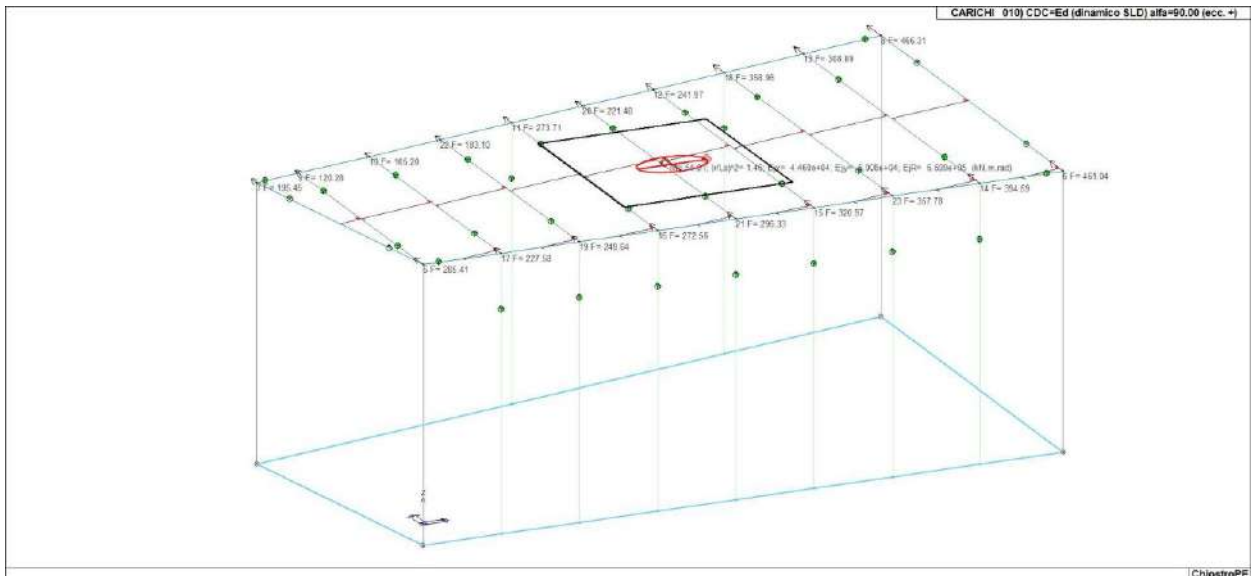
CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)



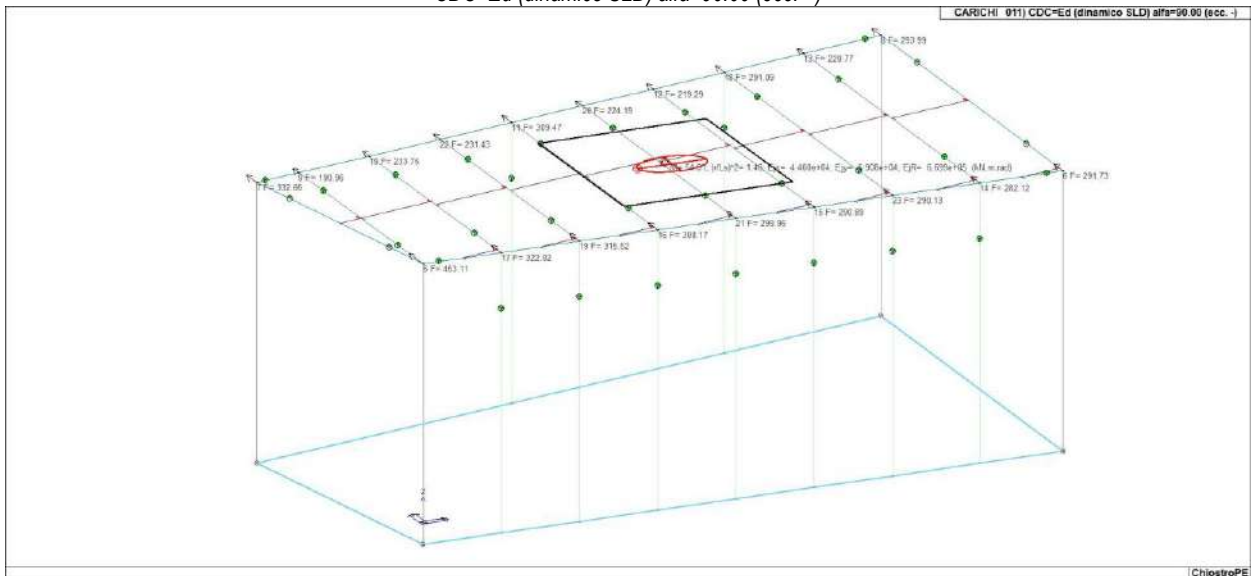
CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)



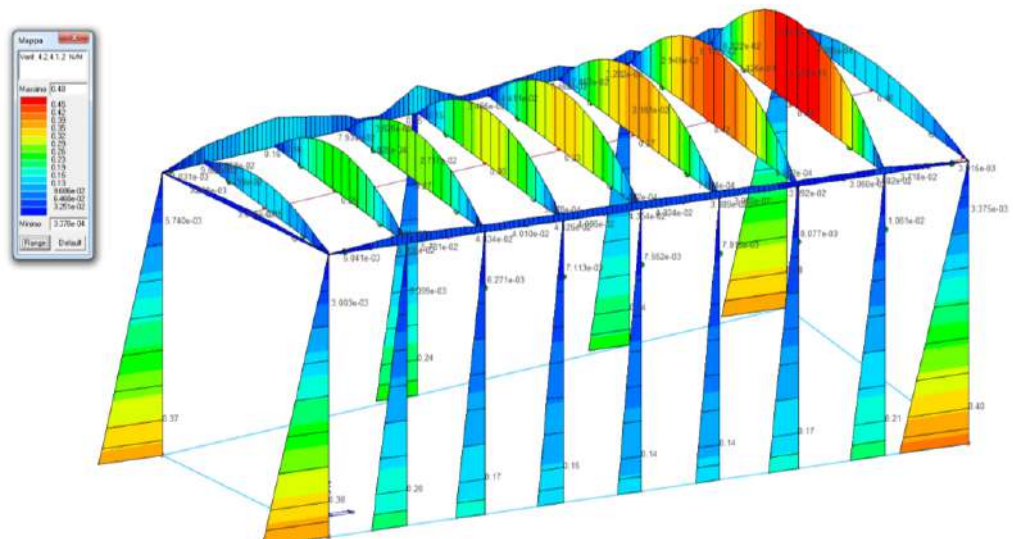
CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)



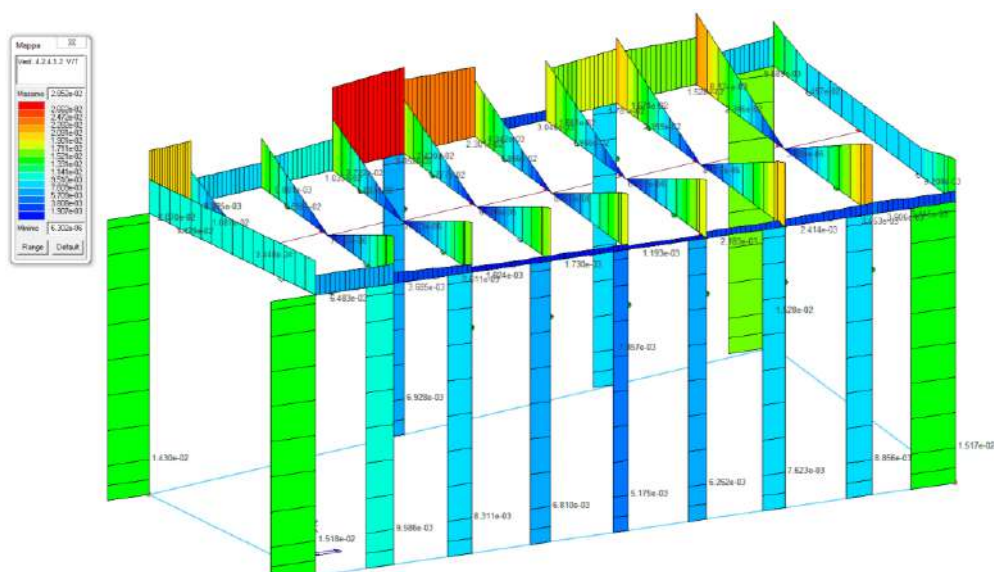
CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)



CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)



Verifica N/M Permette la visualizzazione dei risultati ottenuti dalla verifica a Flessione e forza assiale degli elementi. La verifica tiene conto del fattore di riduzione per taglio ρ (formula 4.2.41). Le formule utilizzate sono la 4.2.39 o 4.2.40, in funzione della classe della sezione. La verifica è da considerarsi soddisfatta se il valore è inferiore a 1.



Verifica V/T acciaio Permette la visualizzazione dei risultati ottenuti dalla verifica a Taglio e torsione degli elementi espressi mediante i valori di $VEd/Vc, Rd$ (oppure TEd/TRd se questa dovesse risultare più restrittiva). In presenza di torsione viene applicata la formula 4.2.25 o 4.2.26 per sezioni cave. La verifica è da considerarsi soddisfatta se il valore è inferiore a 1.

Verifica Geotecnica e fondazioni

Per quanto riguarda il dimensionamento delle opere di fondazione, nonché per la caratterizzazione sismica del sito di intervento, si è fatto riferimento a quanto riportato nella relazione geologica posta a corredo dell'adiacente intervento di "Messa in sicurezza e rifunzionalizzazione dell'edificio storico ex convento suore stigmatine" fornita dall'amministrazione comunale.

PARAMETRI DI CALCOLO

Modalità di calcolo della portanza verticale per fondazioni profonde:

Per elementi con pali: Portanza di punta e laterale
 Per elementi con micropali: Portanza di punta e laterale

Metodi di calcolo della portanza di punta per fondazioni profonde:

Per terreni sciolti: Vesic
 Riduzione della tensione litostatica: No
 Per terreni lapidei: Terzaghi
 Riduzione di Kishida per pali battuti o trivellati: Si
 Metodo di calcolo del coefficiente di spinta orizzontale K_s : Tomlinson

Coefficienti parziali e totali di sicurezza per Tensioni Ammissibili e S.L.E. nel calcolo della portanza per fondazioni profonde:

Coeff. di sicurezza alla punta: 2,50
 Coeff. di sicurezza lungo il fusto: 2,50
 Coeff. di sicurezza lungo il bulbo: 2,50
 Coeff. di sicurezza per palo in trazione: 2,50

Combinazioni di carico:

APPROCCIO PROGETTUALE TIPO 2 - Comb. (A1+M1+R3)

Coefficienti parziali e totali di sicurezza per S.L.U. nel calcolo della portanza per pali trivellati:

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura.

- Coeff. M1 per $\tan \phi$ (statico): 1
- Coeff. M1 per c' (statico): 1
- Coeff. M1 per C_u (statico): 1
- Coeff. M1 per $\tan \phi$ (sismico): 1

- Coeff. M1 per c' (sismico): 1
 - Coeff. M1 per Cu sismico): 1

- Coeff. R3 base: 1,35
 - Coeff. R3 laterale in compressione: 1,15
 - Coeff. R3 laterale in trazione: 1,25

Fattore di correlazione: 1,70

ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione: 001 / Nuova stratigrafia n. 1

Numero strati: 2

Profondità falda: assente

Strato n. Neg.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito
1	da 0,0 a -350,0 cm	350,0 cm	002 / Terreno di ricoprimento	Assente
2	da -350,0 a -1350,0 cm	1000,0 cm	001 / Ammasso roccioso	Assente

ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **002 / Terreno di ricoprimento**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec. daN/cm ²	P. Spec. Sat. daN/cm ²	Angolo Res. Gradi°	Coesione daN/cm ²	Mod.Elast. daN/cm ²	Mod.Edom. daN/cm ²	Dens.Rel. %	Poisson %	C. Ades.
1,800 E-3	1,900 E-3	20,000	0,000	47,725	100,000	60,0	0,397	1,00

Indice / Descrizione terreno: **001 / Ammasso roccioso**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec. daN/cm ²	P. Spec. Sat. daN/cm ²	Angolo Res. Gradi°	Coesione daN/cm ²	Mod.Elast. daN/cm ²	Mod.Edom. daN/cm ²	Dens.Rel. %	Poisson %	C. Ades.
2,100 E-3	2,100 E-3	37,000	80,000	231,839	200,000	60,0	0,285	0,03

VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI PROFONDE

Elemento: 1 - Plinto su un palo

$N_q = 8.851$, $\sigma_{punta} = 0.997$, $\phi = 34.0$, $N_c = 11.639$, $c_{punta} = 80.000$

Port. lat. = 61449.3 daN, Port. punta = 1181206.0 daN, P.P.Palo = 1570.8 daN

Cmb.	Tipo	Palo n.	coord.X cm	coord.Y cm	N daN	N lim daN	Ver.N	Stato
002	SLU STR	1	0.000	0.000	-4270.6	-544547.9	0,008	Ok

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N daN	Tx daN	Ty daN	Mx daN cm	My daN cm
002	SLU STR	No	-4270.6	-790.5	-127.1	-27060.0	160900.0

Elemento: 2 - Plinto su un palo

$N_q = 8.851$, $\sigma_{punta} = 0.997$, $\phi = 34.0$, $N_c = 11.639$, $c_{punta} = 80.000$

Port. lat. = 61449.3 daN, Port. punta = 1181206.0 daN, P.P.Palo = 1570.8 daN

Cmb.	Tipo	Palo n.	coord.X cm	coord.Y cm	N daN	N lim daN	Ver.N	Stato
002	SLU STR	1	0.000	0.000	-4612.5	-544547.9	0,008	Ok

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N daN	Tx daN	Ty daN	Mx daN cm	My daN cm
002	SLU STR	No	-4612.5	863.1	-154.9	-33290.0	-178600.0

Elemento: 3 - Plinto su un palo

$N_q = 8.851$, $\sigma_{punta} = 0.997$, $\phi = 34.0$, $N_c = 11.639$, $c_{punta} = 80.000$

Port. lat. = 61449.3 daN, Port. punta = 1181206.0 daN, P.P.Palo = 1570.8 daN

Cmb.	Tipo	Palo n.	coord.X cm	coord.Y cm	N daN	N lim daN	Ver.N	Stato
035	SLV A1 sism.	1	0.000	0.000	-3394.2	-544547.9	0,006	Ok

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
035	SLV A1	Si	-3394.2	-138.1	161.2	-14460.0	4421.2

Elemento: 4 - Plinto su un palo

$N_q = 8.851$, $\sigma_{punta} = 0.997$, $\phi = 34.0$, $N_c = 11.639$, $c_{punta} = 80.000$

Port. lat. = 61449.3 daN, Port. punta = 1181206.0 daN, P.P.Palo = 1570.8 daN

Cmb.	Tipo	Palo	coord.X	coord.Y	N	N lim	Ver.N	Stato
n.		n.	cm	cm	daN	daN		
002	SLU STR	1	0.000	0.000	-4146.9	-544547.9	0,008	Ok

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
002	SLU STR	No	-4146.9	737.3	243.7	48280.0	-154500.0

VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI PROFONDE

Elemento: 1 - Plinto su un palo

Cmb. (Tipo)	Palo	coord.X	coord.Y	N	Ced.Vert
n.	n.	cm	cm	daN	cm
070 (SLE rare)	1	0.000	0.000	-3120.6	0.000

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
070	SLE rare	No	-3120.6	-568.0	-95.9	-20390.0	115700.0

Elemento: 2 - Plinto su un palo

Cmb. (Tipo)	Palo	coord.X	coord.Y	N	Ced.Vert
n.	n.	cm	cm	daN	cm
070 (SLE rare)	1	0.000	0.000	-3359.5	0.000

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
070	SLE rare	No	-3359.5	618.4	-119.6	-25630.0	-127900.0

Elemento: 3 - Plinto su un palo

Cmb. (Tipo)	Palo	coord.X	coord.Y	N	Ced.Vert
n.	n.	cm	cm	daN	cm
070 (SLE rare)	1	0.000	0.000	-2440.8	0.000

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
070	SLE rare	No	-2440.8	-430.6	-25.3	-5699.7	86520.0

Elemento: 4 - Plinto su un palo

Cmb. (Tipo)	Palo	coord.X	coord.Y	N	Ced.Vert
n.	n.	cm	cm	daN	cm
070 (SLE rare)	1	0.000	0.000	-3018.5	0.000

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
070	SLE rare	No	-3018.5	526.3	183.1	36330.0	-110200.0

Verifica dei collegamenti

PIASTRA DI BASE

Coefficienti di sicurezza utilizzati

$\gamma_{M0} = 1.05$

$\gamma_{M1} = 1.10$

$\gamma_{M2} = 1.25$

Colonna

Tipo di profilo: IPE 240A

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Classe sezione: 1

Flangia:

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Dimensioni (B x H x Sp): 250.0 x 330.0 x 15.0 mm

Spessore nervature verticali: 8.0 mm

Spessore nervature orizzontali: 8.0 mm

Bullonature:

Viti cl. 10.9 Dadi 10 o 12 ($f_{yb} = 900 \text{ N/mm}^2$, $f_{tb} = 1000 \text{ N/mm}^2$)

Diametro $\varnothing = 16 \text{ mm}$ $A_{res} = 156.8 \text{ mm}^2$ (ridotta per filettatura)

Diametro foro $\varnothing_0 = 17 \text{ mm}$

Saldature:

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\beta_1 = 0.70$ $\beta_2 = 0.85$

Spessore cordoni d'angolo $s_c = 6 \text{ mm}$

Sollecitazioni:

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
1.1	-665.5	-74.1	-6123.7	240916.0	2163000.0	431.0
1.2	-1360.9	-103.4	-11174.6	336043.0	4423000.0	1150.0
1.3	-511.9	-57.0	-4710.5	185320.0	1664000.0	332.0
1.4	-1207.3	-86.3	-9761.4	280447.0	3924000.0	1051.0
1.5	10419.7	-571.6	-6698.6	1867000.0	-33790000.0	71265.0
1.6	8757.2	-2064.6	-6411.4	6718000.0	-28430000.0	33241.0
1.7	-9781.0	1950.5	-3009.6	-6347000.0	31760000.0	-32578.0
1.8	-11443.6	457.5	-2722.4	-1497000.0	37120000.0	-70602.0
1.9	9853.7	38.6	-6641.5	-115319.0	-31970000.0	59518.0
1.10	9323.1	-2674.8	-6468.5	8701000.0	-30260000.0	44988.0
1.11	-10347.0	2560.7	-2952.5	-8330000.0	33580000.0	-44325.0
1.12	-10877.6	-152.7	-2779.5	485959.0	35300000.0	-58855.0
1.13	7028.3	1832.5	-6210.9	-5961000.0	-22850000.0	-30766.0
1.14	5365.7	339.6	-5923.7	-1110000.0	-17490000.0	-68790.0
1.15	-6389.6	-453.7	-3497.3	1481000.0	20820000.0	69453.0
1.16	-8052.1	-1946.6	-3210.1	6332000.0	26180000.0	31429.0
1.17	6462.3	2442.7	-6153.7	-7944000.0	-21030000.0	-42513.0
1.18	5931.7	-270.6	-5980.8	872324.0	-19310000.0	-57043.0
1.19	-6955.5	156.6	-3440.2	-501684.0	22640000.0	57706.0
1.20	-7486.2	-2556.8	-3267.3	8314000.0	24350000.0	43176.0
1.21	5289.1	2052.9	-5742.5	-6667000.0	-17100000.0	79282.0
1.22	-252.8	-2923.6	-4785.2	9502000.0	764689.0	-47466.0
1.23	-771.1	2809.5	-4635.8	-9132000.0	2562000.0	48129.0
1.24	-6313.0	-2167.0	-3678.5	7038000.0	20430000.0	-78618.0
1.25	4271.7	2774.1	-5596.2	-9016000.0	-13820000.0	48672.0
1.26	-1270.2	-2202.3	-4638.9	7154000.0	4048000.0	-78075.0
1.27	246.3	2088.3	-4782.1	-6783000.0	-720406.0	78738.0
1.28	-5295.5	-2888.2	-3824.8	9386000.0	17150000.0	-48009.0
1.29	3402.5	4086.9	-5552.1	-13280000.0	-11020000.0	40124.0
1.30	1633.8	-4957.6	-4975.6	16110000.0	-5314000.0	-8308.0
1.31	-2657.7	4843.6	-4445.4	-15740000.0	8642000.0	8972.0
1.32	-4426.4	-4201.0	-3868.9	13650000.0	14350000.0	-39461.0
1.33	2385.1	4808.2	-5405.8	-15620000.0	-7741000.0	9515.0
1.34	616.4	-4236.4	-4829.3	13760000.0	-2032000.0	-38918.0
1.35	-1640.2	4122.3	-4591.7	-13390000.0	5359000.0	39581.0
1.36	-3409.0	-4922.2	-4015.2	15990000.0	11070000.0	-8852.0

Calcolo resistenze

Resistenza a trazione dei bulloni

$$F_{tb,Rd} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} =$$

112916.4 N

Resistenza a punzonamento flangia $B_{pf,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_f \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$

233432.9 N

Bull.	$F_{f,Rd}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]
1	47140.9	47140.9
2	48074.1	48074.1
3	48074.1	48074.1

4	47140.9	47140.9
5	47140.9	47140.9
6	48074.1	48074.1
7	48074.1	48074.1
8	47140.9	47140.9

Legenda

$F_{f,Rd} = M_{res,m} / (B_m \cdot R_m)$ resistenza a flessione flangia

$F_{t,Rd} = \min [F_{tb,Rd} , B_{pf,Rd} , F_{f,Rd}]$ resistenza a trazione di progetto

Resistenza a taglio dei bulloni $F_{vb,Rd} = 0.5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} =$ 62731.3 N

Bull.	$F_{bf,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bf,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	68524.8	62731.3	82560.0	62731.3
2	103200.0	62731.3	206400.0	62731.3
3	103200.0	62731.3	206400.0	62731.3
4	68524.8	62731.3	82560.0	62731.3
5	68524.8	62731.3	82560.0	62731.3
6	103200.0	62731.3	206400.0	62731.3
7	103200.0	62731.3	206400.0	62731.3
8	68524.8	62731.3	82560.0	62731.3

Legenda

$F_{bf,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_f / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento flangia in direzione x

$F_{v,x,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bf,x,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione x

$F_{bf,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_f / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento flangia in direzione y

$F_{v,y,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bf,y,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione y

Verifiche sui bulloni

1-Taglio e trazione (Nodo n. 1, CMB n. 11)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	FV ₁	VER
1	99.50	-144.60	1300.6	62731.3	34707.8	47140.9	0.546631	Ok
2	99.50	-68.20	1304.8	62731.3	18312.2	48074.1	0.292883	Ok
3	99.50	68.20	1313.0	62731.3	0.0	48074.1	0.020930	Ok
4	99.50	144.60	1317.9	62731.3	0.0	47140.9	0.021009	Ok
5	-99.50	-144.60	1348.1	62731.3	50510.0	47140.9	0.786825	Ok
6	-99.50	-68.20	1352.2	62731.3	34114.4	48074.1	0.528427	Ok
7	-99.50	68.20	1360.0	62731.3	4842.5	48074.1	0.093630	Ok
8	-99.50	144.60	1364.8	62731.3	0.0	47140.9	0.021756	Ok

2-Trazione (Nodo n. 1, CMB n. 11)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	FV ₂	VER
1	99.50	-144.60	34707.8	47140.9	0.736257	Ok
2	99.50	-68.20	18312.2	48074.1	0.380916	Ok
3	99.50	68.20	0.0	48074.1	0.000000	Ok
4	99.50	144.60	0.0	47140.9	0.000000	Ok
5	-99.50	-144.60	50510.0	47140.9	1.000009	Ok
6	-99.50	-68.20	34114.4	48074.1	0.709621	Ok
7	-99.50	68.20	4842.5	48074.1	0.100730	Ok
8	-99.50	144.60	0.0	47140.9	0.000000	Ok

Legenda

$F_{v,Ed}$ forza di taglio agente sul bullone

$F_{v,Rd}$ resistenza a taglio di progetto del bullone

$F_{t,Ed}$ forza di trazione agente sul bullone

$F_{t,Rd}$ resistenza a trazione di progetto del bullone

$FV_1 = F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd})$

$FV_2 = F_{t,Ed} / F_{t,Rd}$

VER $\rightarrow FV_i \leq 1$

Verifiche sulle saldature profilo-flangia (versione beta)

Si considera la sezione di gola (avente altezza $a = s_c / 2^{0.5} = 4.243$) in posizione ribaltata: vengono considerate positive le tensioni normali di trazione e le tensioni tangenziali agenti verso destra e verso il basso. Tutte le tensioni sono espresse in N/mm².

Verifica formula (4.2.84) (Nodo n. 1, CMB n. 11)

Cordoni	n_{\perp}	t_{\perp}	τ_{\parallel}	FV ₁	VER ₁
Nerv. verticale lato destro esterno	-71.27	0.00	-1.51	71.29	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona inferiore	45.27	0.00	-1.51	45.30	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona inferiore	68.27	0.00	-1.51	68.29	Ok
Nerv. verticale lato sinistro esterno	70.70	0.00	-1.51	70.72	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro esterno	26.67	0.00	0.74	26.68	Ok
Ala inferiore esterno	53.34	0.00	0.74	53.35	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro esterno	66.21	0.00	0.74	66.21	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro interno	22.44	0.00	0.74	22.45	Ok
Ala inferiore interno lato destro	33.59	0.00	0.74	33.60	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	49.01	0.00	0.74	49.01	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro interno	61.97	0.00	0.74	61.98	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona centrale	-47.82	0.00	-1.51	47.84	Ok
Anima lato destro	-33.20	0.00	-1.51	33.24	Ok
Anima lato sinistro	-33.20	0.00	-1.51	33.24	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona centrale	47.24	0.00	-1.51	47.27	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro interno	-62.54	0.00	0.74	62.55	Ok
Ala superiore interno lato destro	-49.58	0.00	0.74	49.58	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	-34.16	0.00	0.74	34.17	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro interno	-23.01	0.00	0.74	23.02	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro esterno	-66.78	0.00	0.74	66.78	Ok
Ala superiore esterno	-42.00	0.00	0.74	42.00	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro esterno	-27.24	0.00	0.74	27.25	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona superiore	-68.84	0.00	-1.51	68.86	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona superiore	-45.84	0.00	-1.51	45.87	Ok

Verifica formula (4.2.85) (Nodo n. 1, CMB n. 11)

Cordoni	n_{\perp}	t_{\perp}	τ_{\parallel}	FV ₂	VER ₂
Nerv. verticale lato destro esterno	-71.27	0.00	-1.51	71.27	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona inferiore	45.27	0.00	-1.51	45.27	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona inferiore	68.27	0.00	-1.51	68.27	Ok
Nerv. verticale lato sinistro esterno	70.70	0.00	-1.51	70.70	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro esterno	26.67	0.00	0.74	26.67	Ok
Ala inferiore esterno	53.34	0.00	0.74	53.34	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro esterno	66.21	0.00	0.74	66.21	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro interno	22.44	0.00	0.74	22.44	Ok
Ala inferiore interno lato destro	33.59	0.00	0.74	33.59	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	49.01	0.00	0.74	49.01	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro interno	61.97	0.00	0.74	61.97	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona centrale	-47.82	0.00	-1.51	47.82	Ok
Anima lato destro	-33.20	0.00	-1.51	33.20	Ok
Anima lato sinistro	-33.20	0.00	-1.51	33.20	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona centrale	47.24	0.00	-1.51	47.24	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro interno	-62.54	0.00	0.74	62.54	Ok
Ala superiore interno lato destro	-49.58	0.00	0.74	49.58	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	-34.16	0.00	0.74	34.16	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro interno	-23.01	0.00	0.74	23.01	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro esterno	-66.78	0.00	0.74	66.78	Ok
Ala superiore esterno	-42.00	0.00	0.74	42.00	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro esterno	-27.24	0.00	0.74	27.24	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona superiore	-68.84	0.00	-1.51	68.84	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona superiore	-45.84	0.00	-1.51	45.84	Ok

Legenda

n_{\perp} tensione normale perpendicolare all'asse del cordone

t_{\perp} tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone

τ_{\parallel} tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

$$FV_1 = (n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0.5}$$

$$FV_2 = |n_{\perp}| + |t_{\perp}|$$

$$VER_i \rightarrow FV_i \leq \beta_i \cdot f_{yk} \quad (\beta_1 \cdot f_{yk} = 192.50 \text{ N/mm}^2 \quad \beta_2 \cdot f_{yk} = 233.75 \text{ N/mm}^2)$$

Verifiche a flessione piastra in zona compressa

Sezione parallela a X a filo della colonna (Nodo n. 1, CMB n. 8)

Pressione media a bordo piastra $p_{med} = 11,25 \text{ N/mm}^2$
 Carico lineare sbalzo $q_{lin} = 2812,65 \text{ N/mm}$
 Lunghezza sbalzo $L_s = 46,5 \text{ mm}$
 Modulo di resistenza minimo $W_{min} = 52721,4 \text{ mm}^3$
 Momento resistente $M_{p,Rd} = 13807980,0 \text{ N mm}$
 Momento massimo $M_{p,Ed} = 3040822,0 \text{ N mm}$
 $M_{p,Ed} / M_{p,Rd} = 0,220222 \text{ Ok}$

Sezione parallela a Y a filo della nervatura verticale (Nodo n. 1, CMB n. 11)

Pressione media a bordo piastra $p_{med} = 7,18 \text{ N/mm}^2$
 Carico lineare sbalzo $q_{lin} = 2367,81 \text{ N/mm}$
 Lunghezza sbalzo $L_s = 57,0 \text{ mm}$
 Modulo di resistenza minimo $W_{min} = 54044,5 \text{ mm}^3$
 Momento resistente $M_{p,Rd} = 14154510,0 \text{ N mm}$
 Momento massimo $M_{p,Ed} = 3846506,0 \text{ N mm}$
 $M_{p,Ed} / M_{p,Rd} = 0,271751 \text{ Ok}$

Verifica del momento di progetto del giunto (Nodo n. 1, CMB n. 8)

Momento resistente del giunto $M_{j,Rd} = 44495500,0 \text{ N mm}$
 Momento di progetto $M_{j,Ed} = 36772530,0 \text{ N mm}$
 $M_{j,Ed} / M_{j,Rd} = 0,826433 \text{ Ok}$

Ancoraggio

Tirafondi ad aderenza

Lunghezza tirafondi $L_t = 380 \text{ mm}$

Lunghezza minima tirafondi: 20 diametri (320 mm)

Calcestruzzo

Resistenza cubica caratteristica a compressione $R_{ck} = 30,00 \text{ N/mm}^2$
 Resistenza cilindrica caratteristica a compressione $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 24,90 \text{ N/mm}^2$
 Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_{cc} = 14,11 \text{ N/mm}^2$
 Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk} = 0,7 \cdot 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 1,79 \text{ N/mm}^2$
 Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo $f_{bd} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} / \gamma_{cc} = 2,69 \text{ N/mm}^2$

Compressione massima calcestruzzo (Nodo n. 1, CMB n. 11)

$p_{max} = 14,05 \text{ N/mm}^2 > f_{cd} \text{ Ok}$

Verifica ancoraggio

Si considera la massima resistenza a trazione di progetto dei tirafondi

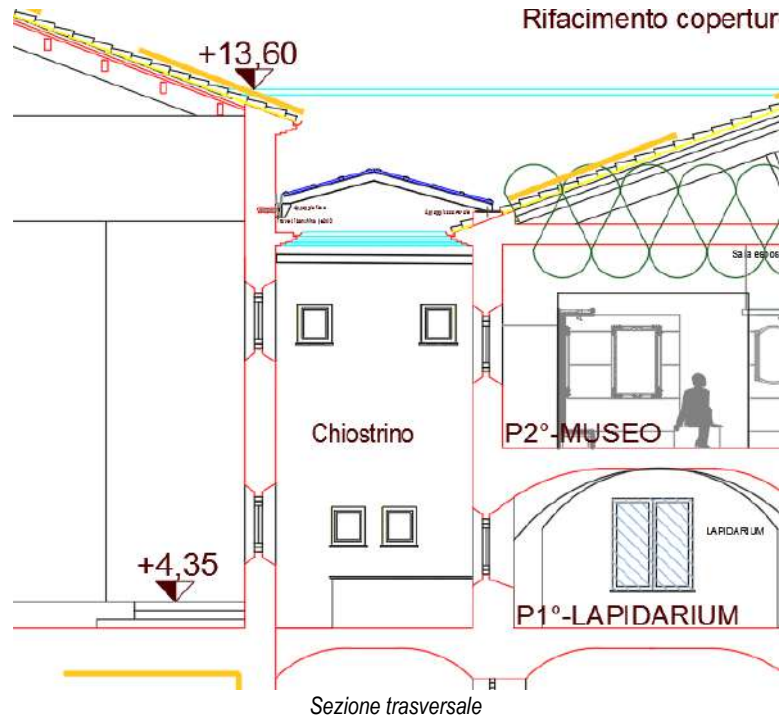
Trazione di progetto dell'ancoraggio $F_{t,an,Ed} = \max [F_{t,Rd}] = 48074,1 \text{ N}$
 Resistenza a trazione per aderenza $F_{t,ad,Rd} = L_t \cdot \pi \cdot \varnothing \cdot f_{bd} = 51305,5 \text{ N}$
 $F_{t,ad,Rd} > F_{t,an,Ed} \text{ Ok}$

NODO TRAVE COLONNA

INPUT		VERIFICA (ITC 2018 punto 4.2.6.1)					
Definizione defazione $V = 12010 \text{ [N]}$		Spessori collegati $t_1 = 29 \text{ [mm]}$ $t_2 = 29 \text{ [mm]}$		Distanze [mm] $e_1 = 32$ $p_1 = 48$ $e_2 = 36$ $p_2 = 88$			
Definizione della geometria dell'unione $d_b = 91,21 \text{ [mm]}$		Unione normale		Unione resistente allo scorrimento allo SLU			
		$F_{t,ad} < F_{t,an}$	2001,87 < 48000,00	Verificato	$F_{t,ad} < F_{t,an}$	2001,87 < 28346,46	Verificato
		$F_{t,ad} < F_{t,an}$	2001,87 < 171235,56	Verificato	$F_{t,ad} < F_{t,an}$	2001,87 < 171235,56	Verificato
		$V_{ad} < V_{max}$	12010,00 < 1352264,81	Verificato	$V < V_{max}$	12010,00 < 906400,00	Verificato
		Unione resistente allo scorrimento allo SLU		La verifica di un modello di resistenza si considera soddisfatta se tutte le verifiche indicate per tale modello sono soddisfatte.			
		$F_{t,ad} < F_{t,an}$	2001,87 < 29938,02	Verificato			
		$F_{t,ad} < F_{t,an}$	2001,87 < 48000,00	Verificato			
		$F_{t,ad} < F_{t,an}$	2001,87 < 171235,56	Verificato			

3. Realizzazione copertura chiostrino

Come anticipato in premessa, il chiostrino sarà oggetto di un intervento volto a preservarne l'integrità, ponendo rimedio ai fenomeni di ammaloramento indotti dagli eventi meteorici: difatti, all'azione diretta della pioggia si accompagnano notevoli effetti indotti dall'azione di rimbalzo dell'acqua a causa delle modeste dimensioni del chiostrino; le dimensioni del chiostrino, rapportate alle altezze delle pareti verticali di perimetro, fanno sì che le superfici esterne siano quasi perennemente in ombra, favorendo il proliferare di muschi ed altri agenti patogeni.



Per la realizzazione della copertura ci si è riferiti a profili metallici in composizione saldata di sezione IPE160 posti a sostegno di lastre di vetro strutturale, così da indurre incrementi dei carichi in fondazione ampiamente inferiori al 10% (cfr. p.to 8.4.3 NTC2018).

Al fine, inoltre, di evitare che, sotto azioni sismiche, i singoli elementi strutturali si configurino come puntoni, gli appoggi saranno del tipo fisso da un estremo, e del tipo scorrevole dall'altro, utilizzando piastre di ancoraggio del tipo a slitta.

Attesa la presenza di due altezze alla gronda differenti, la soluzione adottata prevede, nel dettaglio, la realizzazione di una trave di banchina IPE240 ancorata alle murature disposta su di un lato, che accoglierà l'appoggio di tipo fisso, e delle piastre di ancoraggio con sistema a slitta sul lato opposto.

Lo schema di calcolo adottato è del tipo a trave semplicemente appoggiata agli estremi, soggetta ai carichi permanenti indotti dalla presenza delle lastre di vetro strutturale 10+1,52+10+1,52+10mm a tempratura parziale, ed al carico accidentale per neve.

Carico vetri strutturali:

$Q_{\text{vetro}} = 50 \text{ kg/m}^2$.

Zona Neve = II

Periodo di ritorno, $T_r = 50$ anni

$C_{tr} = 1$ per $T_r = 50$ anni

C_e (coeff. di esposizione al vento) = 1,00

Valore caratteristico del carico al suolo = $q_{sk} C_e C_{tr} = 392 \text{ daN/mq}$

Copertura a due falde:

$m_1 = 0,80 \Rightarrow Q_1 = 314 \text{ daN/mq}$

Si è assunto un carico uniformemente distribuito, pari a:

$Q_{\text{Neve}} = 314 \text{ kg/m}^2$.

Considerando che le travi hanno interasse di circa 85cm, ed una luce di calcolo massima di circa 355cm, si ottiene:

IPE - HE - HL = verifica di resistenza a flessione

(Flessione nel piano dell'anima)

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,yk} f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

M_{Ed} = momento flettente di calcolo
 $M_{pl,Rd}$ = momento resistente

W_{pl} = modulo resistente plastico
 f_{yk} = tensione caratteristica a snervamento
 γ_{M0} = coefficiente di sicurezza

INPUT

Definizione dell'azione sollecitante: $M = 9,8$ [kNm]

Scelta del profilo: IPE 160

Classe dell'acciaio: S235JO - S235JR - S235J2

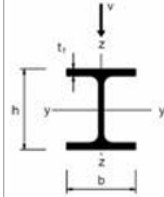
OUTPUT

(VERIFICA Punto 4.2.4.1.2 NTC 2008)

$M_{Ed} = 9,80$ [kNm] $M_{Ed} / M_{c,Rd} = 0,35^*$ **Verifica soddisfatta**
 $M_{c,Rd} = 27,73$ [kNm]

IPE - HE - HL = verifica di resistenza a taglio

(Taglio parallelo all'anima)



$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad V_{c,Rd} = \frac{A_v (f_{yk} / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

V_{Ed} = azione tagliante di calcolo
 $V_{c,Rd}$ = resistenza di calcolo
 A_v = area resistente a taglio
 f_{yk} = tensione caratteristica a snervamento
 γ_{M0} = coefficiente di sicurezza

INPUT

Definizione dell'azione sollecitante: $V = 10,95$ [kN]

Scelta del profilo: IPE 160

Classe dell'acciaio: S275JO - S275JR - S275J2

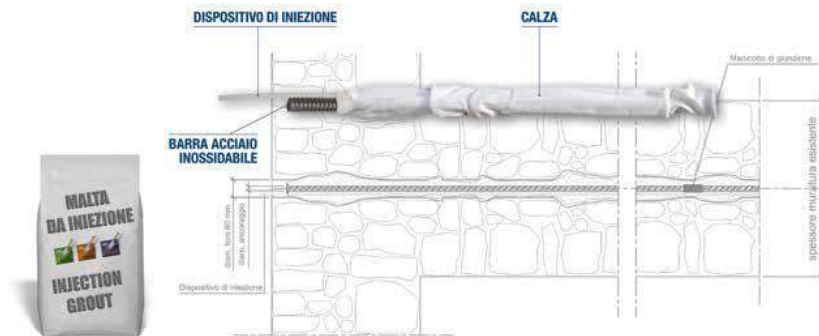
OUTPUT

(VERIFICA Punto 4.2.4.1.2 NTC 2008)

$V_{Ed} = 10,95$ [kN] $V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,07^*$ **Verifica soddisfatta**
 $V_{c,Rd} = 146,01$ [kN]

4. Interventi cucitura cantonali

L'intervento di ricostituzione della continuità strutturale dei cantonali del Chiostro 2, sarà condotto preliminarmente mediante il ringrosso delle sezioni murarie in occorrenza di riseghe e rastremazioni presenti sui lati interni delle murature, quindi mediante interventi di cuci-scuci. Successivamente sarà posto in opera un sistema di rinforzo dei cantonali tipo Bossong® composto da una barra in acciaio inossidabile, AISI 304 o AISI 316, ad alta resistenza con filettatura continua su tutta la lunghezza, e dotato di una speciale calza in tessuto che ha la funzione di controllare l'iniezione di una malta per inghisaggio effettuata coassialmente, per rendere solidale l'elemento di rinforzo alla muratura.



Fonte: BOSSONG S.p.A.