

Comune di Annone Veneto
Citta Metropolitana di Venezia

Zanet  Scorzon

STUDIO DI INGEGNERIA

Via Prati Guori, 35 - 30026 Portogruaro (VE) - P.IVA 03582700278

Tel. +39-0421-72533 - mail: studio@zanetscorzon.it

Progetto per la realizzazione di un edificio polivalente
funzionale alla cucina scolastica di Annone Veneto

PROGETTO ESECUTIVO

Tav. E.22A

Relazione sui materiali
Dichiarazione di Vita Nominale
Asseverazione di categoria
Pericolosità sismica di base
Relazione geologica-geotecnica
Confronto codici di calcolo metodi tradizionali
Relazione di calcolo delle strutture

Committente

COMUNE DI ANNONE VENETO
Piazza Vittorio Veneto 1
30020 – Annone Veneto (VE)

Ubicazione:

Piazzale del Donatore
30020 – Annone Veneto (VE)

IL TECNICO:

Dott. Ing. Alessandro Scorzon

Portogruaro Ottobre 2020

TAV. E.22A

RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA

Oggetto delle opere: **PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN EDIFICIO POLIVALENTE FUNZIONALE ALLA CUCINA SCOLASTICA DI ANNONE VENETO**
-Progetto esecutivo-

Ubicazione: Piazzale del Donatore
30020 - Annone Veneto (VE)

Committente: Comune di Annone Veneto
Piazza Vittorio Veneto, 1
30020 - Annone Veneto (VE)

CLASSI DI ESPOSIZIONE E MATERIALI DA IMPIEGARE:

Classe di esposizione delle opere di fondazione secondo linee guida EN 206:	XC2
Classe di esposizione delle opere di fondazione secondo linee guida EN 206:	2/a
Classe di resistenza del calcestruzzo – <u>Fondazioni</u> secondo UNI EN 206-1 2006:	C 25/30 Rapporto A/C=0.6, Dmax=25mm, consistenza S3
Acciaio per c.a.:	B450C controllato in stabilimento $f_y/f_{yk} \geq 1.15$ $(f_t/f_{yk})_{medio} \leq 1.35$.
Cemento per c.a.:	Portland 325 in quantità maggiore di 300 Kg/mc
Inerti per c.a.:	Sabbia 0.40 mc e ghiaia 0.80 con percentuali e diametro conformi alle composizioni granulometriche prescritte dalla normativa: tali inerti devono essere privi di sostanze organiche o comunque dannose al conglomerato cementizio armato.
Acqua	Conforme a UNI EN 1008 - 2003 Limpida, dolce, priva da impurità di natura organica, e con contenuto di solfuri e cloruri inferiore a percentuali dannose
Additivi	Conformi a UNI 934-2
Acciaio da carpenteria secondo EN10025, EN10210 e EN10219-1	S235JR ($f_{yk} = 2350$ kg/cmq e $f_{tk} = 3600$ kg/cmq) S355JR ($f_{yk} = 3550$ kg/cmq e $f_{tk} = 51000$ kg/cmq) –piastrame e tirafondi
Bulloni da carpenteria conformi alle UNI EN 15048	Vite: classe 8.8 ($f_{yb} = 6490$ kg/cmq e $f_{tb} = 8000$ kg/cmq) Dado: classe 8 ($f_{yb} = 6490$ kg/cmq e $f_{tb} = 8000$ kg/cmq)
Saldature conformi a UNI EN ISO3834, UNI EN ISO287-1-2011, UNI EN ISO5817, UNI EN ISO14731-ISO15607-ISO15609-1-ISO15614-1	A cordone d'angolo 7x7mm (sezione di gola ≈ 5 mm)
CLASSE DI ESECUZIONE DELL'OPERA EN – 1090 -1/2	EXC2

Il Direttore dei Lavori

Il Progettista delle strutture

Dichiarazione di vita nominale dell'edificio

Il sottoscritto dott. Ing. Alessandro Scorzon iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Venezia al n° 4642, in qualità di progettista delle strutture per il PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE UN EDIFICIO POLIVALENTE FUNZIONALE ALLA CUCINA SCOLASTICA DI ANNONE VENETO da eseguirsi in Comune di Annone Veneto (VE) al Foglio n° ____ Mappale n° _____,

DICHIARA

Che la progettazione delle strutture è stata eseguita considerando:

$V_N \geq 50$ ANNI

Classe d'uso III coefficiente d'uso $C_U = 1.5$

Periodo di riferimento $V_R = V_N * C_U = 75$ ANNI

IL PROGETTISTA STRUTTURALE

Asseverazione – Classificazione di Categoria

Il sottoscritto dott. Ing. Alessandro Scorzon iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Venezia al n° 4642, in qualità di progettista delle strutture per il PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE UN EDIFICIO POLIVALENTE FUNZIONALE ALLA CUCINA SCOLASTICA DI ANNONE VENETO da eseguirsi in Comune di Annone Veneto (VE) al Foglio n° ____ Mappale n° _____,

DICHIARA CHE

- la progettazione è stata eseguita nel rispetto delle norme riguardanti il primo comma – lettere c) d) e) – dell'art. 4 della L. 02.02.1974 n.64;
- sono state applicate le norme tecniche di cui al D.M. 17/01/18;
- la zona sismica presenta accelerazione $a_g=0.147g$
- si è eseguita l'analisi sismica dinamica

IL PROGETTISTA STRUTTURALE

1.1 Descrizione dell'intervento

Il capannone oggetto della seguente relazione sorge nel Comune di Annone Veneto (VE).

La progettazione strutturale sarà stata eseguita secondo le **NTC - DM 17/01/2018** e riguarda la progettazione di una tettoia in acciaio.

La sala polivalente è caratterizzata da una pianta trapezoidale inscrivibile in un rettangolo di dimensioni di 14.00x21.50m circa ed altezza massima di 6.20m al colmo.

La struttura è caratterizzata da 3 intelaiature principali costituite da colonne in Tubo 220x200*6.3 S235JR ad interasse 10.00m circa e relativa capriata con briglia superiore sempre in Tubo 200*100*6.3 S235JR e catena in Tubo 100*100*4.0 S235JR. Le intelaiature presentano un primo passo di 9.50m ed un secondo di 12.00m circa. Sono collegate da travi di banchina di h=1.20m con briglia superiore, inferiore e aste di parete in Tubo 200*100*5.0 S235JR sulle quali poggiano le capriate nel primo tratto con passo di 4.75m mentre nel secondo 4.03m. nel secondo tratto di 12.00m la briglia superiore prosegue con la sua pendenza fino alla linda del fabbricato esistente adibito a cucina dal quale la nostra struttura è completamente indipendente.

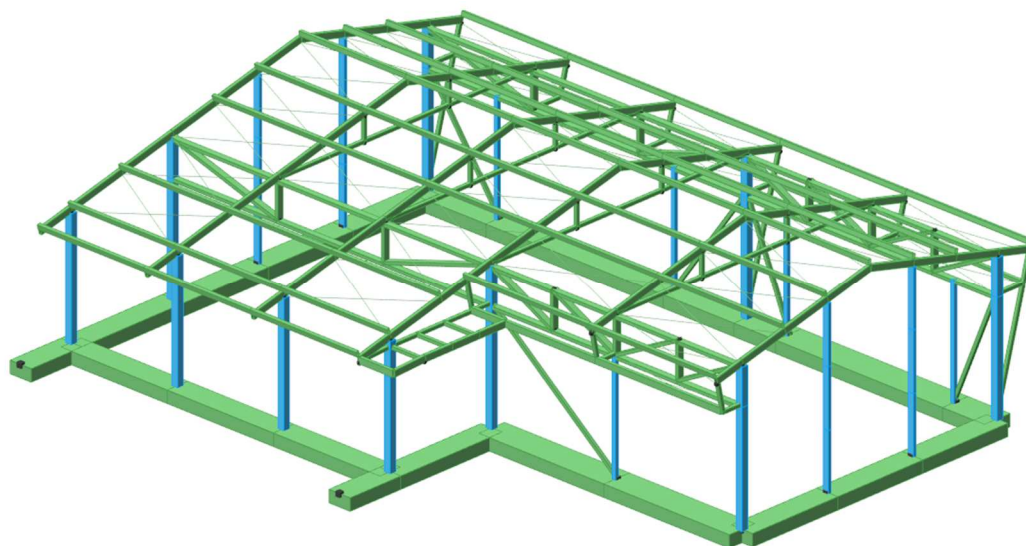
La briglia prosegue per circa 6m e quindi è stata posizionata un'ulteriore fila di colonna sempre in Tubo 220*200*6.3 a circa 4.00m da quelle principali, limitando lo sbalzo a 2.00m. Sui timpani le capriate poggiano su colonne in Tubo 200*100*5.0 S235JR.

Sul prospetto est trova posizione una copertura in polycarbonato con orditura un tubolari 120*80*4.0 a passo 1m in appoggio su travi di banchina collegate alla struttura principale.

La struttura di copertura è costituita da arcarecci in TU-150x100x3 S235JR. Si prevede inoltre la realizzazione di croci di controvento di falda tramite la posa di tondi $\phi 16$.

L'edificio in esame viene verificato e progettato assumendo, sia per gli stati limite di esercizio che per gli stati limite ultimi, un comportamento **strutturale non dissipativo. Non risulta quindi necessario assicurare alla struttura un comportamento strutturale dissipativo e duttile nei confronti dell'azione sismica e ricorrere quindi ai principi di gerarchia delle resistenze.**

Per una migliore comprensione dell'ossatura portante" si riporta lo schema del modello solido implementato nel programma di calcolo:



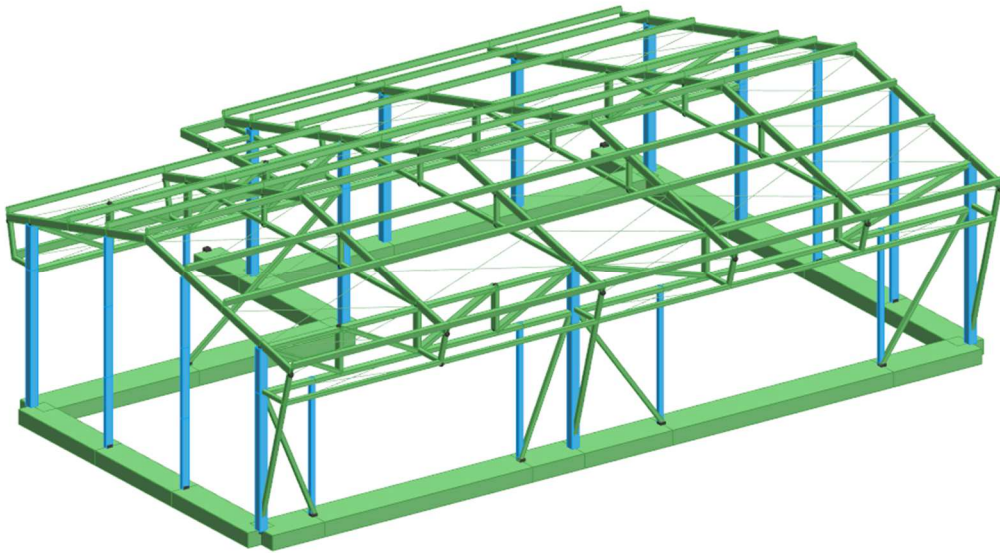
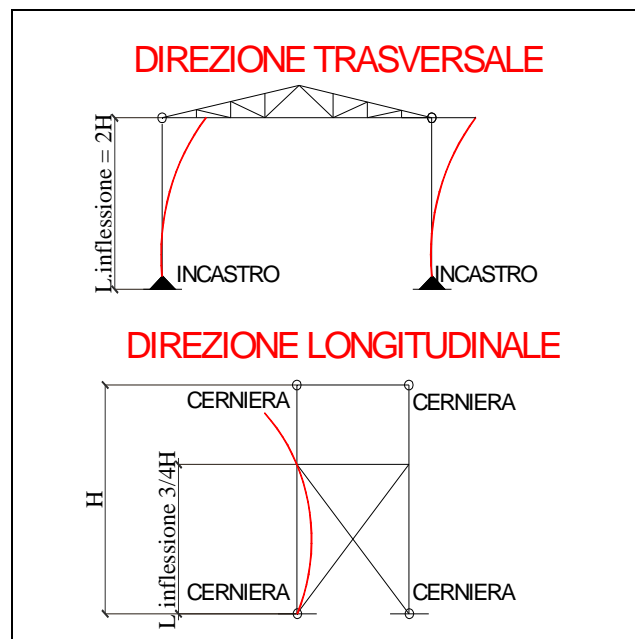


Figura 1 – modello di calcolo 3D

1.1.1 Schemi statici



1.2 Azioni sulla struttura e carichi applicati

Sulla struttura oltre al peso proprio degli elementi strutturali e non, il cui valore verrà indicato nei capitoli seguenti, agisce il carico neve, il carico da vento e l'azione sismica come definita dalle norme NTC 14 / 01 / 2008.

In particolare:

1.2.1 Peso proprio struttura

Peso struttura	Calcolato automaticamente dal programma di calcolo
----------------	--

1.2.2 Carico permanente non strutturale

1. Pannello di copertura → 12kg/mq
2. Controsoffitto/impianti → 20 kg/mq

1.2.3 Carico neve

Il carico provocato dalla neve sulla copertura è valutato mediante la seguente espressione:

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

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura ;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura che è pari a 0,8;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo, pari a 100 [kg/m²] per la zona II (Venezia);

C_E è il coefficiente di esposizione pari a 1;

C_t è il coefficiente termico pari a 1

Si fa riferimento per il carico neve ad un tempo di ritorno di 75anni, pari alla vita di riferimento della struttura $V_r = 50 \times 1.5 = 75$ anni.

C3.4.2 VALORE DI RIFERIMENTO DEL CARICO DELLA NEVE AL SUOLO

Nel passaggio dalle precedenti alle attuali NTC si conserva la suddivisione del territorio nazionale in tre zone (viene anche confermata la suddivisione della zona I in due sottozone: alpina e mediterranea) che conservano immutato sia i valori al suolo, sia l'incremento degli stessi con l'altitudine. Vengono però spostate 5 province dalla zona III alla zona II ed introdotte 3 province di nuova creazione (1 in zona I e 2 in zona II). Rispetto alle precedenti NTC nelle attuali vengono anche introdotti i periodi di ritorno da adottare per le fasi transitorie di durata compresa fra 1 e 3 mesi ovvero fra 3 mesi ed 1 anno.

Si può stimare un diverso valore di riferimento q_n , corrispondente a T_n anni di periodo di ritorno impiegando l'espressione C.3.4.1.

In esse il coefficiente v di variazione della serie dei massimi annuali del carico della neve potrà essere assunto, salvo specifici studi adeguati e documentati, pari a $v = 0,6$.

$$q_{s_n} = q_{s_k} \left\{ \frac{1 - v \frac{\sqrt{6}}{\pi} [\ln(-\ln(1 - p_n)) + 0.57722]}{(1 - 2.5923v)} \right\} \quad [C3.4.1]$$

dove

q_{s_k} è il valore caratteristico del carico della neve al suolo (con un periodo di ritorno di 50 anni);

q_{s_n} è il carico della neve al suolo riferito ad un periodo di ritorno di n anni;

p_n è la probabilità annuale di superamento (approssimativamente equivalente a $1/n$, dove n è il corrispondente periodo di ritorno espresso in anni);

v è il coefficiente di variazione della serie dei massimi annuali del carico della neve, stimato per la regione considerata.

In riferimento alla figura C3.4.1n è il periodo di ritorno in anni, α_k è il rapporto $\frac{q_{s_n}}{q_{s_k}}$.

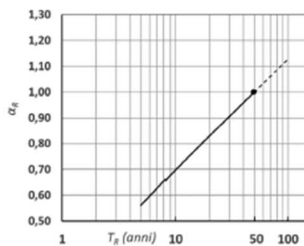


Figura C3.4.1 - Adattamento del carico della neve al suolo al variare del periodo di ritorno (coefficiente di variazione $v = 0,6$)

Estratto dalla Circolare Esplicativa delle NTC2018 n°7 del 21/01/2019

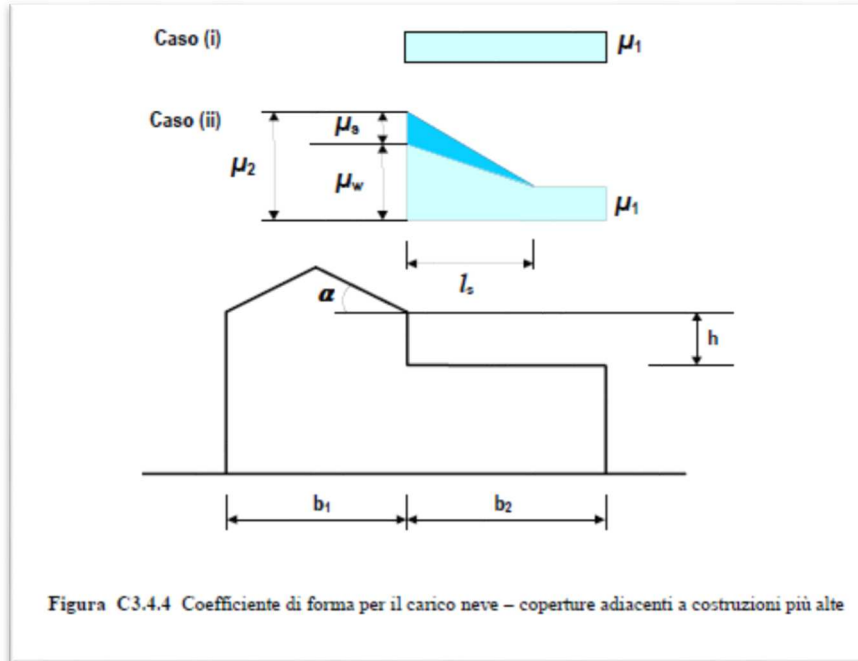
Dal grafico sopra riportato per una struttura con $V_r = 75$ anni e $v = 0.6 \rightarrow q_s = 1.075$ qsk

Quindi:

$$q_s = 0.8 \times (100 \times 1.075) \times 1 \times 1 = 86 \text{ kg/mq}$$

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

ACCUMULO NEVE SU PENSILINA IN POLICARBONATO:



I coefficienti di forma e le lunghezze di accumulo saranno prese come segue:

$$\mu_1 = 0,8$$

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

dove:

μ_s coefficiente di forma per il carico neve dovuto allo scivolamento della neve dalla copertura superiore per cui vale:

se $\alpha \leq 15^\circ$ $\mu_s = 0$ **NEL NOSTRO CASO $\alpha = 13.40^\circ$**

μ_w è il coefficiente di forma per il carico neve dovuto alla redistribuzione operata dal vento che vale:

$$\mu_w = \frac{b_1 + b_2}{2 * h} \leq \frac{\gamma * h}{q_{sk}} \text{ con la limitazione } 0,8 \leq \mu_w \leq 4,0 \text{ e } \gamma = 2 \text{ kN/mc}$$

$$l_s = 2 * h \text{ con la limitazione } 5 \leq l_s \leq 15m$$

Considerando un dislivello di 1.40 m ed una lunghezza di 12m del capannone adiacente, si determina un coefficiente di forma massimo in corrispondenza del dislivello:

$$\mu_w = \frac{b_1 + b_2}{2 * h} = \frac{12 + 12}{2 * 1.40} = 5.14 \rightarrow \mu_w = 2.80 \rightarrow \text{SI CONSIDERA UN CARICO MEDIO DI 240kg/mq}$$

1.2.4 Carico Vento

Annone Veneto (VE) → Zona 1 - Classe di rugosità C – distanza <30km dalla costa

Ne consegue :→ **Categoria di esposizione del sito III**

La velocità base di riferimento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito ad un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche, v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_s \quad [3.3.1]$$

$v_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

c_s è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_s = 1 \quad \text{per } a_1 \leq a_0$$

$$c_s = 1 + k_1 \left(\frac{a_1}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_1 \leq 1500 \text{ m} \quad [3.3.1.b]$$

dove:

a_0, k_1 sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

a_1 è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.

Tab. 3.3.I -Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_1

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_1
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare, i valori della velocità base di riferimento possono essere ricavati da opportuna documentazione o da indagini statistiche adeguatamente comprovate, riferite alle condizioni locali di clima e di esposizione. Fatte salve tali valutazioni, comunque raccomandate in prossimità di vette e crinali, i valori utilizzati non dovranno essere minori di quelli previsti per 1500 m di altitudine.

Definizione della velocità di base di riferimento

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito al periodo di ritorno di progetto T_R . Tale velocità è definita dalla relazione:

$$v_r = v_b \cdot c_r \quad [3.3.2]$$

dove

v_b è la velocità base di riferimento, di cui al § 3.3.1;

c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_R .

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, il coefficiente di ritorno è fornito dalla relazione:

$$c_r = 0,75 \sqrt{1 - 0,2 \times \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} \quad [3.3.3]$$

dove T_R è il periodo di ritorno espresso in anni.

Ove non specificato diversamente, si assumerà $T_R = 50$ anni, cui corrisponde $c_r = 1$. Per un'opera di nuova realizzazione in fase di costruzione o per le fasi transitorie relative ad interventi sulle costruzioni esistenti, il periodo di ritorno dell'azione potrà essere ridotto come di seguito specificato:

- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto non superiore a tre mesi, si assumerà $T_R \geq 5$ anni;
- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto compresa fra tre mesi ed un anno, si assumerà $T_R \geq 10$ anni;

Definizione della velocità di riferimento

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici. Per la costruzione oggetto della seguente relazione, che viene definita "usuale", tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti come previsto nelle NTC.

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r \times C_e \times C_p \times C_d$$

dove:

$c_a = 1$ (altitudine $a_s < a_0$) e $c_r = 1.024$ (costruzione con $V_r = 50 \times 1.5 = 75$ anni)

$v_r = v_b * c_r = 25 \text{ m/s} * 1.024 = 25.6 \text{ m/s}$ velocità di riferimento per $Tr = 75$ anni

$q_r = \frac{1}{2} * \rho * v_r^2 = \frac{1}{2} * 1.25 * (25 * 1.024)^2 = 40.96 \text{ kg/mq}$ è la pressione cinetica di riferimento per la zona I (Veneto) e con distanza dalla costa $> 30 \text{ km}$ e **tempo di ritorno $Tr = 75$ anni**;

c_e è il coefficiente di esposizione pari 1.82 per una categoria di esposizione III e altezza edificio 6.0m;

c_p è il coefficiente di pressione (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento che nel caso in esame viene preso pari a 1;

c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali che nel caso in esame viene preso pari a 1.

Quindi:

$$p = 41 \times 1.82 \times 1 \times 1 = 75 \text{ kg/mq}$$

Per la determinazione dell'azione del vento in copertura in acciaio si fa riferimento a quanto previsto dal paragrafo C3.3.8.2 della *Circolare 21 gennaio 2019 n°7 - Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018*

Coefficiente di pressione esterna

$h/d = 6/14 = 0.43$ rapporto maggiore considerato a favore di sicurezza.

Faccia sopravvento:

$h/d = 0.43$

$$c_{pe} = 0.7 + 0.1h/d = 0.74$$

$q_v = 75 \times 0.74 = 56 \text{ kg/mq}$ vento su parete sopravvento

Faccia sottovento:

$h/d = 0.43$

$$c_{pe} = -0.3 - 0.2h/d = -0.39$$

$q_v = 75 \times 0.39 = 29 \text{ kg/mq}$ vento su parete sottovento

Faccia laterale:

$h/d = 0.43$

$$c_{pe} = -0.5 - 0.8h/d = -0.84$$

$q_v = 75 \times 0.84 = 63 \text{ kg/mq}$ vento su parete laterale

Copertura (angolo di inclinazione $\alpha=13^\circ$)

Caso 1: Vento trasversale

Falda sopravvento

$$c_{pe} = \frac{\alpha}{75} = \frac{13}{75} = 0.17 \text{ compressione Tabella C3.3.V}$$

$$c_{pe} = -1.0 + (\alpha + 15)/75 = -0.63 \text{ aspirazione Tabella C3.3.V}$$

Falda sottovento

$$c_{pe} = -0.6 \text{ aspirazione Tabella C3.3.IX}$$

Caso 2: Vento longitudinale

$$c_{pe} = -0.8 - \alpha/150 = -0.88 \text{ aspirazione Tabella C3.3.X su fascia sopravvento min (14.00/2=7.00m;6m)}$$

$$c_{pe} = -0.5 \text{ aspirazione Tabella C3.3.X (su resto della copertura)}$$

Coefficiente di pressione interna

Paragrafo C3.3.8.5 della Circolare caso 2.

- 1 lato con superfici delle aperture almeno pari al doppio delle aperture sui rimanenti 3 lati $\rightarrow c_{pi} = 0.75 * c_{pe}$

1.2.5 Pericolosità sismica di base

L'azione sismica di progetto viene determinata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonchè di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{Vr} nel periodo di riferimento V_r .

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione:

Nodi del reticolo intorno al sito



La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_n : info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_u : info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_s : info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R : info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{Vr} = 81\%$	<input type="text" value="45"/>	
	SLD - $P_{Vr} = 63\%$	<input type="text" value="75"/>	
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{Vr} = 10\%$	<input type="text" value="712"/>	
	SLC - $P_{Vr} = 5\%$	<input type="text" value="1462"/>	

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

--□-- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

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

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: **A** info $S_s = 1,000$ $C_c = 1,000$ info
 Categoria topografica: **T1** info $h/H = 0,000$ $S_T = 1,000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%): **5** $\eta = 1,000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_b : **1** Regol. in altezza: **si** info

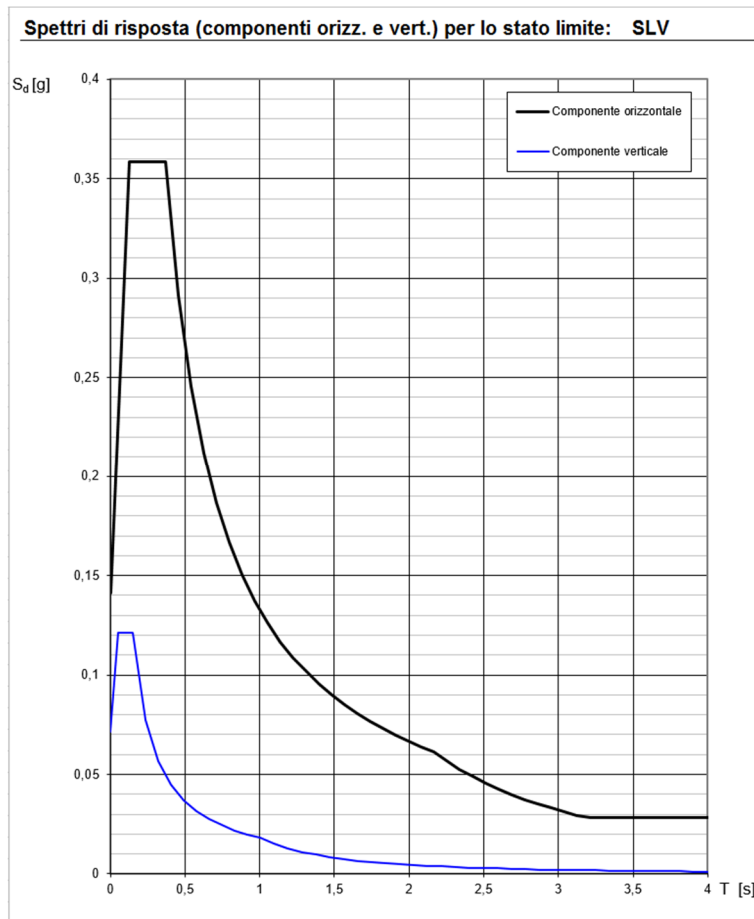
Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q_v : **1,5** $\eta = 0,667$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta |>>>
 Parametri e punti spettri di risposta |>>>

Spettri di risposta

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

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**



1.2.6 Azione sismica-parametri di calcolo

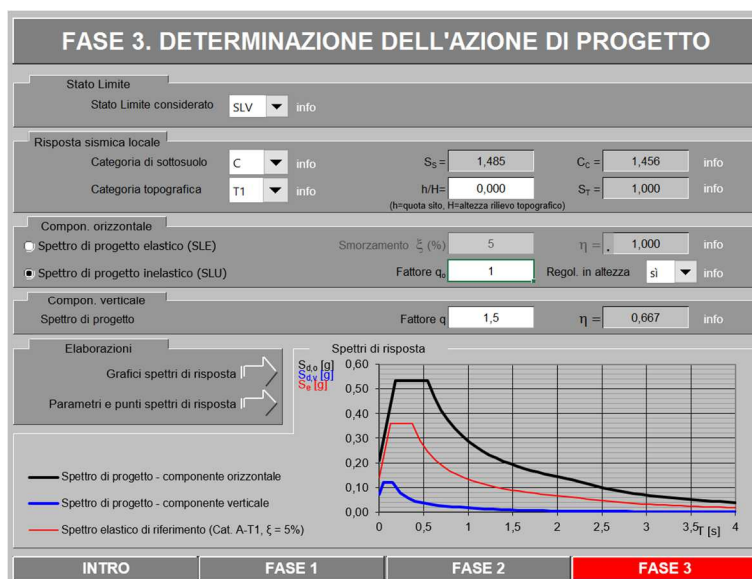
- L'opera oggetto di questa relazione è considerata di importanza ordinaria : $V_N \geq 50$.
- L'opera oggetto di questa relazione la di **classe III**.
- Per l'opera oggetto di questa relazione:

$$V_R = 50 \times 1.5 = 75$$

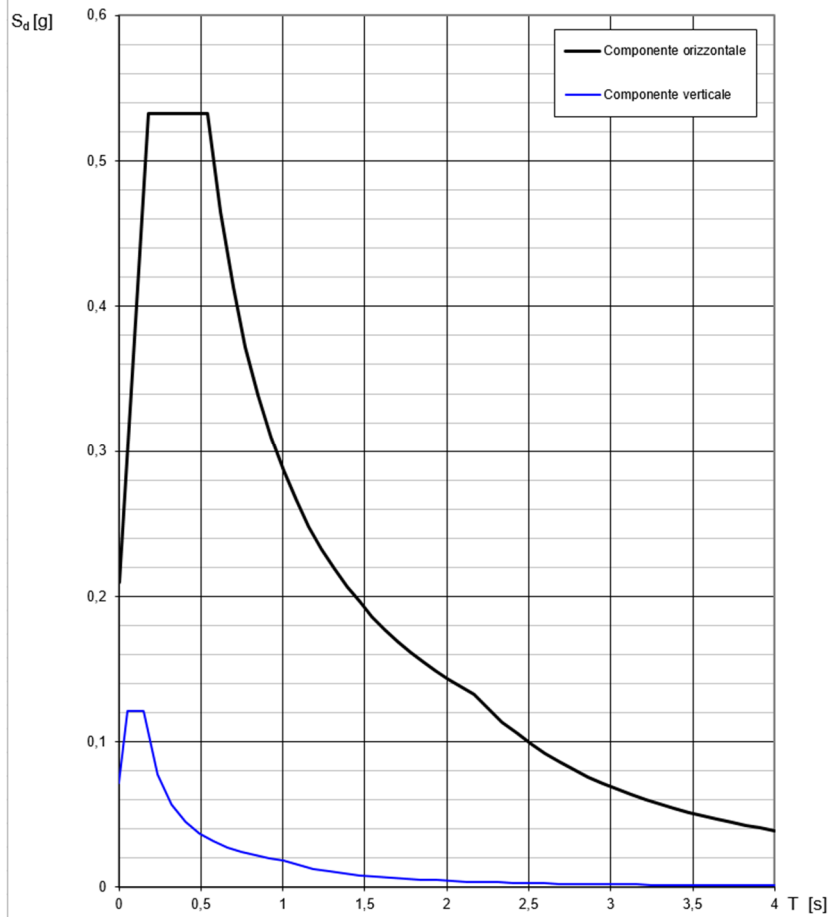
L'edificio in esame viene verificato e progettato assumendo, sia per gli stati limite di esercizio che per gli stati limite ultimi, un comportamento **strutturale non dissipativo. Non risulta quindi necessario assicurare alla struttura un comportamento strutturale dissipativo e duttile nei confronti dell'azione sismica e ricorrere quindi ai principi di gerarchia delle resistenze.**

- **Terreno tipo C**

- **Coefficiente topografico T1**



Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



2 RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA

2.1 Relazione geologico-geotecnica

È stata affidata al Dott. Geologo Alessandro Vidali con sede in via Roma a San Dona di Piave (VE) la redazione di una relazione geologica che ha restituito le seguenti conclusioni:

- $R_d = 1.94 \text{ kg/cmq}$ - Approccio 2 - $\gamma_R = 2.3$
- $Q_{lim} = 4.45 \text{ kg/cmq}$
- Categoria del sottosuolo: C
- Coefficiente topografico: T1

2.2 Relazione geotecnica e sulle fondazioni

Le fondazioni progettate sono superficiali a trave continua larghezza di suola 80/100cm e sp.40cm. Esse poggeranno su un magrone la cui entità sarà la D.L. a stabilire in funzione del raggiungimento dello strato omogeneo e compatto.

Nelle condizioni di carico più sfavorevoli le tensioni sul terreno massime in condizione di stato limite ultimo **STR (GEO) risultano pari a 0.66 daN/cm^2** .

In presenza del sisma di progetto relativo alla zona di ubicazione della struttura, la tensione massima sul terreno in condizioni sismiche **SLV risulta pari a circa 0.52 daN/cmq** .

STATI LIMITE ULTIMI SLU

Considerando la condizione di stato limite ultimo Approccio2 e quindi considerando un coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$, si ottiene:

$$R_d = 1.94 \text{ kg/cmq} > q_{str,max} \approx 0.66 \text{ kg/cmq}$$

STATI LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA UMANA SLV

Considerando la condizione di stato limite di salvaguardia della vita umana SLV, relativo alla zona di ubicazione della struttura e del terreno tipo C e considerando quindi un coefficiente parziale $\gamma_R = 1.0$, si ottiene:

$$Q_{lim} = 4.45 \text{ kg/cmq} > q_{str,max} \approx 0.52 \text{ kg/cmq}$$

Il piano di posa è ben al riparo da fenomeni di gelività del terreno e non soggetto a variazione del livello di falda che viene localizzata più in basso.

Considerata la rigidità delle fondazioni, la loro larghezza di suola, il valore delle massime sollecitazioni indotte e l'entità dell'intervento, si può considerare cautelativo il progetto delle fondazioni. L'andamento del terreno interessato è pianeggiante privo di pericoli di instabilità.

Si rimanda al capitolo tensioni sul terreno per comprendere la distribuzione e l'ordine di grandezza delle sollecitazioni sul terreno.

Il Tecnico

3 RELAZIONE DI CALCOLO

3.1 Normativa di riferimento

Il progetto di cui sopra è conforme alle norme di leggi vigenti; in particolare la verifica è condotta secondo le prescrizioni dettate dalle seguenti norme:

1. **Legge n. 64 del 2/2/1974** - *Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.*
2. **D.M. del 24/1/1986** - *Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche.*
3. **Legge n. 1086 del 5/11/1971** - *Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.*
4. **D.M. del 14/2/1992** - *Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche.*
5. **D.M. del 9/1/1996** - *Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche.*
6. **D.M. del 16/1/1996** - *Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.*
7. **Circolare n. 21745 del 30/7/1981 - Legge n. 219 del 14/5/1981 - Art. 10** - *Istruzioni relative al rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma.*
8. **Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia - Legge Regionale n. 30 del 20/6/1977** - *Documentazione tecnica per la progettazione e direzione delle opere di riparazione degli edifici - Documento Tecnico n. 2 - Raccomandazioni per la riparazione strutturale degli edifici in muratura.*
9. **D.M. del 20/11/1987** - *Norme Tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento.*
10. **Norme Tecniche C.N.R. n. 10011-85 del 18/4/1985** - *Costruzioni di acciaio - Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.*
11. **Norme Tecniche C.N.R. n. 10025-84 del 14/12/1984** - *Istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il controllo delle strutture prefabbricate in conglomerato cementizio e per le strutture costruite con sistemi industrializzati di acciaio - Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.*
12. **Circolare n. 65 del 10/4/1997** - *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. del 16/1/1996.*
13. **Eurocodice 5** - *Progettazione delle strutture di legno.*
14. **DIN 1052** - *Metodi di verifica per il legno.*
15. **D.M. del 17/1/2018** - *Norme tecniche per le costruzioni.*

3.2 Caratteristiche dei calcoli statici e metodo di verifica adottato.

Le calcolazioni sono state condotte adottando il **metodo semiprobabilistico agli stati limite**; sono stati soddisfatti i requisiti per la sicurezza allo stato limite ultimo (anche sotto l'azione sismica) e allo stato limite di esercizio.

La sicurezza e le prestazioni dell'opera o di una parte di essa sono valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

La schematizzazione della procedura progettuale adottata può essere così sinteticamente riassunta:

- individuazione della **classe d'uso dell'opera** e della sua vita utile;
- definizione delle azioni agenti in condizioni statiche e dinamiche attraverso l'individuazione delle condizioni di carico;
- predisposizione delle combinazioni di carico (con i relativi coefficienti di combinazione) allo SLU, SLE, SLV e SLD;
- stima dell'involuppo delle azioni agenti;
- predimensionamento delle membrature strutturali;
- applicazione dei criteri della gerarchia delle resistenze e scelta delle soluzioni strutturali che impediscono rotture fragili;
- verifica della funzionalità allo stato limite di danno delle strutture progettate.

La sicurezza e le prestazioni saranno garantite verificando gli stati limite sopra definiti in funzione dell'utilizzo della struttura, della sua vita nominale e di quanto stabilito dalle norme; in particolare si è verificata:

- **la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU e SLV)** che possono provocare eccessive deformazioni permanenti, crolli parziali o globali, dissesti, che possono compromettere l'incolumità delle persone e/o la perdita di beni, provocare danni ambientali e sociali, mettere fuori servizio l'opera. Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle resistenze dei materiali in accordo a quanto previsto dalle NTC per i vari tipi di materiale. I valori utilizzati sono riportati nel seguito;
- **la sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio (SLE)** che possono limitare nell'uso e nella durata l'utilizzo della struttura per le azioni di esercizio. In particolare di concerto con il committente e coerentemente alle norme tecniche si sono definiti i limiti riportati nel seguito;
- **la sicurezza nei riguardi dello stato limite del danno (SLD)** causato da azioni sismiche con opportuni periodi di ritorno definiti di concerto al committente ed alle norme vigenti per le costruzioni in zona sismica;
- sicurezza antincendio: capacità di garantire le prestazioni strutturali previste in caso d'incendio, per un periodo richiesto;
- durabilità: capacità della costruzione di mantenere, nell'arco della vita nominale di progetto, i livelli prestazionali per i quali è stata progettata, tenuto conto delle caratteristiche ambientali in cui si trova e del livello previsto di manutenzione;
- robustezza: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità di possibili cause innescenti eccezionali quali esplosioni e urti.

3.3 Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

3.3.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purchè soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

L'opera oggetto di questa relazione è considerata di importanza ordinaria : $V_N \geq 50$

3.3.2 Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

- **Classe I:** Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- **Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- **Classe III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- **Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

L'opera oggetto di questa relazione la di **classe III**.

3.3.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un **periodo di riferimento V_R** che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella tabella seguente:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Per l'opera oggetto di questa relazione:

$$V_R = 50 \times 1.5 = 75$$

3.4 Azioni sulla struttura – classificazione

- a) **permanenti (G)**: azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G 1);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G2);
 - spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
 - pretensione e precompressione (P);
 - ritiro e viscosità;
 - spostamenti differenziali;
- b) **Variabili (Q)**: azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- c) **Eccezionali (A)**: azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;
- incendi;
 - esplosioni;
 - urti ed impatti;
- d) **Sismiche (E)**: azioni derivanti dai terremoti.

3.5 Combinazioni delle azioni utilizzate nelle verifiche agli stati limite e approccio progettuale

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- **Combinazione fondamentale**, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \gamma_{Q2} \times \Psi_{02} \times Q_{k2} + \gamma_{Q3} \times \Psi_{03} \times Q_{k3} + \dots$$
- **Combinazione caratteristica (rara)**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Psi_{02} \times Q_{k2} + \Psi_{03} \times Q_{k3} + \dots$$
- **Combinazione frequente**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{11} \times Q_{k1} + \Psi_{22} \times Q_{k2} + \Psi_{23} \times Q_{k3} + \dots$$
- **Combinazione quasi permanente (SLE)**, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{21} \times Q_{k1} + \Psi_{22} \times Q_{k2} + \Psi_{23} \times Q_{k3} + \dots$$
- **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{21} \times Q_{k1} + \Psi_{22} \times Q_{k2} + \dots$$
- **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + A_d + \Psi_{21} \times Q_{k1} + \Psi_{22} \times Q_{k2} + \dots$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire combinato con.

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} \times Q_{kj}$$

I valori dei coef. di combinazione sono riportati nella tabella che segue tratta dalle NTC in § 2.5.3, Tab. 2.5.I

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

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 - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
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

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_G e γ_Q sono dati nella tabella che segue tratti ancora dalle NTC in § 2.6.1, Tab. 2.6.I

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLUI

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Le tre colonne della tabella sopra riportata fanno riferimento ai coef. parziali di sicurezza γ_G e γ_Q per le verifiche agli stati limite secondo i vari “**Approcci progettuali**” previsti e consentiti dalle NTC in § 2.6.1.

Per la verifica dell'edificio oggetto della relazione si utilizza l'**approccio progettuale tipo 2** ovvero s'impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni s'impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

3.5.1 Azione sismica

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia d'esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali e quelli non strutturali.

Gli **stati limite di esercizio** sono:

- **Stato Limite di Operatività (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;
- **Stato Limite di Danno (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.

Gli **stati limite ultimi** sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (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;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (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.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella:

Stati Limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Per la struttura in esame si consegnerà, come richiesto dalle NTC, il rispetto:

- Nei confronti di tutti gli stati limite d'esercizio;
- Nei confronti degli stati limite ultimi, con riferimento al solo SLV.

Gli elementi costruttivi non strutturali, quali i tamponamenti, saranno verificati separatamente nelle modalità indicate nei capitoli seguenti.

3.5.1.1 Rappresentazione dell'azione sismica

Ai fini delle NTC, l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti.

La componente verticale non viene presa in considerazione in quanto;

- non ci sono elementi orizzontali con luce superiore a 20 m;
- non ci sono elementi precompressi o solai precompressi con luce superiore a 8 m ;
- non ci sono strutture di tipo spingente;

- non ci sono elementi a mensola di luce superiore ai 4m;
- non ci sono piani sospesi.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. Le componenti dell'azione sismica sono descritte mediante gli **spettri di risposta in superficie** indicati nelle NTC 2008 che verranno illustrate successivamente.

3.5.1.2 Criterio di progettazione adottato

Le costruzioni soggette all'azione sismica, non dotate di appositi dispositivi d'isolamento e/o dissipativi, devono essere progettate in accordo con uno dei seguenti comportamenti strutturali:

- **comportamento strutturale non dissipativo**, oppure
- **comportamento strutturale dissipativo**.

Per comportamento strutturale non dissipativo, nella valutazione della domanda tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tener conto delle non linearità di materiale, attraverso un modello elastico (v. § 7.2.6)

Per comportamento strutturale dissipativo, nella valutazione della domanda un numero elevato di membrature e/o collegamenti evolvono in campo plastico, mentre la restante parte della struttura rimane in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce e della tipologia strutturale, tenendo conto della capacità dissipativa legata alle non linearità di materiale. Se la capacità dissipativa è presa in conto implicitamente attraverso il fattore di comportamento q (v. § 7.3), si adotta un modello elastico; se la capacità dissipativa è presa in conto esplicitamente, si adotta un'adeguata legge costitutiva (v. § 7.2.6).

Nel caso la struttura abbia comportamento strutturale dissipativo, si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD):

- Classe di duttilità alta (CD"A");
- Classe di duttilità bassa (CD"B").

La differenza tra le due classi risiede nell'entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili impreveduti, si fa ricorso ai procedimenti tipici della **gerarchia delle resistenze**.

L'edificio in esame viene verificato e progettato assumendo, sia per gli stati limite di esercizio che per gli stati limite ultimi, un comportamento **strutturale non dissipativo**. **Non risulta quindi necessario assicurare alla struttura un comportamento strutturale dissipativo e duttile nei confronti dell'azione sismica e ricorrere quindi ai principi di gerarchia delle resistenze.**

3.5.1.3 Metodo di analisi sismica adottato

L'analisi sismica adottata è di tipo lineare dinamica o anche detta comunemente "spettrale".

Utilizzando l'analisi lineare per sistemi non dissipativi, che in questo specifico caso è stata adottata sia per gli stati limite di esercizio sia per gli stati limite ultimi, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q unitario. La resistenza delle membrature e dei collegamenti è valutata in accordo con le regole presentate nei capitoli specifici delle NTC, non essendo necessario soddisfare i requisiti di duttilità.

3.5.1.4 Tipologia strutturale e fattore di struttura

La tipologia strutturale con la quale viene classificata la struttura sismo-resistente, e quindi la relativa determinazione del coefficiente di struttura da adottare nell'analisi sismica dinamica, vale solamente nel caso si decida di assegnare alla struttura un comportamento strutturale dissipativo nei confronti dell'azione sismica.

Assegnando all'edificio un comportamento strutturale non dissipativo ed utilizzando un coefficiente di struttura $q=1$ sia per gli stati limite di esercizio che per gli stati limite ultimi, non risulta necessario determinare la tipologia strutturale dell'edificio stesso in quanto gli spettri di risposta con la quale si valutano gli effetti delle azioni sismiche sono quelli elastici.

3.5.1.5 Tipologia di analisi: lineare dinamica (dinamica spettrale)

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale),
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati,
- nella combinazione di questi effetti.

Sono considerati tutti i modi con massa partecipante significativa, ovvero sono considerati tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi è essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione:

$$E = (\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j)^{1/2}$$

con:

E_j valore dell'effetto relativo al modo j ;

ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j , calcolato tramite la formula

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi_i^2 \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij}) [(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi_j^2 \beta_{ij}]}$$

ξ smorzamento viscoso dei modi i e j ;

β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i - j di modi ($\beta_{ij} = T_j/T_i$).

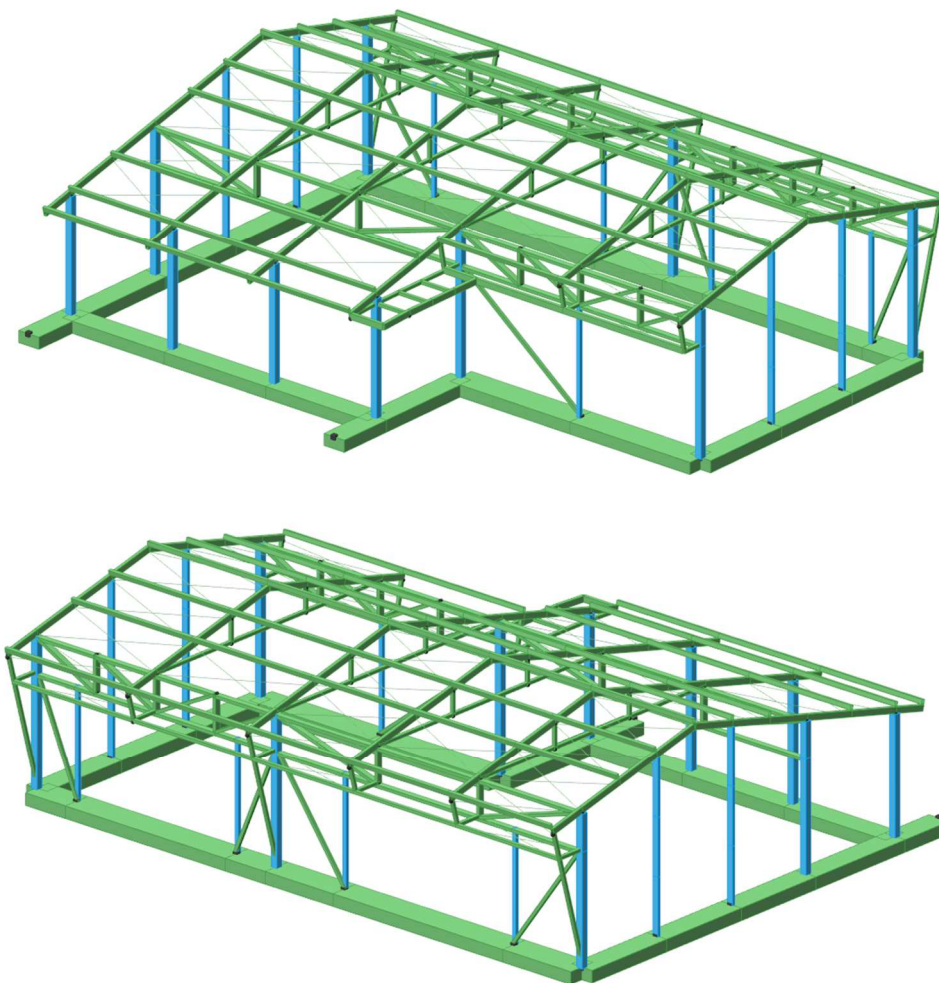
Tutti i passaggi algebrici sopra riportati vengono eseguiti tramite il programma di calcolo strutturale utilizzato.

3.6 Relazione di calcolo Modest 8.22– (Server_ Thomas Modest_Gasparetto_sala Polivalente_Modello str-5)

La struttura è stata schematizzata con il programma ad elementi finiti Modest 8.22. Travi e colonne in acciaio sono stati schematizzati come elementi monodimensionali con vincoli di estremità dipendenti dalla condizione di vincolo reale.

Le travi di fondazione sono state schematizzate su suolo elastico alla Winkler $k_w=2.0\text{kg/cm}^2$

Per quanto riguarda i carichi, il programma valuta automaticamente il peso proprio delle strutture, quindi sono stati applicati i carichi permanenti agenti sulla struttura (strutturali e non) e infine i carichi accidentali da neve.



Modello solido implementato

3.6.1 Condizioni di carico elementari (CCE)

CCE 1

Peso proprio → viene calcolato automaticamente dal programma

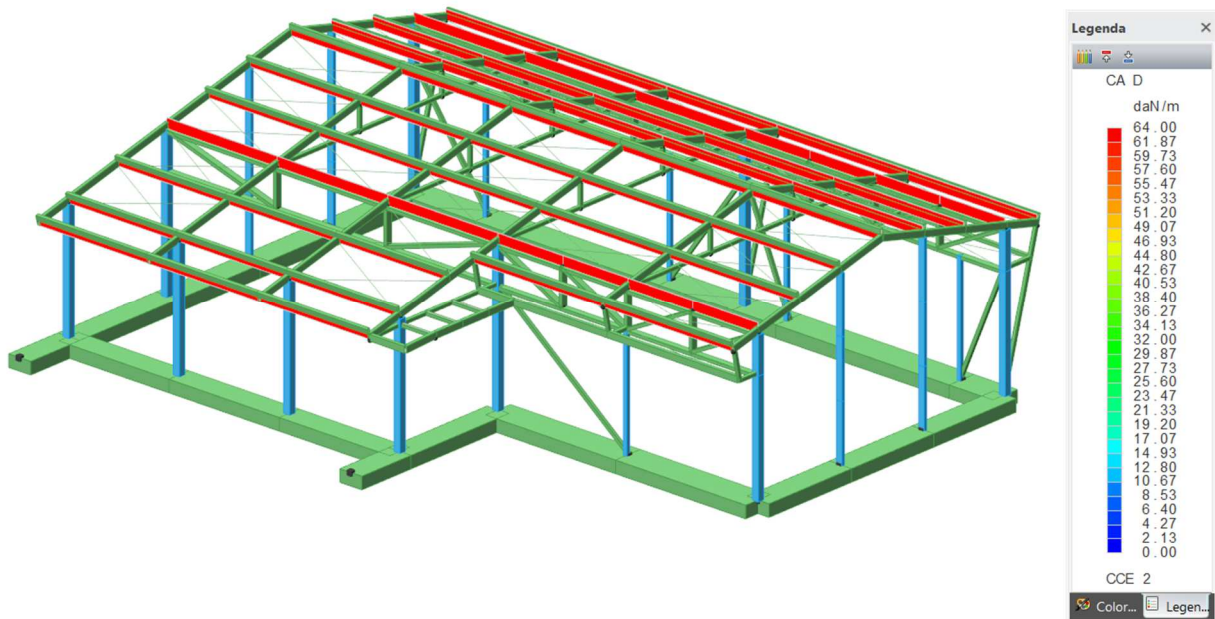
CCE 2- Peso permanente non strutturale

1. Pannello di copertura → 12kg/mq
2. Controsoffitto + impianti → 20 kg/mq

Si applica a metro lineare sugli arcarecci ipotizzati nel modello di calcolo ad interasse 2.00m

In questa combinazione si applica anche il peso del policarbonato della pensilina

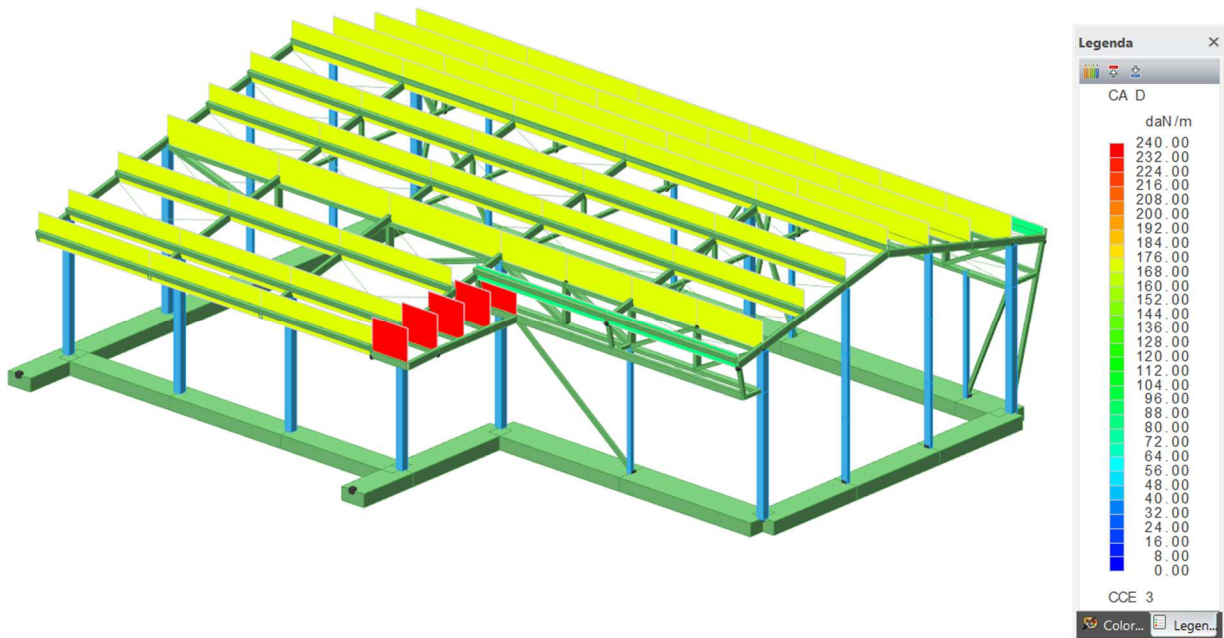
3. Policarbonato → 20kg/mq



CCE 3- Sovraccarico accidentale da neve

qsk = 86kg/mq → q = 86kg/mq x 2.00m = 172 kg/m arcarecci

qsk = 240kg/mq pensilina → q = 240kg/mq x 1.00m = 240 kg/m arcarecci pensilina



CCE 4-Vento X con 1 falda in compressione e 1 in aspirazione. Capannone tutto chiuso

Faccia sopravento:

$$h/d = 0.43$$

$$c_{pe} = 0.7 + 0.1h/d = 0.74$$

$$qv = 75 \times 0.74 = 56 \text{ kg/mq vento su parete sopravento}$$

Faccia sottovento:

$$h/d = 0.43$$

$$c_{pe} = -0.3 - 0.2h/d = -0.39$$

$$qv = 75 \times 0.39 = 29 \text{ kg/mq vento su parete sottovento}$$

Faccia laterale:

$$h/d = 0.43$$

$$c_{pe} = -0.5 - 0.8h/d = -0.84$$

$$qv = 75 \times 0.84 = 63 \text{ kg/mq vento su parete laterale}$$

Copertura (angolo di inclinazione $\alpha=13^\circ$)

Caso 1: Vento trasversale

Falda sopravento

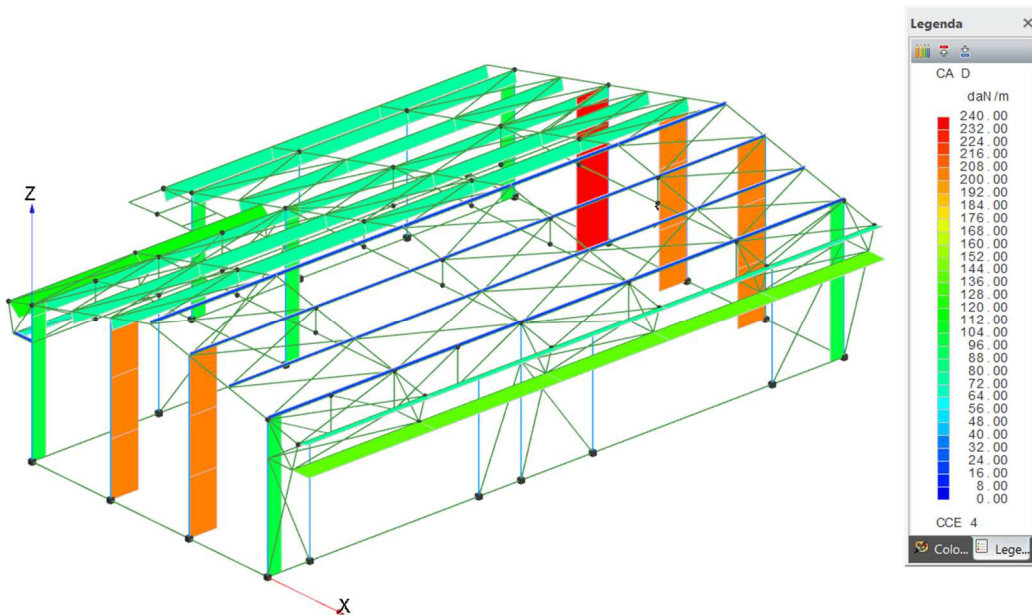
$$c_{pe} = \frac{\alpha}{75} = \frac{13}{75} = 0.17 \text{ compressione Tabella C3.3.V}$$

$$qv = 75 \times 0.17 = 13 \text{ kg/mq vento su falda in compressione}$$

Falda sottovento

$$c_{pe} = -0.6 \text{ aspirazione Tabella C3.3.IX}$$

$$qv = 75 \times 0.6 = 45 \text{ kg/mq vento su falda in aspirazione}$$



CCE 5-Vento X con 1 falde in aspirazione. Capannone tutto chiuso

Faccia sopravento:

$$h/d = 0.43$$

$$c_{pe} = 0.7 + 0.1h/d = 0.74$$

$$qv = 75 \times 0.74 = 56 \text{ kg/mq vento su parete sopravento}$$

Faccia sottovento:

$$h/d = 0.43$$

$$c_{pe} = -0.3 - 0.2h/d = -0.39$$

$$qv = 75 \times 0.39 = 29 \text{ kg/mq vento su parete sottovento}$$

Faccia laterale:

$$h/d = 0.43$$

$$c_{pe} = -0.5 - 0.8h/d = -0.84$$

$$qv = 75 \times 0.84 = 63 \text{ kg/mq vento su parete laterale}$$

Copertura (angolo di inclinazione $\alpha=13^\circ$)

Caso 1: Vento trasversale

Falda sopravento

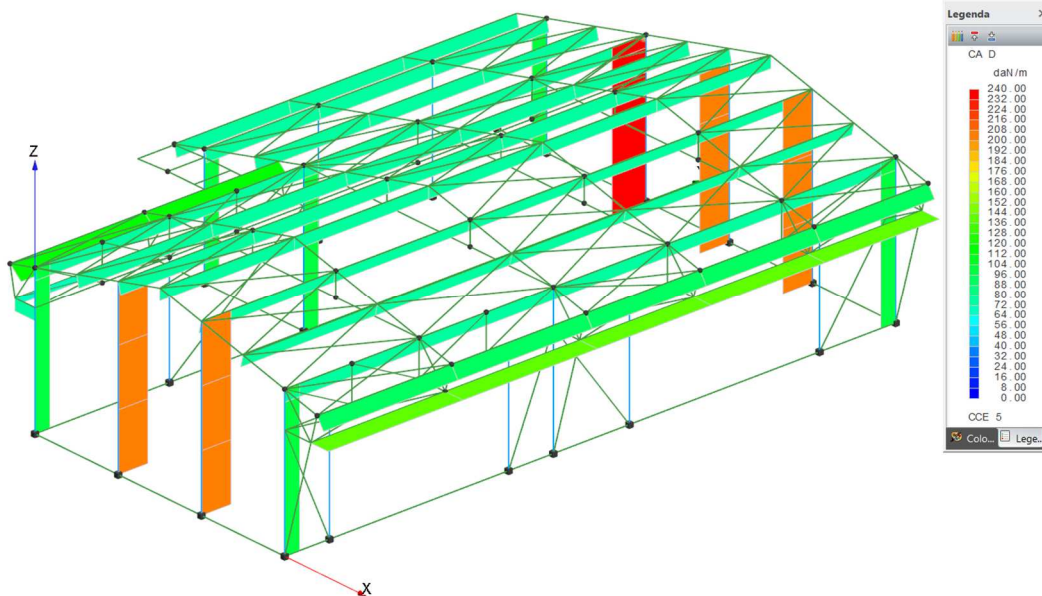
$$c_{pe} = -1.0 + (\alpha + 15)/75 = -0.63 \text{ aspirazione Tabella C3.3.V}$$

$$qv = 75 \times 0.63 = 47 \text{ kg/mq vento su falda in compressione}$$

Falda sottovento

$$c_{pe} = -0.6 \text{ aspirazione Tabella C3.3.IX}$$

$$qv = 75 \times 0.6 = 45 \text{ kg/mq vento su falda in aspirazione}$$



CCE 6-Vento X con 1 falde in aspirazione. Capannone aperto

Faccia sopravento su sola parte tamponata:

$$h/d = 0.43$$

$$c_{pe} = 0.7 + 0.1h/d = 0.74$$

$$c_{pi} = 0.75 * c_{pe}$$

$$c_p = c_{pe} + c_{pi} = 0.74 + 0.75 * 0.74 = 1.30$$

$q_v = 75 \times 1.30 = 98$ kg/mq vento sulla sola parte tamponata della parete sopravento

Faccia sottovento:

$$h/d = 0.43$$

$$c_{pe} = -0.3 - 0.2h/d = -0.39$$

$$c_{pi} = 0.75 * c_{pe}$$

$$c_p = c_{pe} + c_{pi} = 0.39 + 0.75 * 0.80 = 1.00$$

$q_v = 75 \times 1.00 = 75$ kg/mq vento su parete sottovento

Faccia laterale:

$$h/d = 0.43$$

$$c_{pe} = -0.5 - 0.8h/d = -0.84$$

$q_v = 75 \times 0.84 = 63$ kg/mq vento su parete laterale

Copertura (angolo di inclinazione $\alpha=13^\circ$)

Caso 1: Vento trasversale

Falda sopravento

$$c_{pe} = -1.0 + (\alpha + 15)/75 = -0.63 \text{ aspirazione Tabella C3.3.V}$$

$$c_{pi} = 0.75 * c_{pe}$$

$$c_p = c_{pe} + c_{pi} = 0.63 + 0.75 * 0.63 = 1.10$$

$q_v = 75 \times 1.10 = 82$ kg/mq vento su falda in compressione

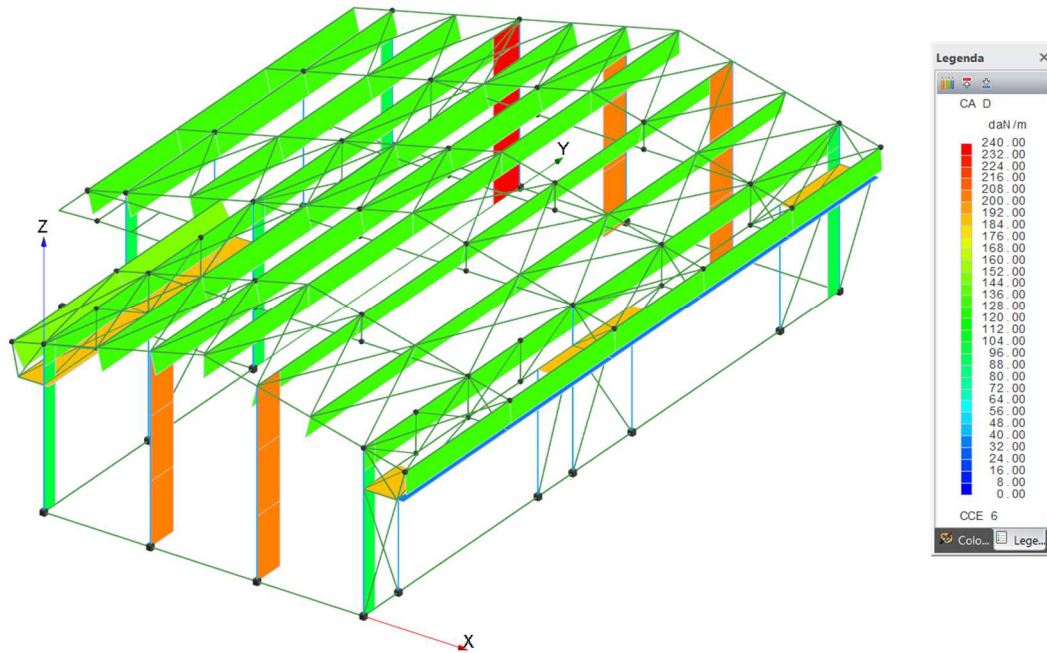
Falda sottovento

$$c_{pe} = -0.6 \text{ aspirazione Tabella C3.3.IX}$$

$$c_{pi} = 0.75 * c_{pe}$$

$$c_p = c_{pe} + c_{pi} = 0.6 + 0.75 * 0.6 = 1.05$$

$q_v = 75 \times 1.05 = 79$ kg/mq vento su falda in compressione



CCE 7-Vento Y longitudinale

Faccia sopravento e veletta:

$h/d = 0.43$

$c_{pe} = 0.7 + 0.1h/d = 0.74$

$qv = 75 \times 0.74 = 56 \text{ kg/mq}$ vento su parete sopravento

Faccia sottovento e veletta:

$h/d = 0.43$

$c_{pe} = -0.3 - 0.2h/d = -0.39$

$qv = 75 \times 0.39 = 29 \text{ kg/mq}$ vento su parete sottovento

Faccia laterale:

$h/d = 0.43$

$c_{pe} = -0.5 - 0.8h/d = -0.84$

$qv = 75 \times 0.84 = 63 \text{ kg/mq}$ vento su parete laterale

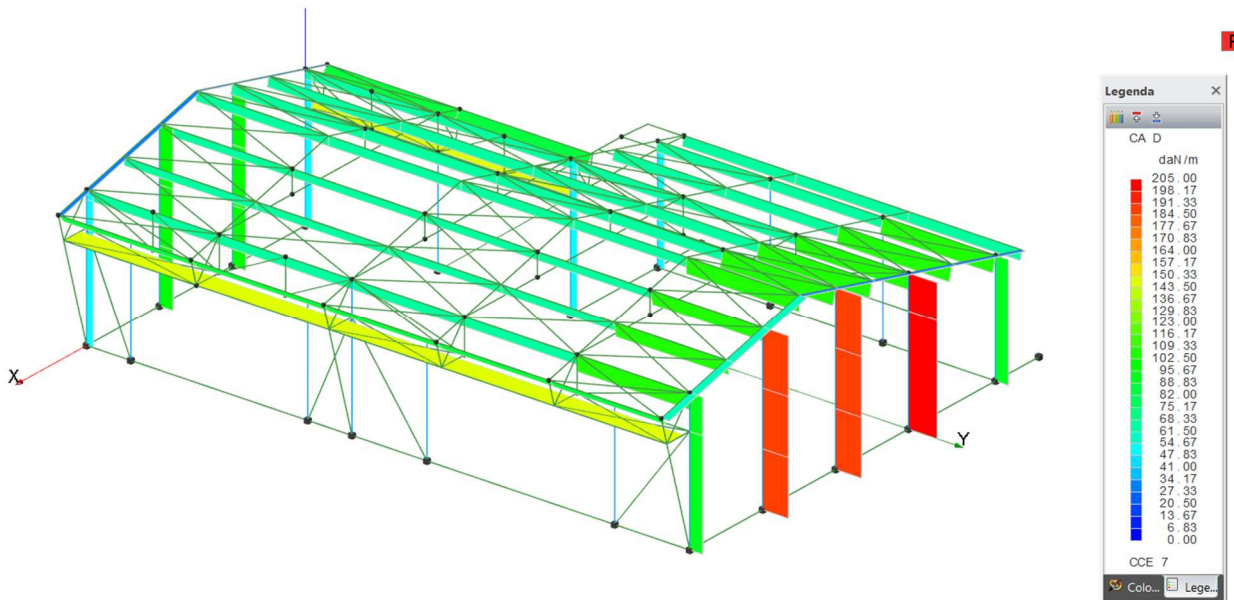
Copertura (angolo di inclinazione $\alpha=13^\circ$)

Caso 2: Vento longitudinale

$c_{pe} = -0.8 - \alpha/150 = -0.88$ aspirazione Tabella C3.3.X su fascia sopravento min (14.00/2=7.00m;6m)

$c_{pe} = -0.5$ aspirazione Tabella C3.3.X (su resto della copertura)

$qv = 75 \times 0.5 = 38 \text{ kg/mq}$ vento in aspirazione



3.6.2 Parametri di calcolo

La modellazione della struttura e la rielaborazione dei risultati del calcolo sono stati effettuati con: ModeSt ver. 8.22, prodotto da Tecnisoft s.a.s. - Prato

La struttura è stata calcolata utilizzando come solutore agli elementi finiti: Xfinest ver. 2019, prodotto da Ce.A.S. S.r.l. - Milano

Tipo di normativa: stati limite D.M. 18
 Tipo di calcolo: analisi sismica dinamica
 Vincoli esterni: Considera sempre vincoli assegnati in modellazione
 Schematizzazione piani rigidi: nessun impalcato rigido
 Modalità di recupero masse secondarie: mantenere sul nodo masse e forze relative

Generazione combinazioni

- Lineari: Sì
- Valuta spostamenti e non sollecitazioni: No
- Buckling: No

Opzioni di calcolo

- Sono state considerate infinitamente rigide le zone di connessione fra travi, pilastri ed elementi bidimensionali con una riduzione del 20%
- Calcolo con offset rigidi dai nodi: No
- Uniformare i carichi variabili: No
- Massimizzare i carichi variabili: No
- Recupero carichi zone rigide: taglio e momento flettente
- Modalità di combinazione momento torcente: disaccoppiare le azioni

Opzioni del solutore

- Tipo di elemento bidimensionale: QF46
- Calcolo sforzo nei nodi: No
- Trascura deformabilità a taglio delle aste: No
- Analisi dinamica con metodo di Lanczos: Sì
- Check sequenza di Sturm: Sì
- Analisi non lineare con Newton modificato: No
- Usa formulazione secante per buckling: No
- Trascura buckling torsionale: No

Dati struttura

- Sito di costruzione: Via Guglielmo Marconi, 20, 30020 Annone Veneto VE, Italia LON. 12.68120 LAT. 45.79290
Contenuto tra ID reticolo: 11200 11199 10978 10977

Simbologia

TCC = Tipo di combinazione di carico
 SLU = Stato limite ultimo
 SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente

SLD = Stato limite di danno
 SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
 SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
 SLO = Stato limite di operatività
 SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
 SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)

T_R = Periodo di ritorno <anni>
 A_g = Accelerazione orizzontale massima al sito
 F_o = Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
 T_{c^*} = Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale <sec>
 S_s = Coefficiente di amplificazione stratigrafica
 C_c = Coefficiente funzione della categoria del suolo

TC	T_R	A_g	F_o	T_{c^*}	S_s	C_c
SLD	75	0.0590	2.51	0.29	1.50	1.59
SLV	712	0.1444	2.54	0.37	1.48	1.46

- Edificio esistente: No
- Tipo di opera: Opera ordinaria
- Vita nominale V_N : 50.00
- Classe d'uso: Classe III
- SL Esercizio: SLOPvr No, SLDPvr 63.00
- SL Ultimi: SLVPvr 10.00, SLCPvr No
- Struttura dissipativa: No
- Quota di riferimento: 0.00 <m>
- Quota max della struttura: 6.09 <m>
- Altezza della struttura: 6.09 <m>
- Numero piani edificio: 0
- Coefficiente θ : 0.00
- Edificio regolare in altezza: No
- Edificio regolare in pianta: No
- Forze orizzontali convenzionali per stati limite non sismici: No
- Genera stati limite per verifiche di resistenza al fuoco: No

Dati di calcolo

- Categoria del suolo di fondazione: C
- Tipologia strutturale: si adotta comportamento strutturale non dissipativo. $q=1$

Periodo T_1	0.46125
Coeff. λ SLD	1.00
Coeff. λ SLV	1.00
Rapporto di sovrarresistenza (α_w/α_t)	1.15
Valore di riferimento del fattore di comportamento (q_0)	3.45
Fattore riduttivo (K_w)	1.00
Fattore riduttivo regolarità in altezza (K_R)	0.80
Fattore di comportamento dissipativo (q)	2.76
Fattore di comportamento non dissipativo (q_{ND})	1.00
Fattore di comportamento per SLD (q_D)	1.00

- Categoria topografica: T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
- Coeff. amplificazione topografica S_T : 1.00
- Fattore di comportamento per sisma verticale (q_v): 1.50
- Modalità di calcolo modi di vibrare: Autovalori
- Numero modi: 4
- Modi da considerare: Tutti i modi calcolati
- Smorzamento spettro: 5.00%

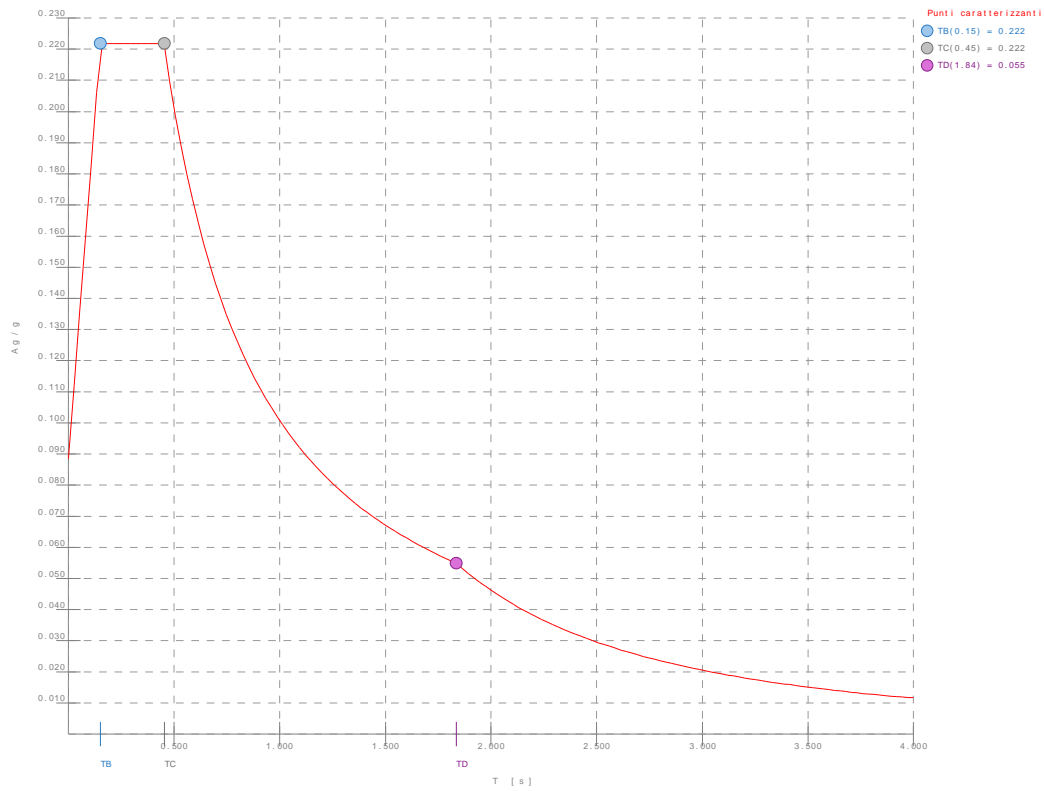


Figura numero 1: Spettro SLD

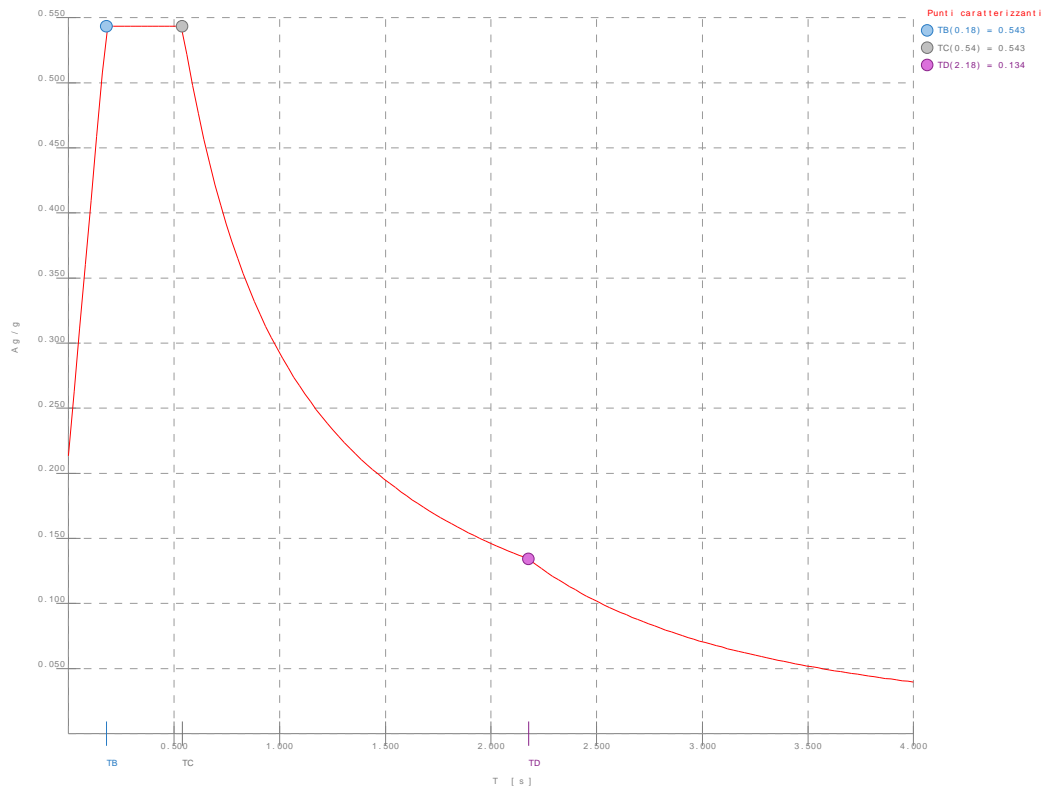


Figura numero 2: Spettro SND

- Angolo di ingresso del sisma: 0.00 <grad>

Ambienti di carico

Simbologia

- N = Numero
- Comm. = Commento
- 1 = pp
- 2 = qpn
- 3 = neve
- 4 = vento trasversale comp+aspr con capannone chiuso
- 5 = vento trasversale aspirazione con capannone chiuso
- 6 = vento trasversale aspirazione con lato capannone aperto
- 7 = vento longitudinale
- F = azioni orizzontali convenzionali
- SLU = Stato limite ultimo
- SLR = Stato limite per combinazioni rare
- SLF = Stato limite per combinazioni frequenti
- SLQ/D = Stato limite per combinazioni quasi permanenti o di danno
- S = Si
- N = No

N	Comm.	1	2	3	4	5	6	7	S	SLU	SLR	SLF	SLQ
1	Calcolo sismico	S	S	S	S	S	S	S	S	S	N	N	N
2	Calcolo statico	S	S	S	S	S	S	N	S	S	S	S	S

Elenco combinazioni di carico simboliche

Simbologia

- CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
- Comm. = Commento
- TCC = Tipo di combinazione di carico
- SLU = Stato limite ultimo
- SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
- SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
- SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
- SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
- SLD = Stato limite di danno
- SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
- SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
- SLO = Stato limite di operatività
- SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
- SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)

C	Comm.	TCC	1	2	3	4	5	6	7	±S
1	Amb. 1 (Sisma)	SLU S	1	1	ψ ₂	ψ ₂	ψ ₂	ψ ₂	ψ ₂	1
2	Amb. 2 (SLU)	SLU	γ max	γ max	γ max	γ max	γ max	γ max	γ max	-----
3	Amb. 2 (SLE R)	SLE R	1	1	1	1	1	1	1	-----
4	Amb. 2 (SLE F)	SLE F	1	1	ψ ₁	ψ ₁	ψ ₁	ψ ₁	ψ ₁	-----
5	Amb. 2 (SLE Q)	SLE Q	1	1	ψ ₂	ψ ₂	ψ ₂	ψ ₂	ψ ₂	-----

Genera le combinazioni con un solo carico di tipo variabile come di base: No

Considera sollecitazioni dinamiche con segno dei modi principali: No

Combinazioni delle CCE

Simbologia

- CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
- Comm. = Commento
- TCC = Tipo di combinazione di carico
- SLU = Stato limite ultimo
- SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
- SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
- SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
- SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
- SLD = Stato limite di danno
- SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
- SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
- SLO = Stato limite di operatività
- SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
- SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)
- An. = Tipo di analisi
- L = Lineare
- NL = Non lineare
- Bk = Buckling
- S = Si
- N = No

C	Comm.	TCC	An.	Bk	1	2	3	4	5	6	7	±S X	±S Y
1	Amb. 1 (SLU S) S +X+0.3Y	SND	L	N	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.30
2	Amb. 1 (SLE) S +X+0.3Y	SLD	L	N	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.30
3	Amb. 1 (SLU S) S +X-0.3Y	SND	L	N	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-0.30

2	*	0.33	37.77	1.42	22.06	0.00	0.08	18.64	0.00	0.00
3	*	0.24	40.60	-2.27	42.08	0.00	0.20	67.83	0.00	0.00
4	*	0.16	46.98	-1.29	-14.50	0.00	0.06	8.05	0.00	0.00
Tot.cons.							98.86	94.55	0.00	0.00

Elenco coefficienti di risposta

Simbologia

Modo = Numero del modo di vibrare

Sx = Coefficiente di risposta (moltiplicato per 100) in dir. X

Sy = Coefficiente di risposta (moltiplicato per 100) in dir. Y

Stato limite di danno

Modo	Sx	Sy
1	21.83	21.83
2	22.18	22.18
3	22.18	22.18
4	22.18	22.18

Stato limite di salvaguardia della vita

Modo	Sx	Sy
1	19.68	19.68
2	19.68	19.68
3	19.68	19.68
4	19.85	19.85

3.6.3 Verifica aste in acciaio

Si riportano le verifiche delle colonne, dei traversi, dei controventi di falda.

Le verifiche delle membrature e dei collegamenti vengono eseguite agli SLU e SLE in accordo con le regole del cap. 4.2 delle N.T.C. 17/01/2018; non vengono rispettate le disposizioni del cap. 7 relative la gerarchia delle resistenze e la duttilità della struttura nei confronti dell'azione sismica in quanto la progettazione è stata eseguita, come descritto precedentemente, assumendo un fattore di struttura $q=1$ e quindi attribuendo alla struttura un comportamento strutturale non dissipativo.

3.6.4 Verifica aste con confronto codici di calcolo e metodi tradizionali

Simbologia

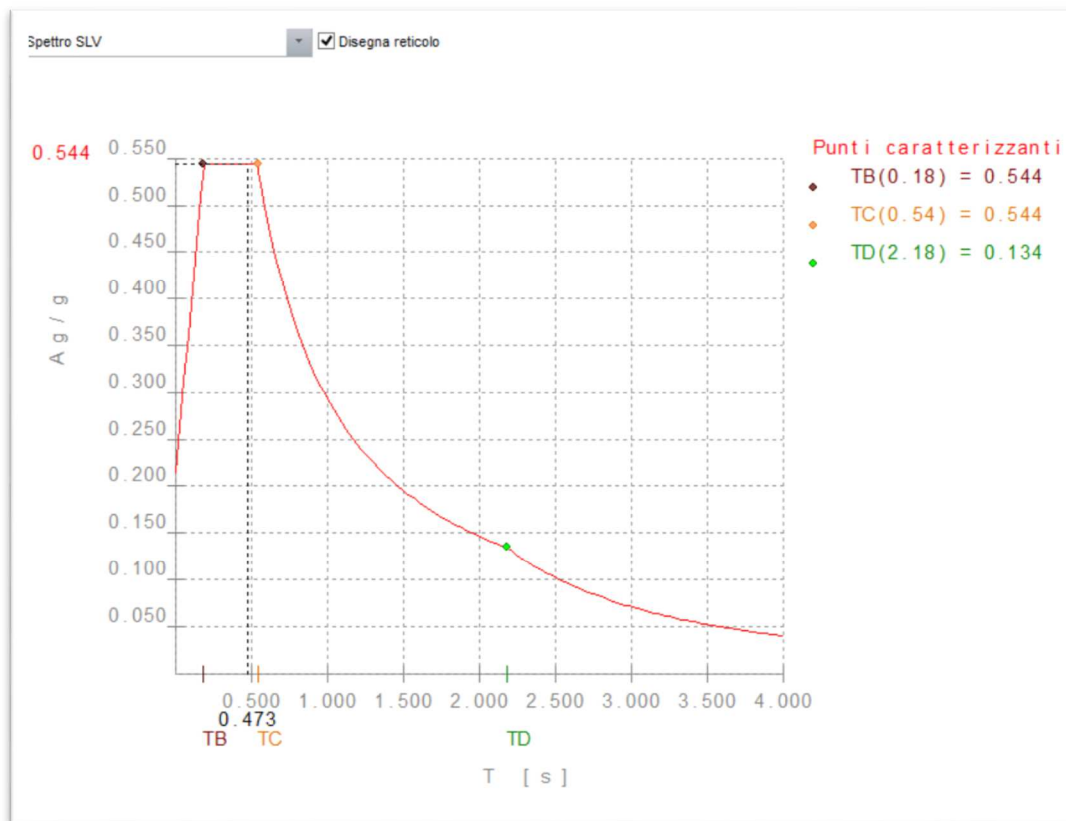
Sez.	=	Numero della sezione
Cod.	=	Codice
Tipo	=	Tipologia
		2C = Doppia C lato labbri
		2Cdx = Doppia C lato costola
		2I = Doppia I
		2L = Doppia L lato labbri
		2Ldx = Doppia L lato costole
		C = C
		Cdx = C destra
		Cir. = Circolare
		Cir.c = Circolare cava
		I = I
		L = L
		Ldx = L destra
		Om. = Omega
		Pg = Pi greco
		Pr = Poligono regolare
		Prc = Poligono regolare cavo
		Pc = Per coordinate
		Ia = Inerzie assegnate
		R = Rettangolare
		Rc = Rettangolare cava
		T = T
		U = U
		Ur = U rovescia
		V = V
		Vr = V rovescia
		Z = Z
		Zdx = Z destra
		Ts = T stondata
		Ls = L stondata
		Cs = C stondata
		Is = I stondata
		Dis. = Disegnata
D	<cm>	= Distanza
Area	<cmq>	= Area

Anet	<cmq>	= Area netta per compressione
Aeff	<cmq>	= Area effettiva per trazione
Jy	<cm4>	= Momento d'inerzia rispetto all'asse Y
Jz	<cm4>	= Momento d'inerzia rispetto all'asse Z
Iy	<cm>	= Raggio giratorio d'inerzia rispetto all'asse Y
Iz	<cm>	= Raggio giratorio d'inerzia rispetto all'asse Z
Wymin	<cmc>	= Modulo di resistenza minimo rispetto all'asse Y
Wzmin	<cmc>	= Modulo di resistenza minimo rispetto all'asse Z
Wy,plas	<cmc>	= Modulo di resistenza plastico intorno all'asse Y
Wz,plas	<cmc>	= Modulo di resistenza plastico intorno all'asse Z
Atag,y	<cmq>	= Area resistente a taglio in dir. Y
Atag,z	<cmq>	= Area resistente a taglio in dir. Z
J ω	<cm6>	= Costante di ingobbamento
L _{cr}	<m>	= Lunghezza di libera inflessione laterale fra ritegni torsionali
α -imp		= Coefficiente di imperfezione
k _c		= Coeff. di correzione momento flettente per stabilità laterale membrature inflesse
ψ		= Coeff. di correzione momento critico per stabilità laterale membrature inflesse
M _{cr}	<daNm>	= Momento critico per instabilità flesso torsionale
λ_{LT}		= Coefficiente di imperfezione per stabilità laterale membrature inflesse
$\lambda_{LT,0}$		= Coefficiente di imperfezione di confronto per stabilità laterale membrature inflesse
β_{LT}		= Coefficiente per calcolo Φ_{LT}
Φ_{LT}		= Coefficiente Φ per stabilità laterale membrature inflesse
f		= Fattore di modifica per il coefficiente di riduzione
χ_{LT}		= Coefficiente di riduzione per stabilità laterale membrature inflesse
My,Ed	<daNm>	= Momento flettente di calcolo intorno all'asse Y
My,b,Rd	<daNm>	= Resistenza di calcolo a flessione ridotta per stabilità laterale membrature inflesse
CC		= Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
N,Ed	<daN>	= Forza assiale di calcolo
Mz,Ed	<daNm>	= Momento flettente di calcolo intorno all'asse Z
Nc,Rd	<daN>	= Resistenza a compressione
My,c,Rd	<daNm>	= Resistenza di calcolo a flessione intorno all'asse Y
Mz,c,Rd	<daNm>	= Resistenza di calcolo a flessione intorno all'asse Z
L		= lunghezza dell'asta
$\alpha_{my}, \alpha_{mz}, \alpha_{LT}$		= Coefficienti correttivi per il momento flettente
λ_y		= Snellezza per inflessione intorno all'asse y(c)
N _{cr,y}	<daN>	= Sforzo normale critico euleriano per inflessione intorno all'asse y(c)
λ^*_y		= Snellezza adimensionale per inflessione intorno all'asse y(c)
Curva		= Curva di instabilità adottata
Φ_y		= Coefficiente Φ per inflessione intorno all'asse y(c)
χ_y		= Coefficiente χ di riduzione per instabilità intorno all'asse y(c)
λ_z		= Snellezza per inflessione intorno all'asse z(e)
N _{cr,z}	<daN>	= Sforzo normale critico euleriano per inflessione intorno all'asse z(e)
λ^*_z		= Snellezza adimensionale per inflessione intorno all'asse z(e)
Φ_z		= Coefficiente Φ per inflessione intorno all'asse z(e)
χ_z		= Coefficiente χ di riduzione per instabilità intorno all'asse z(e)
K _{yy} , K _{yz} , K _{zy} ,		= Coefficienti di interazione
K _{zz}		
XI	<m>	= Coordinata progressiva (dal nodo iniziale dell'asta) in cui viene effettuato il progetto/verifica
N	<daN>	= Sforzo normale
T _Z	<daN>	= Taglio in dir. Z
My	<daNm>	= Momento flettente intorno all'asse Y
T _Y	<daN>	= Taglio in dir. Y
Mz	<daNm>	= Momento flettente intorno all'asse Z
σ_N	<daN/cm ² >	= Tensione normale per sforzo normale
σ_M	<daN/cm ² >	= Tensione normale per momento flettente
τ	<daN/cm ² >	= Tensione tangenziale per taglio e/o torsione
$\sigma_{ID,max}$	<daN/cm ² >	= Tensione ideale massima
M _X	<daNm>	= Momento torcente intorno all'asse X
V _{Ed,G}	<daN>	= Forza di taglio per azioni non sismiche
V _{Ed,M}	<daN>	= Forza di taglio dovuta all'applicazione dei momenti resistenti
V _{Ed}	<daN>	= Forza di taglio di calcolo
V _{c,Rd,Red}	<daN>	= Resistenza a taglio ridotta
MN _{z,c,Rd}	<daNm>	= Resistenza di calcolo a pressoflessione intorno all'asse Z
MN _{y,c,Rd}	<daNm>	= Resistenza di calcolo a pressoflessione intorno all'asse Y
α		= Esponente sfruttamento per flessione retta intorno all'asse y
β		= Esponente sfruttamento per flessione retta intorno all'asse z
V _{c,Rd}	<daN>	= Resistenza a taglio
M _{zeq,Ed}	<daNm>	= Valore equivalente del momento flettente intorno all'asse Z
A _{rid}	<cmq>	= Area ridotta per sezione in classe 4
W _{z,rid}	<cmc>	= Modulo di resistenza intorno all'asse Z ridotto, per sezione in classe 4
e _{N,y}	<cm>	= Distanza del baricentro della sezione efficace dal baricentro sezione effettiva in dir. Y, per sezione in classe 4
$\Delta M_{z,Ed}$	<daNm>	= Momento intorno all'asse Z della forza normale rispetto al baricentro della sezione efficace
e _{N,z}	<cm>	= Distanza del baricentro della sezione efficace dal baricentro sezione effettiva in dir. Z, per sezione in classe 4
$\Delta M_{y,Ed}$	<daNm>	= Momento intorno all'asse Y della forza normale rispetto al baricentro della sezione efficace
W _{y,rid}	<cmc>	= Modulo di resistenza intorno all'asse Y ridotto, per sezione in classe 4
σ_{max}	<daN/cm ² >	= Tensione normale massima
τ_{max}	<daN/cm ² >	= Tensione tangenziale massima
M _{yeq,Ed}	<daNm>	= Valore equivalente del momento flettente intorno all'asse Y
f _{Z,L}	<cm>	= Freccia in direzione Z locale
f _{Z,G}	<cm>	= Freccia in direzione Z globale
δ	<cm>	= Spostamento relativo asta

3.6.5 Verifica colonne TU-220*200*6.3: confronto metodo manuale-risultati codici di calcolo

Analisi sismica:

Si stima, per verificare la bontà dei risultati ottenuti dal modello di calcolo, il taglio sismico in direzione X alla base:



Metodo tradizionale

$F_h = a_g \cdot \text{media } W \cdot \lambda / g = a_g \cdot \text{media } W \text{ TAGLIANTE SULLE COLONNE}$

W - analisi dei carichi:

- | | | |
|----------------------------------|---|-----------------|
| • Peso struttura acciaio | → | 48 kg/mq |
| • Peso pannello + controsoffitto | → | 32 kg/mq |
| TOTALE | | 80 kg/mq |

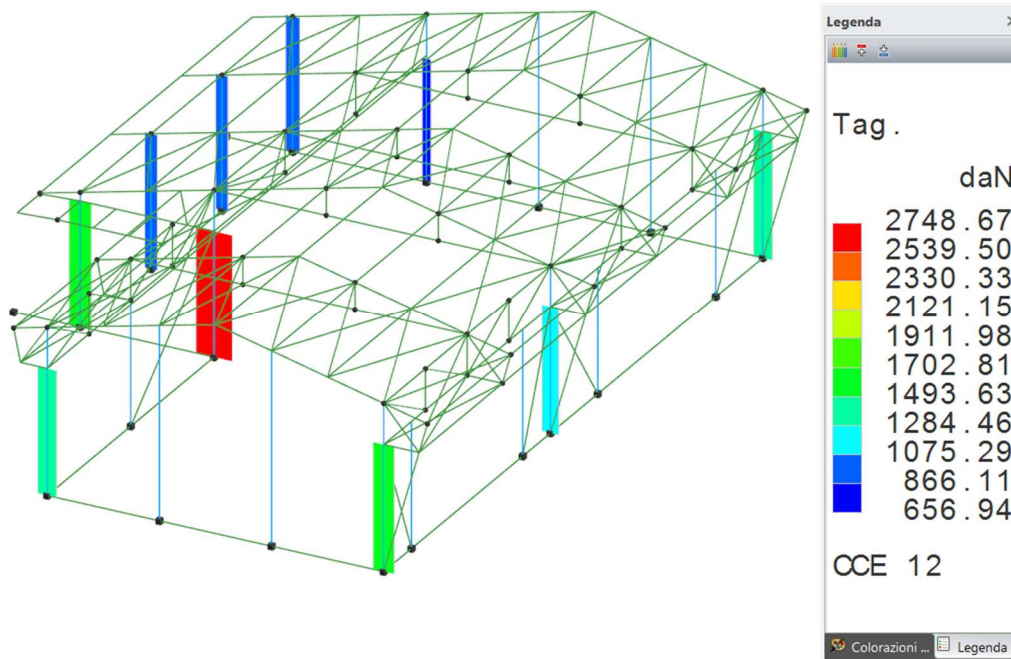
Il peso sismico sarà quindi pari a:

$$W_{\text{tot}} = 80 \text{ kg/mq} \cdot A_{\text{totale}} = 80 \text{ kg/mq} \cdot 310 \text{ mq} = 24800 \text{ kg}$$

Il tagliante sismico alla base delle colonne sarà quindi pari a:

$$F_{h\text{TOTALE}} = 0.544 \text{ g} \cdot W_{\text{tot}} \cdot \lambda / g = 0.544 \cdot 24800 = 13490 \text{ kg TAGLIO SISMICO TOTALE ALLA BASE}$$

Risultati di calcolo



Taglio sulle colonne per sisma in direzione X

La somma dei taglianti sismici alla base delle colonne per sisma in direzione x ricavati dal modello di calcolo

$T_{tot}=1425+1580+1250+1435+650+1060+930+930+1700+2750=13710\text{kg}$ e' confrontabile con il taglio atteso $Fh\text{-tot}=13490\text{kg}$

Verificata la bontà dei risultati ottenuti dal modello di calcolo si procede con la verifica delle colonne e di tutte le aste:

3.6.5.1 Verifica Colonna TU-220*220*6.3 S235JR

Caratteristiche profilati utilizzati

Sez.	Cod.	Tipo	D <cm>	Area <cmq>	Anet <cmq>	Aeff <cmq>	Jy <cm4>	Jz <cm4>	Iy <cm>	Iz <cm>	Wymin <cm>	Wzmin <cm>	Tp	Fyk <daN/cmq>	Fyt <daN/cmq>
1Rc	22x22x0.63 P	Rc	--	53.85	53.85	53.85	4102.42	4102.42	8.73	8.73	372.95	372.95	S235H UNI EN 10210-1	2350.00	3600.00

Caratteristiche profilati utilizzati

Sez.	Cod.	Wy,plas <cm>	Wz,plas <cm>	Atag,y <cmq>	Atag,z <cmq>	JØ <cm6>
1Rc	22x22x0.63 P	431.69	431.69	26.93	26.93	

Asta n. 17 (17 -23) Sez. 1 Rc 22x22x0.63 P Crit. 1

- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 1 SND $X_l=0.00$ - Classe 3
 Sollecitazioni: $N=-6047.32$ $T_x=-2890.05$ $M_y=-6351.42$ $T_y=-429.51$ $M_z=-485.62$ $M_x=15.92$
 Tensioni: $\sigma_N=-112.29$ $\sigma_{m,d}=-1833.24$ $\tau=2.77$ $\sigma_{max}=-1945.54$ (sfrut=0.87)
 Tensioni: $\sigma_N=-112.29$ $\sigma_{m,d}=122.75$ $\tau=123.45$ $\tau_{max}=123.45$ (sfrut=0.10)
 Tensioni: $\sigma_N=-112.29$ $\sigma_{m,d}=-1833.24$ $\tau=2.77$ $\tau_{ID,max}=1945.54$ (sfrut=0.87)

Asta n. 1 (1 -10) Sez. 1 Rc 22x22x0.63 P Crit. 1

- Verifica a taglio e torsione dir. Y [4.2.25] - CC 15 SLU $X_l=3.70$ - Classe 1
 Sollecitazioni: $T_y=-306.02$ $M_x=25.65$
 $V,Ed=-306.02$ $V_c,Rd,Red=34674.10$ $V,Ed/V_c,Rd,Red=0.01$
 - Verifica a taglio e torsione dir. Z [4.2.25] - CC 15 SLU $X_l=3.70$ - Classe 1
 Sollecitazioni: $T_z=-1275.84$ $M_x=25.65$
 $V,Ed=-1275.84$ $V_c,Rd,Red=34674.10$ $V,Ed/V_c,Rd,Red=0.04$

Asta n. 17 (17 -23) Sez. 1 Rc 22x22x0.63 P Crit. 1

- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 15 SLU $X_l=0.00$ - Classe 3
 Sollecitazioni: $N=-5046.68$ $T_x=-2382.25$ $M_y=-5254.84$ $T_y=507.49$ $M_z=-423.35$ $M_x=2.61$
 Tensioni: $\sigma_N=-93.71$ $\sigma_{m,d}=-1522.52$ $\tau=0.45$ $\sigma_{max}=-1616.23$ (sfrut=0.72)

Tensioni: $\sigma_N = -93.71$ $\sigma_{m,d} = 107.01$ $\tau = 99.93$ $\tau_{max} = 99.93$ (sfrut=0.08)
 Tensioni: $\sigma_N = -93.71$ $\sigma_{m,d} = -1522.52$ $\tau = 0.45$ $\sigma_{TD,max} = 1616.23$ (sfrut=0.72)

- Verifica di stabilità aste presso-inflesse (C4.2.4.1.3.3.2) - CC 1 SND - Classe 3
 Sollecitazioni: N, Ed = -6047.32 My, Ed = -6351.42 Mz, Ed = -1219.67 L = 3.70
 $\alpha_{my}, \alpha_{mz}, \alpha_{LT} = 0.90, 0.90, 0.90$
 $\lambda_y = 112.34$ Ncr,y = 88443.10 $\lambda'_y = 1.20$ Curva a: $\Phi_y = 1.32$ $\chi_y = 0.53$
 $\lambda_z = 42.39$ Ncr,z = 621092.00 $\lambda'_z = 0.45$ Curva a: $\Phi_z = 0.63$ $\chi_z = 0.94$
 Kyy, Kyz, Kzy, Kzz = 0.95, 0.91, 0.76, 0.91
 Verifica YY: $0.09 + 0.72 + 0.13 = 0.95$
 Verifica ZZ: $0.05 + 0.58 + 0.13 = 0.77$

3.6.6 Verifica capriata

Andiamo a verificare le sollecitazioni di compressione/trazione sulle briglie della reticolare agli SLU nella condizione di carico CCE 9 con sola neve per 1.5.

Metodo tradizionale

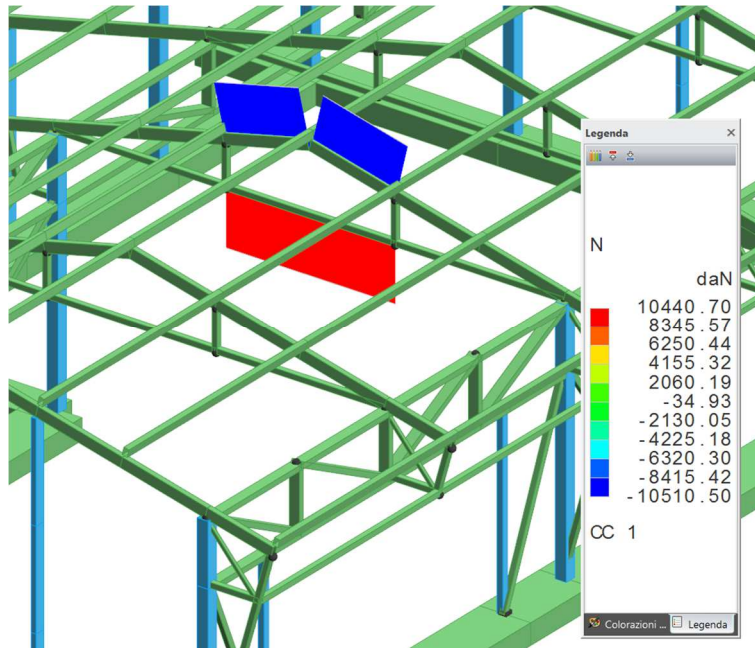
$Q = 35 \text{ kg/mq}$ (peso proprio+ arcarecci) x 1.3 + 32kg/mq (pannello copertura+controsoffitto/impianti) x 1.5+ 86 kg/mq (neve) x 1.5 = 222kg/mq

$q = 220 \text{ kg/mq}$ x 4.40m (interasse capriate) = 970kg/m

$M = q \times l^2/8 = 970 \times 10.00^2/8 = 11125 \text{ kg}\cdot\text{m}$

$N_{max} = M/h_{banchina} = 11125/1.19 = 10190 \text{ kg}$

Risultati di calcolo



Gli ordini di grandezza coincidono, si procede quindi con le verifiche.

3.6.6.1 Verifica briglia superiore della capriata TU-200*100*6.3 S235JR

Caratteristiche profilati utilizzati

Sez.	Cod.	Tipo	D <cm>	Area <cmq>	Anet <cmq>	Aeff <cmq>	Jy <cm4>	Jz <cm4>	Iy <cm>	Iz <cm>	Wymin <cm>	Wzmin <cm>	Tp	Fyk <daN/cm>	Fyt <daN/cm>
2Rc	10x20x0.63	T Rc	--	36.21	36.21	36.21	1873.32	624.05	7.19	4.15	187.33	124.81	S235H UNI EN 10210-1	2350.00	3600.00

Caratteristiche profilati utilizzati

Sez.	Cod.	Wy, plas <cm>	Wz, plas <cm>	Atag, y <cmq>	Atag, z <cmq>	Jw <cm6>
2Rc	10x20x0.63	T	232.66	142.12	12.07	24.14

Asta n. 804 (215 416) Sez. 2 Rc 10x20x0.63 T Crit. 2

- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 1 SND Xl=1.13 - Classe 3
 Sollecitazioni: N=9778.78 $T_z = -2162.62$ $M_y = 2436.34$ $T_y = -110.49$ $M_z = 83.14$ $M_x = -69.60$

Tensioni: $\sigma_N=270.04$ $\sigma_{m,d}=1367.16$ $\tau=30.43$ $\sigma_{max}=1637.20$ (sfrut=0.73)
 Tensioni: $\sigma_N=270.04$ $\sigma_{m,d}=58.22$ $\tau=137.02$ $\tau_{max}=137.02$ (sfrut=0.11)
 Tensioni: $\sigma_N=270.04$ $\sigma_{m,d}=1367.16$ $\tau=30.43$ $\sigma_{ID,max}=1638.05$ (sfrut=0.73)

Asta n. 707 (-8 433) Sez. 2 Rc 10x20x0.63 T Crit. 2

 - Verifica a taglio dir. Y [4.2.16] - CC 9 SLU Xl=0.10 - Classe 1
 Sollecitazioni: $T_y=5.35$
 $V_{,Ed}=5.35$ $V_{c,Rd}=15597.90$ $V_{,Ed}/V_{c,Rd}=0.00$

- Verifica a taglio dir. Z [4.2.16] - CC 9 SLU Xl=0.10 - Classe 1
 Sollecitazioni: $T_z=-692.12$
 $V_{,Ed}=-692.12$ $V_{c,Rd}=31195.90$ $V_{,Ed}/V_{c,Rd}=0.02$

Asta n. 874 (-47 720) Sez. 2 Rc 10x20x0.63 T Crit. 2

 - Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 9 SLU Xl=1.61 - Classe 3
 Sollecitazioni: $N=-12103.90$ $T_z=-1804.31$ $M_y=2102.82$ $T_y=-91.09$ $M_z=-101.80$ $M_x=-24.07$
 Tensioni: $\sigma_N=-334.25$ $\sigma_{m,d}=-1204.07$ $\tau=10.52$ $\sigma_{max}=-1538.31$ (sfrut=0.69)
 Tensioni: $\sigma_N=-334.25$ $\sigma_{m,d}=-71.28$ $\tau=99.45$ $\tau_{max}=99.45$ (sfrut=0.08)
 Tensioni: $\sigma_N=-334.25$ $\sigma_{m,d}=-1204.07$ $\tau=10.52$ $\sigma_{ID,max}=1538.42$ (sfrut=0.69)

Asta n. 804 (215 416) Sez. 2 Rc 10x20x0.63 T Crit. 2

 - Verifica di stabilità aste presso-inflesse (C4.2.4.1.3.3.2) - CC 1 SND - Classe 3
 Sollecitazioni: $N_{,Ed}=-9087.10$ $M_{y,Ed}=2436.34$ $M_{z,Ed}=125.21$ $L=1.23$
 α_{my} , α_{mz} , $\alpha_{LT}=0.95$, 0.95 , 0.95
 $\lambda_{y^*}=34.30$ $N_{cr,y}=637939.00$ $\lambda_{y^*}^*=0.37$ Curva a: $\Phi_y=0.58$ $\chi_y=0.96$
 $\lambda_{z^*}=29.71$ $N_{cr,z}=850062.00$ $\lambda_{z^*}^*=0.32$ Curva a: $\Phi_z=0.56$ $\chi_z=0.97$
 K_{yy} , K_{yz} , K_{zy} , $K_{zz}=0.97$, 0.97 , 0.78 , 0.97
 Verifica YY: $0.11+0.57+0.04=0.72$
 Verifica ZZ: $0.11+0.45+0.04=0.61$

3.6.6.2 Verifica catena capriata TU-100*100*4.0 S235JR

Caratteristiche profilati utilizzati

Sez.	Cod.	Tipo	D <cm>	Area <cmq>	Anet <cmq>	Aeff <cmq>	Jy <cm4>	Jz <cm4>	Iy <cm>	Iz <cm>	Wymin <cmq>	Wzmin <cmq>	Tp	Fyk <daN/cmq>	Fyt <daN/cmq>
5Rc	10x10x0.4 T	Rc	--	15.36	15.36	15.36	236.34	236.34	3.92	3.92	47.27	47.27	S235H UNI EN 10210-1	2350.00	3600.00

Caratteristiche profilati utilizzati

Sez.	Cod.	Wy,plas <cmq>	Wz,plas <cmq>	Atag,y <cmq>	Atag,z <cmq>	J0 <cm6>
5Rc	10x10x0.4 T	55.33	55.33	7.68	7.68	

Asta n. 774 (718 719) Sez. 5 Rc 10x10x0.4 T Crit. 5

 - Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 1 SND Xl=3.33 - Classe 3
 Sollecitazioni: $N=3679.49$ $T_z=-110.36$ $M_y=155.05$ $T_y=5.12$ $M_z=10.92$ $M_x=-3.35$
 Tensioni: $\sigma_N=239.55$ $\sigma_{m,d}=351.13$ $\tau=4.54$ $\sigma_{max}=590.68$ (sfrut=0.26)
 Tensioni: $\sigma_N=239.55$ $\sigma_{m,d}=21.26$ $\tau=20.69$ $\tau_{max}=20.69$ (sfrut=0.02)
 Tensioni: $\sigma_N=239.55$ $\sigma_{m,d}=351.13$ $\tau=4.54$ $\sigma_{ID,max}=590.73$ (sfrut=0.26)

Asta n. 705 (722 725) Sez. 5 Rc 10x10x0.4 T Crit. 5

 - Verifica a taglio e torsione dir. Z [4.2.25] - CC 9 SLU Xl=0.00 - Classe 1
 Sollecitazioni: $T_z=32.91$ $M_x=3.90$
 $V_{,Ed}=32.91$ $V_{c,Rd,Red}=9883.47$ $V_{,Ed}/V_{c,Rd,Red}=0.00$

Asta n. 774 (718 719) Sez. 5 Rc 10x10x0.4 T Crit. 5

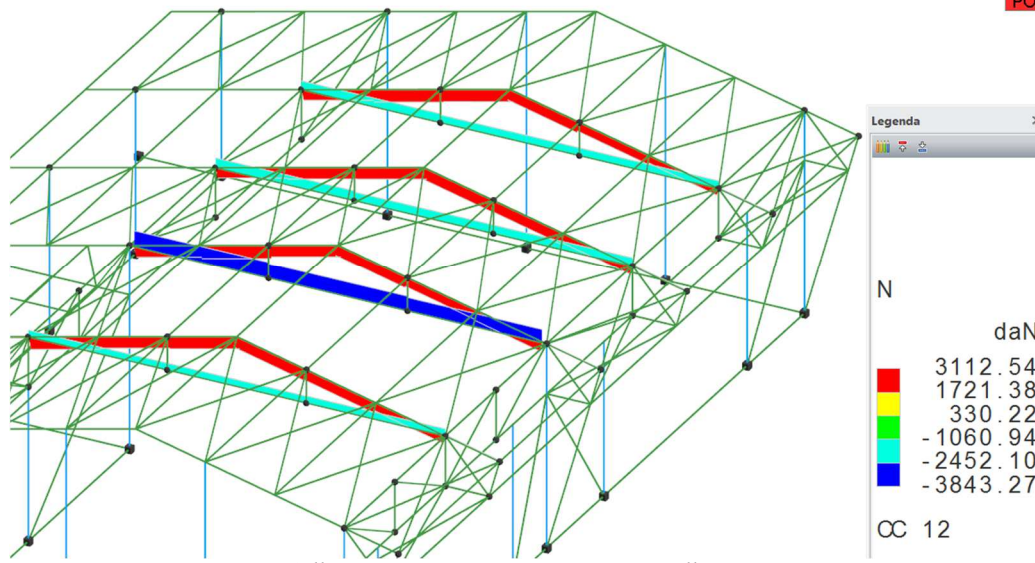
 - Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 9 SLU Xl=0.30 - Classe 3
 Sollecitazioni: $N=12120.40$ $T_z=-59.03$ $M_y=-177.57$ $T_y=4.36$ $M_z=1.31$ $M_x=-5.42$
 Tensioni: $\sigma_N=789.09$ $\sigma_{m,d}=378.45$ $\tau=7.35$ $\sigma_{max}=1167.54$ (sfrut=0.52)
 Tensioni: $\sigma_N=789.09$ $\sigma_{m,d}=2.56$ $\tau=15.99$ $\tau_{max}=15.99$ (sfrut=0.01)
 Tensioni: $\sigma_N=789.09$ $\sigma_{m,d}=378.45$ $\tau=7.35$ $\sigma_{ID,max}=1167.61$ (sfrut=0.52)

Asta n. 774 (717 718) Sez. 5 Rc 10x10x0.4 T Crit. 5

 - Verifica di stabilità aste presso-inflesse (C4.2.4.1.3.3.2) - CC 12 SLU - Classe 3
 Sollecitazioni: $N_{,Ed}=-3843.27$ $M_{y,Ed}=40.97$ $M_{z,Ed}=7.73$ $L=3.33$
 α_{my} , α_{mz} , $\alpha_{LT}=0.95$, 0.95 , 0.95
 $\lambda_{y^*}=84.98$ $N_{cr,y}=44085.70$ $\lambda_{y^*}^*=0.90$ Curva a: $\Phi_y=0.98$ $\chi_y=0.73$
 $\lambda_{z^*}=229.44$ $N_{cr,z}=6047.42$ $\lambda_{z^*}^*=2.44$ Curva a: $\Phi_z=3.72$ $\chi_z=0.15$
 K_{yy} , K_{yz} , K_{zy} , $K_{zz}=1.03$, 1.37 , 0.82 , 1.37
 Verifica YY: $0.15+0.03+0.01=0.20$
 Verifica ZZ: $0.73+0.03+0.01=0.77$

Verifica catena ad instabilità per vento in aspirazione (CCE I2)

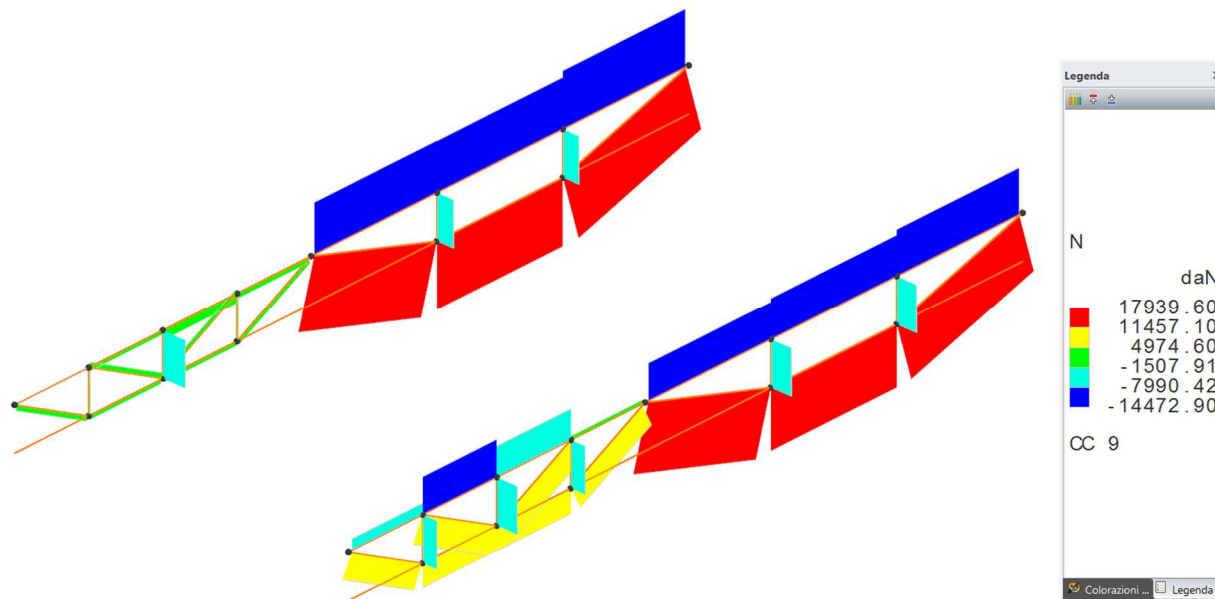
POIM



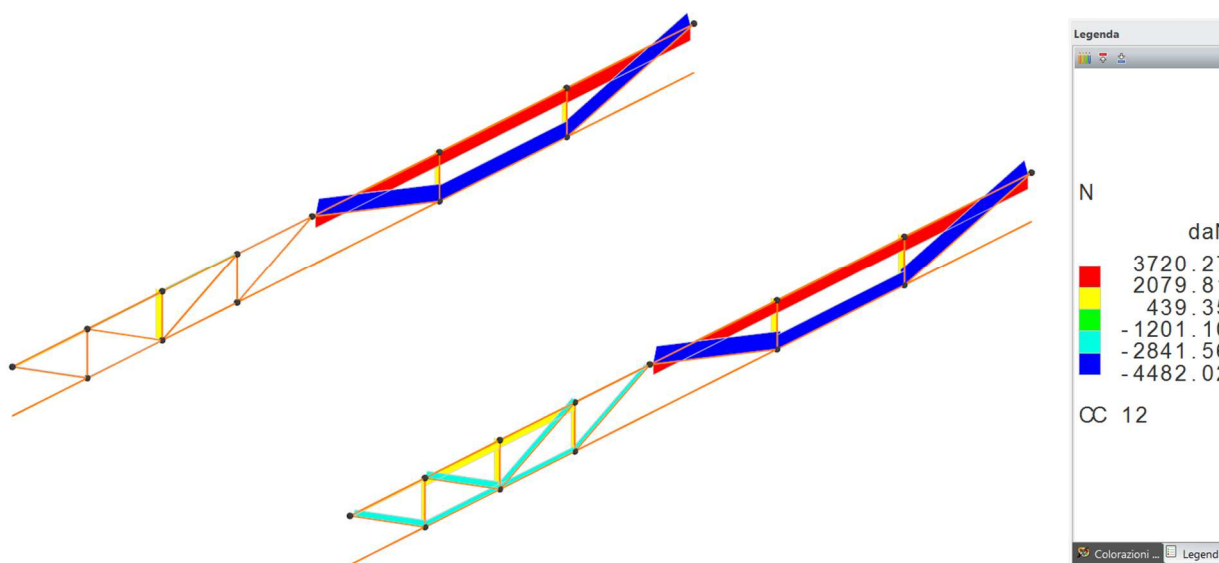
Sollecitazioni per vento in aspirazione sulla capriata

$\frac{N_{sd}}{\chi_{MIN} * A * f_{yk} / \gamma_{m1}} = 0,95 < 1$	
Nsd=	3800 kg
Aeff=	15,36 cm ²
γ _{M1} =	1,05
f _{yk} =	2350 kg/cm ²
X MIN=MIN(X _Y ,X _Z)	0,12
X _Y = 1/(Φ+(Φ ² -λ ²) ^{0.5})	0,60
Φ _y =0.5*(1+α(λ-0.2)+λ ²)	1,07
α=	0,49
λ _y = (A f _{yk} /Ncr) ^{0.5} =	0,8969
Ncr-y = π ² E _y /l _{o2} ² =	44871 kg
E =	2100000 cm ²
J _{yy} =	236 cm ⁴
l _{oy} =	330 cm
l _{oY} =betaY*I=	330 cm
betaY=	1
I _Y =	330 cm
X _Z = 1/(Φ+(Φ ² -λ ²) ^{0.5})	0,12
Φ _z =0.5*(1+α(λ-0.2)+λ ²)	4,73
α=	0,49
λ _z = (A f _{yk} /Ncr) ^{0.5} =	2,6907
Ncr-z = π ² E _z /l _{o2} ² =	4986 kg
E =	2100000 cm ²
J _{zz} =	236 cm ⁴
l _{oz} =	990 cm
l _{oZ} =betaZ*I=	990 cm
betaZ=	3
I _Z =	330 cm

3.6.7 Trave di banchina – TU-200*100*5.0 S235JR



Sollecitazioni agli SLU delle travi di banchina



Sollecitazioni massime per vento in aspirazione

3.6.7.1 Briglia superiore TU-200x100x5

Caratteristiche profilati utilizzati

Sez.	Cod.	Tipo	D <cm>	Area <cmq>	Anet <cmq>	Aeff <cmq>	Jy <cm4>	Jz <cm4>	Iy <cm>	Iz <cm>	Wymin <cm>	Wzmin <cm>	Tp	Fyk <daN/cmq>	Fyt <daN/cmq>	
3	Rc 20x10x0.5	T	Rc	--	29.00	29.00	29.00	512.42	1522.42	4.20	7.25	102.48	152.24	S235H UNI EN 10210-1	2350.00	3600.00
10	Rc 10x10x0.3	T	Rc	--	11.64	11.64	11.64	182.71	182.71	3.96	3.96	36.54	36.54	S235H UNI EN 10210-1	2350.00	3600.00
19	Rc 20x10x0.5	T	Rc	--	29.00	29.00	29.00	512.42	1522.42	4.20	7.25	102.48	152.24	S235H UNI EN 10210-1	2350.00	3600.00

Caratteristiche profilati utilizzati

Sez.	Cod.	Wy, plas <cm>	Wz, plas <cm>	Atag, y <cmq>	Atag, z <cmq>	J0 <cm6>
3	Rc 20x10x0.5	T	115.25	187.75	19.33	9.67
10	Rc 10x10x0.3	T	42.35	42.35	5.82	5.82
19	Rc 20x10x0.5	T	115.25	187.75	19.33	9.67

Asta n. 1001 (707 711) Sez. 3 Rc 20x10x0.5 T Crit. 7

- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 1 SND Xl=0.00 - Classe 3
Sollecitazioni: N=-3562.18 T_z=145.42 M_y=79.61 T_y=169.44 M_z=294.76 M_x=-84.31
Tensioni: $\sigma_N=-122.83$ $\sigma_{m,d}=-271.30$ $\tau=45.51$ $\sigma_{max}=-394.13$ (sfrut=0.18)
Tensioni: $\sigma_N=-122.83$ $\sigma_{m,d}=-183.93$ $\tau=61.87$ $\tau_{max}=61.87$ (sfrut=0.05)
Tensioni: $\sigma_N=-122.83$ $\sigma_{m,d}=-271.30$ $\tau=45.51$ $\sigma_{ID,max}=401.93$ (sfrut=0.18)

Asta n. 995 (701 706) Sez. 3 Rc 20x10x0.5 T Crit. 7

- Verifica a taglio e torsione dir. Y [4.2.25] - CC 9 SLU Xl=0.11 - Classe 2
Sollecitazioni: T_y=-16.32 M_x=55.45
V,Ed=-16.32 Vc,Rd,Red=24403.90 V,Ed/Vc,Rd,Red=0.00
- Verifica a taglio e torsione dir. Z [4.2.25] - CC 9 SLU Xl=0.11 - Classe 2
Sollecitazioni: T_z=312.59 M_x=55.45
V,Ed=312.59 Vc,Rd,Red=12202.00 V,Ed/Vc,Rd,Red=0.03

Asta n. 1001 (707 711) Sez. 3 Rc 20x10x0.5 T Crit. 7

- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 14 SLU Xl=0.00 - Classe 3
Sollecitazioni: N=-10012.50 T_z=564.55 M_y=289.46 T_y=47.22 M_z=-90.46 M_x=-17.14
Tensioni: $\sigma_N=-345.26$ $\sigma_{m,d}=-341.87$ $\tau=9.25$ $\sigma_{max}=-687.13$ (sfrut=0.31)
Tensioni: $\sigma_N=-345.26$ $\sigma_{m,d}=56.45$ $\tau=72.74$ $\tau_{max}=72.74$ (sfrut=0.06)
Tensioni: $\sigma_N=-345.26$ $\sigma_{m,d}=-341.87$ $\tau=9.25$ $\sigma_{ID,max}=687.31$ (sfrut=0.31)
- Verifica di stabilità aste presso-inflesse (C4.2.4.1.3.3.2) - CC 14 SLU - Classe 3
Sollecitazioni: N,Ed=-10012.50 M_{y,Ed}=289.46 M_{z,Ed}=-90.46 L=2.38
 α_{my} , α_{mz} , $\alpha_{LT}=0.95$, 0.95 , 0.95
 $\lambda_y=32.78$ Ncr,y=559404.00 $\lambda'_y=0.35$ Curva a: $\Phi_y=0.58$ $\chi_y=0.97$
 $\lambda_z=113.00$ Ncr,z=47071.20 $\lambda'_z=1.20$ Curva a: $\Phi_z=1.33$ $\chi_z=0.53$
Kyy, Kyz, Kzy, Kzz=0.98, 1.12, 0.79, 1.12
Verifica YY: 0.16+0.11+0.03=0.30
Verifica ZZ: 0.29+0.09+0.03=0.41

Asta n. 1001 (-10 -9) Sez. 10 Rc 10x10x0.3 T Crit. 4

- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 1 SND Xl=0.80 - Classe 3
Sollecitazioni: N=-2256.01 T_z=105.29 M_y=-74.83 T_y=-53.16 M_z=-36.68 M_x=5.70
Tensioni: $\sigma_N=-193.81$ $\sigma_{m,d}=-305.14$ $\tau=10.10$ $\sigma_{max}=-498.96$ (sfrut=0.22)
Tensioni: $\sigma_N=-193.81$ $\sigma_{m,d}=-94.35$ $\tau=30.44$ $\tau_{max}=30.44$ (sfrut=0.02)
Tensioni: $\sigma_N=-193.81$ $\sigma_{m,d}=-305.14$ $\tau=10.10$ $\sigma_{ID,max}=499.26$ (sfrut=0.22)
- Verifica a taglio e torsione dir. Y [4.2.25] - CC 15 SLU Xl=0.11 - Classe 1
Sollecitazioni: T_y=-43.41 M_x=3.90
V,Ed=-43.41 Vc,Rd,Red=7480.42 V,Ed/Vc,Rd,Red=0.01
- Verifica a taglio e torsione dir. Z [4.2.25] - CC 15 SLU Xl=0.11 - Classe 1
Sollecitazioni: T_z=126.88 M_x=3.90
V,Ed=126.88 Vc,Rd,Red=7480.42 V,Ed/Vc,Rd,Red=0.02
- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 19 SLU Xl=0.80 - Classe 3
Sollecitazioni: N=1978.70 T_z=112.98 M_y=-80.78 T_y=-42.40 M_z=-29.25 M_x=2.77
Tensioni: $\sigma_N=169.99$ $\sigma_{m,d}=301.12$ $\tau=4.91$ $\sigma_{max}=471.11$ (sfrut=0.21)
Tensioni: $\sigma_N=169.99$ $\sigma_{m,d}=-75.25$ $\tau=26.74$ $\tau_{max}=26.74$ (sfrut=0.02)
Tensioni: $\sigma_N=169.99$ $\sigma_{m,d}=301.12$ $\tau=4.91$ $\sigma_{ID,max}=471.19$ (sfrut=0.21)
- Verifica di stabilità aste presso-inflesse (C4.2.4.1.3.3.2) - CC 1 SND - Classe 3
Sollecitazioni: N,Ed=-2256.01 M_{y,Ed}=-74.83 M_{z,Ed}=-36.68 L=0.80
 α_{my} , α_{mz} , $\alpha_{LT}=0.95$, 0.95 , 0.95
 $\lambda_y=20.19$ Ncr,y=591697.00 $\lambda'_y=0.22$ Curva a: $\Phi_y=0.52$ $\chi_y=1.00$
 $\lambda_z=20.19$ Ncr,z=591697.00 $\lambda'_z=0.22$ Curva a: $\Phi_z=0.52$ $\chi_z=1.00$
Kyy, Kyz, Kzy, Kzz=0.96, 0.96, 0.77, 0.96
Verifica YY: 0.09+0.09+0.04=0.22
Verifica ZZ: 0.09+0.07+0.04=0.20

Asta n. 1001 (723 728) Sez. 19 Rc 20x10x0.5 T Crit. 4

- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 5 SND Xl=4.03 - Classe 3
Sollecitazioni: N=-3541.02 T_z=-253.86 M_y=284.53 T_y=83.63 M_z=178.34 M_x=24.39
Tensioni: $\sigma_N=-122.10$ $\sigma_{m,d}=-394.78$ $\tau=13.16$ $\sigma_{max}=-516.88$ (sfrut=0.23)
Tensioni: $\sigma_N=-122.10$ $\sigma_{m,d}=-111.29$ $\tau=41.71$ $\tau_{max}=41.71$ (sfrut=0.03)
Tensioni: $\sigma_N=-122.10$ $\sigma_{m,d}=-394.78$ $\tau=13.16$ $\sigma_{ID,max}=517.39$ (sfrut=0.23)

Asta n. 995 (717 722) Sez. 19 Rc 20x10x0.5 T Crit. 4

- Verifica a taglio e torsione dir. Y [4.2.25] - CC 9 SLU Xl=0.11 - Classe 2
Sollecitazioni: T_y=9.04 M_x=-24.41
V,Ed=9.04 Vc,Rd,Red=24727.90 V,Ed/Vc,Rd,Red=0.00
- Verifica a taglio e torsione dir. Z [4.2.25] - CC 9 SLU Xl=0.11 - Classe 2
Sollecitazioni: T_z=588.38 M_x=-24.41
V,Ed=588.38 Vc,Rd,Red=12363.90 V,Ed/Vc,Rd,Red=0.05

Asta n. 995 (727 734) Sez. 19 Rc 20x10x0.5 T Crit. 4

-
- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 9 SLU $Xl=0.00$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=-14472.90$ $T_z=862.21$ $M_y=569.21$ $T_y=-2.66$ $M_z=10.45$ $M_x=5.55$
Tensioni: $\sigma_N=-499.07$ $\sigma_{m,d}=-562.29$ $\tau=3.00$ $\sigma_{max}=-1061.35$ (sfrut=0.47)
Tensioni: $\sigma_N=-499.07$ $\sigma_{m,d}=6.87$ $\tau=99.96$ $\tau_{max}=99.96$ (sfrut=0.08)
Tensioni: $\sigma_N=-499.07$ $\sigma_{m,d}=-562.29$ $\tau=3.00$ $\sigma_{ID,max}=1061.37$ (sfrut=0.47)
 - Verifica di stabilità aste presso-inflesse (C4.2.4.1.3.3.2) - CC 9 SLU - Classe 3
Sollecitazioni: $N,Ed=-14472.90$ $M_y,Ed=569.21$ $M_z,Ed=10.45$ $L=4.03$
 α_{my} , α_{mz} , $\alpha_{LT}=0.95$, 0.95 , 0.95
 $\lambda_y=55.66$ $Ncr,y=193998.00$ $\lambda^*_y=0.59$ Curva a: $\Phi_y=0.72$ $\chi_y=0.89$
 $\lambda_z=95.94$ $Ncr,z=65295.90$ $\lambda^*_z=1.02$ Curva a: $\Phi_z=1.11$ $\chi_z=0.65$
 K_{yy} , K_{yz} , K_{zy} , $K_{zz}=1.03$, 1.15 , 0.83 , 1.15
Verifica YY: $0.25+0.23+0.00=0.48$
Verifica ZZ: $0.34+0.18+0.00=0.53$

3.6.7.2 Briglia inferiore TU-200x100x5

Caratteristiche profilati utilizzati

Sez.	Cod.	Tipo	D <cm>	Area <cm²>	Anet <cmq>	Aeff <cmq>	Jy <cm⁴>	Jz <cm⁴>	Iy <cm>	Iz <cm>	Wymin <cm>	Wzmin <cm>	Tp	Fyk <daN/cmq>	Fyt <daN/cmq>
3Rc	20x10x0.5 T	Rc	--	29.00	29.00	29.00	512.42	1522.42	4.20	7.25	102.48	152.24	S235H UNI EN 10210-1	2350.00	3600.00
19Rc	20x10x0.5 T	Rc	--	29.00	29.00	29.00	512.42	1522.42	4.20	7.25	102.48	152.24	S235H UNI EN 10210-1	2350.00	3600.00

Caratteristiche profilati utilizzati

Sez.	Cod.	Wy, plas <cmq>	Wz, plas <cmq>	Atag, y <cmq>	Atag, z <cmq>	J \emptyset <cm⁶>
3Rc	20x10x0.5 T	115.25	187.75	19.33	9.67	
19Rc	20x10x0.5 T	115.25	187.75	19.33	9.67	

Asta n. 321 (-26 323) Sez. 3 Rc 20x10x0.5 T Crit. 7

-
- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 5 SND $Xl=1.34$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=21.36$ $T_z=662.13$ $M_y=-524.60$ $T_y=16.87$ $M_z=93.27$ $M_x=46.55$
Tensioni: $\sigma_N=0.74$ $\sigma_{m,d}=573.15$ $\tau=25.13$ $\sigma_{max}=573.89$ (sfrut=0.26)
Tensioni: $\sigma_N=0.74$ $\sigma_{m,d}=58.20$ $\tau=99.59$ $\tau_{max}=99.59$ (sfrut=0.08)
Tensioni: $\sigma_N=0.74$ $\sigma_{m,d}=573.15$ $\tau=25.13$ $\sigma_{ID,max}=575.53$ (sfrut=0.26)

Asta n. 315 (-10 306) Sez. 3 Rc 20x10x0.5 T Crit. 7

-
- Verifica a taglio e torsione dir. Y [4.2.25] - CC 15 SLU $Xl=0.11$
Sollecitazioni: $T_y=-188.99$ $M_x=171.00$
 $V,Ed=-188.99$ $Vc,Rd,Red=23198.00$ $V,Ed/Vc,Rd,Red=0.01$
 - Verifica a taglio e torsione dir. Z [4.2.25] - CC 15 SLU $Xl=0.11$
Sollecitazioni: $T_z=28.17$ $M_x=171.00$
 $V,Ed=28.17$ $Vc,Rd,Red=11599.00$ $V,Ed/Vc,Rd,Red=0.00$

Asta n. 321 (328 -29) Sez. 3 Rc 20x10x0.5 T Crit. 7

-
- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 14 SLU $Xl=0.00$ - Classe 3
Sollecitazioni: $T_z=-1647.94$ $M_y=-1302.87$ $T_y=22.86$ $M_z=-82.36$ $M_x=-62.86$
Tensioni: $\sigma_N=0.00$ $\sigma_{m,d}=1325.40$ $\tau=33.93$ $\sigma_{max}=1325.40$ (sfrut=0.59)
Tensioni: $\sigma_N=0.00$ $\sigma_{m,d}=-54.10$ $\tau=219.26$ $\tau_{max}=219.26$ (sfrut=0.17)
Tensioni: $\sigma_N=0.00$ $\sigma_{m,d}=1325.40$ $\tau=33.93$ $\sigma_{ID,max}=1326.71$ (sfrut=0.59)
 - Verifica di stabilità aste presso-inflesse (C4.2.4.1.3.3.2) - CC 14 SLU - Classe 3
Sollecitazioni: $M_y,Ed=-1302.87$ $M_z,Ed=-82.36$ $L=1.34$
 α_{my} , α_{mz} , $\alpha_{LT}=0.95$, 0.95 , 0.95
 $\lambda_y=18.55$ $Ncr,y=1745980.00$ $\lambda^*_y=0.20$ Curva a: $\Phi_y=0.52$ $\chi_y=1.00$
 $\lambda_z=63.96$ $Ncr,z=146916.00$ $\lambda^*_z=0.68$ Curva a: $\Phi_z=0.78$ $\chi_z=0.86$
 K_{yy} , K_{yz} , K_{zy} , $K_{zz}=0.95$, 0.95 , 0.76 , 0.95
Verifica YY: $0.00+0.48+0.02=0.50$
Verifica ZZ: $0.00+0.38+0.02=0.41$

Asta n. 1141 (737 328) Sez. 19 Rc 20x10x0.5 T Crit. 4

-
- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 1 SND $Xl=4.21$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=5087.57$ $T_z=-67.57$ $M_y=93.61$ $T_y=-21.44$ $M_z=-87.96$ $M_x=-39.34$
Tensioni: $\sigma_N=175.43$ $\sigma_{m,d}=149.12$ $\tau=21.24$ $\sigma_{max}=324.55$ (sfrut=0.15)
Tensioni: $\sigma_N=175.43$ $\sigma_{m,d}=-54.89$ $\tau=28.84$ $\tau_{max}=28.84$ (sfrut=0.02)
Tensioni: $\sigma_N=175.43$ $\sigma_{m,d}=149.12$ $\tau=21.24$ $\sigma_{ID,max}=326.63$ (sfrut=0.15)

Asta n. 715 (701 306) Sez. 19 Rc 20x10x0.5 T Crit. 4

-
- Verifica a taglio e torsione dir. Y [4.2.25] - CC 19 SLU $Xl=0.10$ - Classe 1
Sollecitazioni: $T_y=120.50$ $M_x=43.51$
 $V,Ed=120.50$ $Vc,Rd,Red=24528.60$ $V,Ed/Vc,Rd,Red=0.00$
 - Verifica a taglio e torsione dir. Z [4.2.25] - CC 19 SLU $Xl=0.10$ - Classe 1
Sollecitazioni: $T_z=24.13$ $M_x=43.51$
 $V,Ed=24.13$ $Vc,Rd,Red=12264.30$ $V,Ed/Vc,Rd,Red=0.00$

Asta n. 1141 (737 328) Sez. 19 Rc 20x10x0.5 T Crit. 4

-
- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 14 SLU $X_l=4.21$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=16657.30$ $T_z=-110.37$ $M_y=214.11$ $T_y=-24.59$ $M_z=-100.88$ $M_x=-57.99$
Tensioni: $\sigma_N=574.39$ $\sigma_{m,d}=275.18$ $\tau=31.30$ $\sigma_{max}=849.57$ (sfrut=0.38)
Tensioni: $\sigma_N=574.39$ $\sigma_{m,d}=-62.95$ $\tau=43.72$ $\tau_{max}=43.72$ (sfrut=0.03)
Tensioni: $\sigma_N=574.39$ $\sigma_{m,d}=275.18$ $\tau=31.30$ $\sigma_{ID,max}=851.30$ (sfrut=0.38)
 - Verifica di stabilità aste presso-inflesse (C4.2.4.1.3.3.2) - CC 12 SLU - Classe 3
Sollecitazioni: $N,Ed=-4482.02$ $M_y,Ed=-39.06$ $M_z,Ed=44.16$ $L=4.21$
 $\alpha_{my}, \alpha_{mz}, \alpha_{LT}=0.95, 0.95, 0.95$
 $\lambda_y=58.07$ $Ncr,y=178219.00$ $\lambda^*_y=0.62$ Curva a: $\Phi_y=0.74$ $\chi_y=0.88$
 $\lambda_z=100.10$ $Ncr,z=59985.20$ $\lambda^*_z=1.07$ Curva a: $\Phi_z=1.16$ $\chi_z=0.62$
 $K_{yy}, K_{yz}, K_{zy}, K_{zz}=0.98, 1.01, 0.78, 1.01$
Verifica YY: $0.08+0.01+0.01=0.11$
Verifica ZZ: $0.11+0.01+0.01=0.14$

3.6.7.3 Aste di parete TU-200x100x5

Caratteristiche profilati utilizzati

Sez.	Cod.	Tipo	D <cm>	Area <cm²>	Anet <cmq>	Aeff <cmq>	Jy <cm4>	Jz <cm4>	Iy <cm>	Iz <cm>	Wymin <cm>	Wzmin <cm>	Tp	Fyk <daN/cm²>	Fyt <daN/cm²>
3	Rc 20x10x0.5 T	Rc	--	29.00	29.00	29.00	512.42	1522.42	4.20	7.25	102.48	152.24	S235H UNI EN 10210-1	2350.00	3600.00
4	Rc 10x20x0.5 T	Rc	--	29.00	29.00	29.00	1522.42	512.42	7.25	4.20	152.48	102.24	S235H UNI EN 10210-1	2350.00	3600.00
19	Rc 20x10x0.5 T	Rc	--	29.00	29.00	29.00	512.42	1522.42	4.20	7.25	102.48	152.24	S235H UNI EN 10210-1	2350.00	3600.00

Caratteristiche profilati utilizzati

Sez.	Cod.	Wy,plas <cm>	Wz,plas <cm>	Atag,y <cmq>	Atag,z <cmq>	J ϕ <cm6>
3	Rc 20x10x0.5 T	115.25	187.75	19.33	9.67	
4	Rc 10x20x0.5 T	187.75	115.25	9.67	19.33	
19	Rc 20x10x0.5 T	115.25	187.75	19.33	9.67	

Asta n. 855 (712 308) Sez. 3 Rc 20x10x0.5 T Crit. 7

-
- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 5 SND $X_l=2.61$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=-1182.71$ $T_z=-35.94$ $M_y=26.83$ $T_y=52.74$ $M_z=185.77$ $M_x=31.92$
Tensioni: $\sigma_N=-40.78$ $\sigma_{m,d}=-148.21$ $\tau=17.23$ $\sigma_{max}=-188.99$ (sfrut=0.08)
Tensioni: $\sigma_N=-40.78$ $\sigma_{m,d}=-115.92$ $\tau=21.27$ $\tau_{max}=21.27$ (sfrut=0.02)
Tensioni: $\sigma_N=-40.78$ $\sigma_{m,d}=-148.21$ $\tau=17.23$ $\sigma_{ID,max}=191.33$ (sfrut=0.09)
 - Verifica a taglio e torsione dir. Y [4.2.25] - CC 14 SLU $X_l=0.24$ - Classe 2
Sollecitazioni: $T_y=113.28$ $M_x=-32.98$
 $V,Ed=113.28$ $Vc,Rd,Red=24638.40$ $V,Ed/Vc,Rd,Red=0.00$
 - Verifica a taglio e torsione dir. Z [4.2.25] - CC 14 SLU $X_l=0.24$ - Classe 2
Sollecitazioni: $T_z=17.73$ $M_x=-32.98$
 $V,Ed=17.73$ $Vc,Rd,Red=12319.20$ $V,Ed/Vc,Rd,Red=0.00$
 - Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 14 SLU $X_l=2.61$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=-840.03$ $T_z=-44.88$ $M_y=32.37$ $T_y=113.28$ $M_z=207.06$ $M_x=-32.98$
Tensioni: $\sigma_N=-28.97$ $\sigma_{m,d}=-167.60$ $\tau=17.80$ $\sigma_{max}=-196.56$ (sfrut=0.09)
Tensioni: $\sigma_N=-28.97$ $\sigma_{m,d}=28.43$ $\tau=24.79$ $\tau_{max}=24.79$ (sfrut=0.02)
Tensioni: $\sigma_N=-28.97$ $\sigma_{m,d}=-167.60$ $\tau=17.80$ $\sigma_{ID,max}=198.97$ (sfrut=0.09)
 - Verifica di stabilità aste presso-inflesse (C4.2.4.1.3.3.2) - CC 14 SLU - Classe 3
Sollecitazioni: $N,Ed=-840.03$ $M_y,Ed=32.37$ $M_z,Ed=207.06$ $L=2.66$
 $\alpha_{my}, \alpha_{mz}, \alpha_{LT}=0.95, 0.95, 0.95$
 $\lambda_y=36.73$ $Ncr,y=445637.00$ $\lambda^*_y=0.39$ Curva a: $\Phi_y=0.60$ $\chi_y=0.96$
 $\lambda_z=126.61$ $Ncr,z=37498.20$ $\lambda^*_z=1.35$ Curva a: $\Phi_z=1.53$ $\chi_z=0.44$
 $K_{yy}, K_{yz}, K_{zy}, K_{zz}=0.95, 0.97, 0.76, 0.97$
Verifica YY: $0.01+0.01+0.06=0.08$
Verifica ZZ: $0.01+0.01+0.06=0.08$

Asta n. 28 (728 328) Sez. 4 Rc 10x20x0.5 T Crit. 4

-
- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 1 SND $X_l=0.00$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=-1768.18$ $T_z=384.35$ $M_y=526.78$ $T_y=288.68$ $M_z=-62.13$ $M_x=36.55$
Tensioni: $\sigma_N=-60.97$ $\sigma_{m,d}=-406.64$ $\tau=19.73$ $\sigma_{max}=-467.61$ (sfrut=0.21)
Tensioni: $\sigma_N=-60.97$ $\sigma_{m,d}=-328.72$ $\tau=52.21$ $\tau_{max}=52.21$ (sfrut=0.04)
Tensioni: $\sigma_N=-60.97$ $\sigma_{m,d}=-406.64$ $\tau=19.73$ $\sigma_{ID,max}=468.86$ (sfrut=0.21)

Asta n. 6 (706 306) Sez. 4 Rc 10x20x0.5 T Crit. 4

-
- Verifica a taglio e torsione dir. Y [4.2.25] - CC 14 SLU $X_l=0.65$ - Classe 1
Sollecitazioni: $T_y=54.61$ $M_x=-81.43$
 $V,Ed=54.61$ $Vc,Rd,Red=12066.40$ $V,Ed/Vc,Rd,Red=0.00$
 - Verifica a taglio e torsione dir. Z [4.2.25] - CC 14 SLU $X_l=0.65$ - Classe 1
Sollecitazioni: $T_z=59.57$ $M_x=-81.43$
 $V,Ed=59.57$ $Vc,Rd,Red=24132.80$ $V,Ed/Vc,Rd,Red=0.00$

Asta n. 28 (728 328) Sez. 4 Rc 10x20x0.5 T Crit. 4

- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 14 SLU $X_1=1.20$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=-6191.49$ $T_x=834.15$ $M_y=-147.28$ $T_y=768.85$ $M_z=855.00$ $M_x=18.34$
Tensioni: $\sigma_N=-213.50$ $\sigma_{m,d}=-931.03$ $\tau=9.90$ $\sigma_{max}=-1144.53$ (sfrut=0.51)
Tensioni: $\sigma_N=-213.50$ $\sigma_{m,d}=91.90$ $\tau=96.40$ $\tau_{max}=96.40$ (sfrut=0.07)
Tensioni: $\sigma_N=-213.50$ $\sigma_{m,d}=-931.03$ $\tau=9.90$ $\sigma_{ID,max}=1144.65$ (sfrut=0.51)

Asta n. 23 (723 323) Sez. 4 Rc 10x20x0.5 T Crit. 4

- Verifica di stabilità aste presso-inflesse (C4.2.4.1.3.3.2) - CC 14 SLU - Classe 3
Sollecitazioni: $N,Ed=-6413.01$ $M_y,Ed=892.98$ $M_z,Ed=-826.23$ $L=1.20$
 α_{my} , α_{mz} , $\alpha_{LT}=0.95$, 0.95 , 0.95
 $\lambda_y=16.56$ $N_{cr,y}=2191240.00$ $\lambda^*_y=0.18$ Curva a: $\Phi_y=0.51$ $\chi_y=1.00$
 $\lambda_z=28.55$ $N_{cr,z}=737531.00$ $\lambda^*_z=0.30$ Curva a: $\Phi_z=0.56$ $\chi_z=0.98$
 K_{yy} , K_{yz} , K_{zy} , $K_{zz}=0.96$, 0.97 , 0.77 , 0.97
Verifica YY: $0.10+0.20+0.35=0.65$
Verifica ZZ: $0.10+0.16+0.35=0.61$

Asta n. 861 (713 311) Sez. 19 Rc 20x10x0.5 T Crit. 4

- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 5 SND $X_1=2.66$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=2465.45$ $T_x=-17.69$ $M_y=-19.92$ $T_y=-69.91$ $M_z=-233.87$ $M_x=-33.02$
Tensioni: $\sigma_N=85.02$ $\sigma_{m,d}=173.05$ $\tau=17.82$ $\sigma_{max}=258.07$ (sfrut=0.12)
Tensioni: $\sigma_N=85.02$ $\sigma_{m,d}=17.49$ $\tau=22.13$ $\tau_{max}=22.13$ (sfrut=0.02)
Tensioni: $\sigma_N=85.02$ $\sigma_{m,d}=173.05$ $\tau=17.82$ $\sigma_{ID,max}=259.91$ (sfrut=0.12)

Asta n. 785 (706 308) Sez. 19 Rc 20x10x0.5 T Crit. 4

- Verifica a taglio e torsione dir. Y [4.2.25] - CC 15 SLU $X_1=1.42$ - Classe 2
Sollecitazioni: $T_y=-123.39$ $M_x=68.18$
 $V,Ed=-123.39$ $V_c,Rd,Red=24271.10$ $V,Ed/V_c,Rd,Red=0.01$
- Verifica a taglio e torsione dir. Z [4.2.25] - CC 15 SLU $X_1=1.42$ - Classe 2
Sollecitazioni: $T_z=-3.71$ $M_x=68.18$
 $V,Ed=-3.71$ $V_c,Rd,Red=12135.50$ $V,Ed/V_c,Rd,Red=0.00$

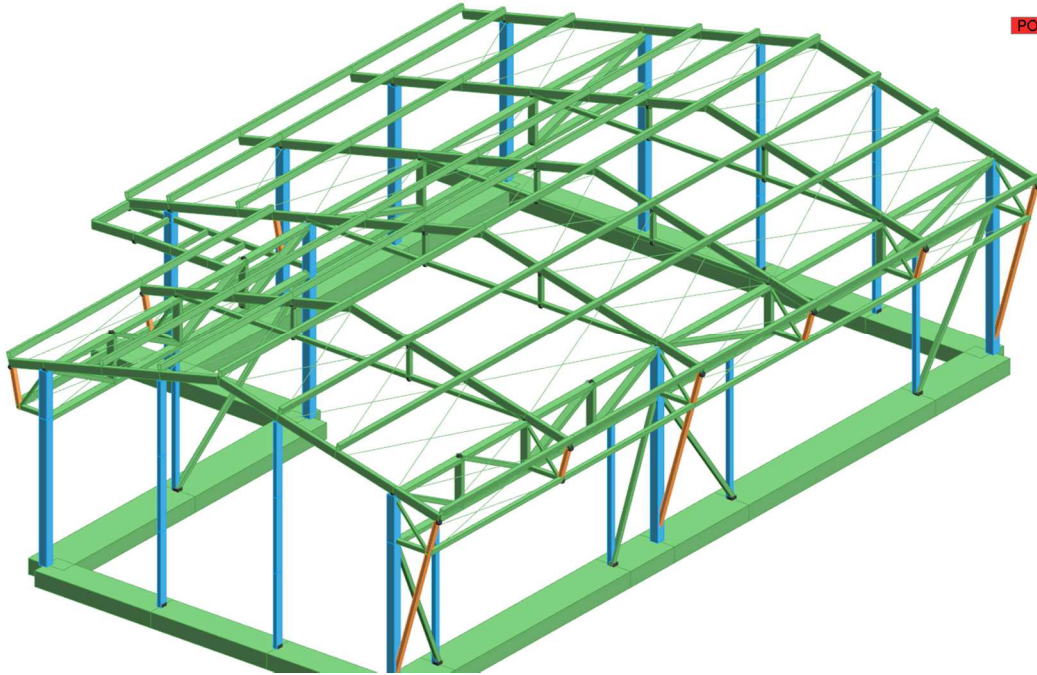
Asta n. 861 (713 311) Sez. 19 Rc 20x10x0.5 T Crit. 4

- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 9 SLU $X_1=2.66$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=7091.70$ $T_x=16.04$ $M_y=-70.30$ $T_y=-65.66$ $M_z=-111.84$ $M_x=-1.48$
Tensioni: $\sigma_N=244.54$ $\sigma_{m,d}=142.06$ $\tau=0.80$ $\sigma_{max}=386.60$ (sfrut=0.17)
Tensioni: $\sigma_N=244.54$ $\sigma_{m,d}=61.73$ $\tau=4.85$ $\tau_{max}=4.85$ (sfrut=0.00)
Tensioni: $\sigma_N=244.54$ $\sigma_{m,d}=142.06$ $\tau=0.80$ $\sigma_{ID,max}=386.60$ (sfrut=0.17)
- Verifica di stabilità aste presso-inflesse (C4.2.4.1.3.3.2) - CC 12 SLU - Classe 3
Sollecitazioni: $N,Ed=-1662.97$ $M_y,Ed=37.08$ $M_z,Ed=146.06$ $L=2.66$
 α_{my} , α_{mz} , $\alpha_{LT}=0.95$, 0.95 , 0.95
 $\lambda_y=36.73$ $N_{cr,y}=445637.00$ $\lambda^*_y=0.39$ Curva a: $\Phi_y=0.60$ $\chi_y=0.96$
 $\lambda_z=63.30$ $N_{cr,z}=149993.00$ $\lambda^*_z=0.67$ Curva a: $\Phi_z=0.78$ $\chi_z=0.86$
 K_{yy} , K_{yz} , K_{zy} , $K_{zz}=0.96$, 0.96 , 0.76 , 0.96
Verifica YY: $0.03+0.01+0.04=0.08$
Verifica ZZ: $0.03+0.01+0.04=0.08$

3.6.7.4

Colonna diagonale delle velette – TU 100*100*3.0

POIM



Caratteristiche profilati utilizzati

Sez.	Cod.	Tipo	D <cm>	Area <cmq>	Anet <cmq>	Aeff <cmq>	Jy <cm4>	Jz <cm4>	Iy <cm>	Iz <cm>	Wymin <cm>	Wzmin <cm>	Tp	Fyk <daN/cmq>	Fyt <daN/cmq>
6Rc	10x10x0.3 T	Rc	--	11.64	11.64	11.64	182.71	182.71	3.96	3.96	36.54	36.54	S235H UNI EN 10210-1	2350.00	3600.00

Caratteristiche profilati utilizzati

Sez.	Cod.	Wy, plas <cm>	Wz, plas <cm>	Atag, y <cmq>	Atag, z <cmq>	J0 <cm6>
6Rc	10x10x0.3 T	42.35	42.35	5.82	5.82	

Asta n. 1074 (-22 -41) Sez. 6 Rc 10x10x0.3 T Crit. 4

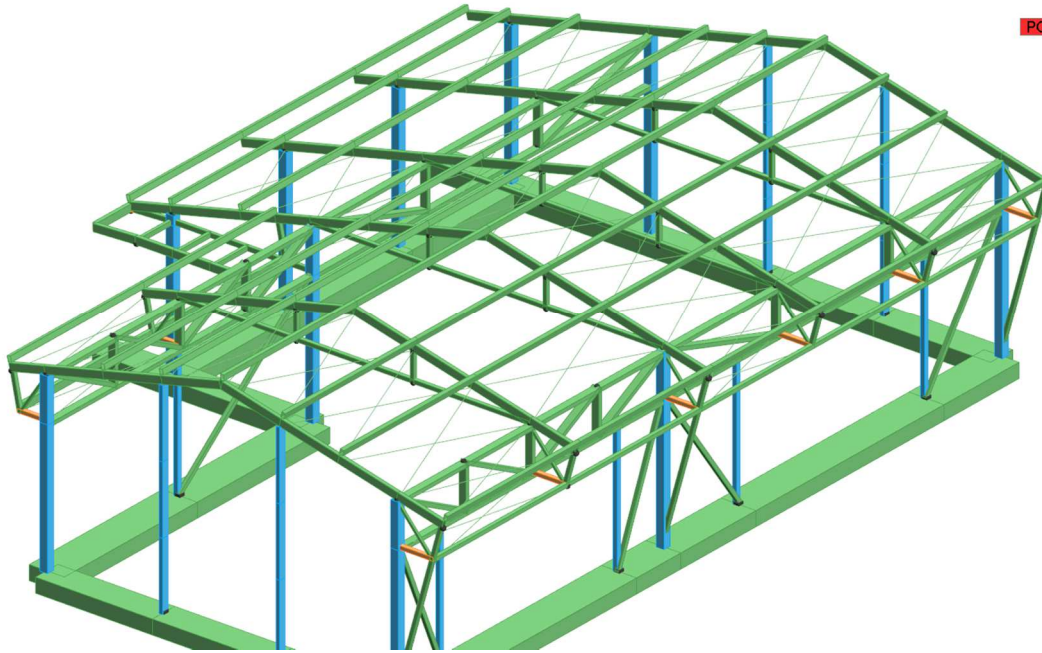
 - Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 1 SND Xl=0.98 - Classe 3
 Sollecitazioni: N=-2884.13 Tz=-222.66 My=217.88 Ty=37.24 Mz=36.60 Mx=-59.45
 Tensioni: $\sigma_N=-247.78$ $\sigma_{m,d}=-696.40$ $\tau=105.30$ $\sigma_{max}=-944.18$ (sfrut=0.42)
 Tensioni: $\sigma_N=-247.78$ $\sigma_{m,d}=94.14$ $\tau=148.31$ $\tau_{max}=148.31$ (sfrut=0.11)
 Tensioni: $\sigma_N=-247.78$ $\sigma_{m,d}=-696.40$ $\tau=105.30$ $\sigma_{ID,max}=961.63$ (sfrut=0.43)

Asta n. 501 (4 -12) Sez. 6 Rc 10x10x0.3 T Crit. 4

 - Verifica a taglio e torsione dir. Y [4.2.25] - CC 21 SLU Xl=0.03 - Classe 1
 Sollecitazioni: Ty=4.78 Mx=-7.11
 V,Ed=4.78 Vc,Rd,Red=7447.28 V,Ed/Vc,Rd,Red=0.00
 - Verifica a taglio e torsione dir. Z [4.2.25] - CC 21 SLU Xl=0.03 - Classe 1
 Sollecitazioni: Tz=6.62 Mx=-7.11
 V,Ed=6.62 Vc,Rd,Red=7447.28 V,Ed/Vc,Rd,Red=0.00

Asta n. 1074 (-22 -41) Sez. 6 Rc 10x10x0.3 T Crit. 4

 - Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 15 SLU Xl=0.98 - Classe 3
 Sollecitazioni: N=2342.26 Tz=179.39 My=-177.43 Ty=114.90 Mz=112.90 Mx=-22.20
 Tensioni: $\sigma_N=201.22$ $\sigma_{m,d}=794.50$ $\tau=39.33$ $\sigma_{max}=995.73$ (sfrut=0.44)
 Tensioni: $\sigma_N=201.22$ $\sigma_{m,d}=-290.42$ $\tau=73.99$ $\tau_{max}=73.99$ (sfrut=0.06)
 Tensioni: $\sigma_N=201.22$ $\sigma_{m,d}=794.50$ $\tau=39.33$ $\sigma_{ID,max}=998.05$ (sfrut=0.45)
 - Verifica di stabilità aste presso-inflesse (C4.2.4.1.3.3.2) - CC 1 SND - Classe 3
 Sollecitazioni: N,Ed=-2892.92 My,Ed=217.88 Mz,Ed=36.60 L=0.98
 $\alpha_{my}, \alpha_{mz}, \alpha_{LT}=0.95, 0.95, 0.95$
 $\lambda_y=24.80$ Ncr,y=392240.00 $\lambda'_y=0.26$ Curva a: $\Phi_y=0.54$ $\chi_y=0.99$
 $\lambda_z=24.80$ Ncr,z=392240.00 $\lambda'_z=0.26$ Curva a: $\Phi_z=0.54$ $\chi_z=0.99$
 Kyy, Kyz, Kzy, Kzz=0.97, 0.97, 0.77, 0.97
 Verifica YY: 0.11+0.26+0.04=0.41
 Verifica ZZ: 0.11+0.21+0.04=0.36



Caratteristiche profilati utilizzati

Sez.	Cod.	Tipo	D <cm>	Area <cmq>	Anet <cmq>	Aeff <cmq>	Jy <cm4>	Jz <cm4>	Iy <cm>	Iz <cm>	Wymin <cm>	Wzmin <cm>	Tp	Fyk <daN/cmq>	Fyt <daN/cmq>
10	Rc 10x10x0.3 T	Rc	--	11.64	11.64	11.64	182.71	182.71	3.96	3.96	36.54	36.54	S235H UNI EN 10210-1	2350.00	3600.00

Caratteristiche profilati utilizzati

Sez.	Cod.	Wy, plas <cm>	Wz, plas <cm>	Atag, y <cmq>	Atag, z <cmq>	J ϕ <cm6>
10	Rc 10x10x0.3 T	42.35	42.35	5.82	5.82	

Asta n. 1141 (-11 -12) Sez. 10 Rc 10x10x0.3 T Crit. 4

- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 1 SND $Xl=0.11$ - Classe 3
 Sollecitazioni: $N=-2364.04$ $T_x=237.92$ $M_y=156.35$ $T_y=-100.82$ $M_z=62.24$ $M_x=15.28$
 Tensioni: $\sigma_N=-203.10$ $\sigma_{m,d}=-598.21$ $\tau=27.07$ $\sigma_{max}=-801.30$ (sfrut=0.36)
 Tensioni: $\sigma_N=-203.10$ $\sigma_{m,d}=160.11$ $\tau=73.03$ $\tau_{max}=73.03$ (sfrut=0.06)
 Tensioni: $\sigma_N=-203.10$ $\sigma_{m,d}=-598.21$ $\tau=27.07$ $\sigma_{ID,max}=802.67$ (sfrut=0.36)

Asta n. 302 (308 -14) Sez. 10 Rc 10x10x0.3 T Crit. 4

- Verifica a taglio e torsione dir. Y [4.2.25] - CC 19 SLU $Xl=0.12$ - Classe 1
 Sollecitazioni: $T_y=-65.68$ $M_x=-7.90$
 $V,Ed=-65.68$ $Vc,Rd,Red=7439.17$ $V,Ed/Vc,Rd,Red=0.01$
 - Verifica a taglio e torsione dir. Z [4.2.25] - CC 19 SLU $Xl=0.12$ - Classe 1
 Sollecitazioni: $T_z=-171.02$ $M_x=-7.90$
 $V,Ed=-171.02$ $Vc,Rd,Red=7439.17$ $V,Ed/Vc,Rd,Red=0.02$

Asta n. 1141 (-11 -12) Sez. 10 Rc 10x10x0.3 T Crit. 4

- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 10 SLU $Xl=0.11$ - Classe 3
 Sollecitazioni: $N=-2063.21$ $T_x=180.44$ $M_y=120.64$ $T_y=-142.59$ $M_z=81.32$ $M_x=26.34$
 Tensioni: $\sigma_N=-177.25$ $\sigma_{m,d}=-552.68$ $\tau=46.66$ $\sigma_{max}=-729.93$ (sfrut=0.33)
 Tensioni: $\sigma_N=-177.25$ $\sigma_{m,d}=209.19$ $\tau=81.53$ $\tau_{max}=81.53$ (sfrut=0.06)
 Tensioni: $\sigma_N=-177.25$ $\sigma_{m,d}=-552.68$ $\tau=46.66$ $\sigma_{ID,max}=734.40$ (sfrut=0.33)
 - Verifica di stabilità aste presso-inflesse (C4.2.4.1.3.3.2) - CC 1 SND - Classe 3
 Sollecitazioni: $N,Ed=-2364.04$ $M_y,Ed=156.35$ $M_z,Ed=62.24$ $L=1.05$
 α_{my} , α_{mz} , $\alpha_{LT}=0.95$, 0.95 , 0.95
 $\lambda_y=26.50$ $Ncr,y=343479.00$ $\lambda'_y=0.28$ Curva a: $\Phi_y=0.55$ $\chi_y=0.98$
 $\lambda_z=26.50$ $Ncr,z=343479.00$ $\lambda'_z=0.28$ Curva a: $\Phi_z=0.55$ $\chi_z=0.98$
 K_{yy} , K_{yz} , K_{zy} , $K_{zz}=0.96$, 0.96 , 0.77 , 0.96
 Verifica YY: $0.09+0.18+0.07=0.35$
 Verifica ZZ: $0.09+0.15+0.07=0.31$

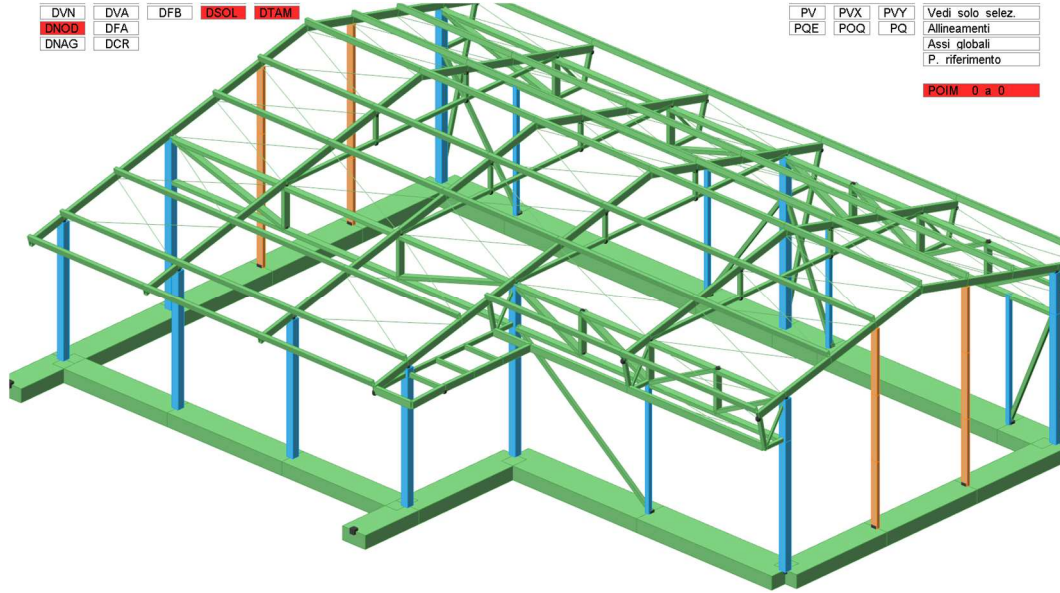
3.6.7.6

Colonne di facciata – TU 200*100*5.0

DVN	DVA	DFB	DSOL	DTAM
DNOD	DFA			
DNAG	DCR			

PV	PVX	PVY	Vedi solo selez.
PQE	POQ	PQ	Allineamenti
			Assi globali
			P. riferimento

POIM 0 a 0



Caratteristiche profilati utilizzati

Sez.	Cod.	Tipo	D <cm>	Area <cmq>	Anet <cmq>	Aeff <cmq>	Jy <cm4>	Jz <cm4>	Iy <cm>	Iz <cm>	Wymn <cmc>	Wzmin <cmc>	TP	Fyk <daN/cmq>	Fyt <daN/cmq>
11	Rc 20x10x0.5 P	Rc	--	29.00	29.00	29.00	512.42	1522.42	4.20	7.25	102.48	152.24	S235H UNI EN 10210-1	2350.00	3600.00

Caratteristiche profilati utilizzati

Sez.	Cod.	Wy, plas <cm>	Wz, plas <cm>	Atag, y <cmq>	Atag, z <cmq>	J0 <cm6>
11	Rc 20x10x0.5 P	115.25	187.75	19.33	9.67	

Asta n. 2 (2 -1) Sez. 11 Rc 20x10x0.5 P Crit. 3

- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 1 SND Xl=0.00 - Classe 3
Sollecitazioni: N=-2039.49 T_x=73.19 M_y=367.48 T_y=-15.55 M_z=76.24
Tensioni: σ_N=-70.33 σ_{m,d}=-408.66 τ=0.00 σ_{max}=-478.99 (sfrut=0.21)
Tensioni: σ_N=-70.33 σ_{m,d}=47.58 τ=8.23 τ_{max}=8.23 (sfrut=0.01)
Tensioni: σ_N=-70.33 σ_{m,d}=-408.66 τ=0.00 σ_{ID,max}=478.99 (sfrut=0.21)

Asta n. 2 (-33 -54) Sez. 11 Rc 20x10x0.5 P Crit. 3

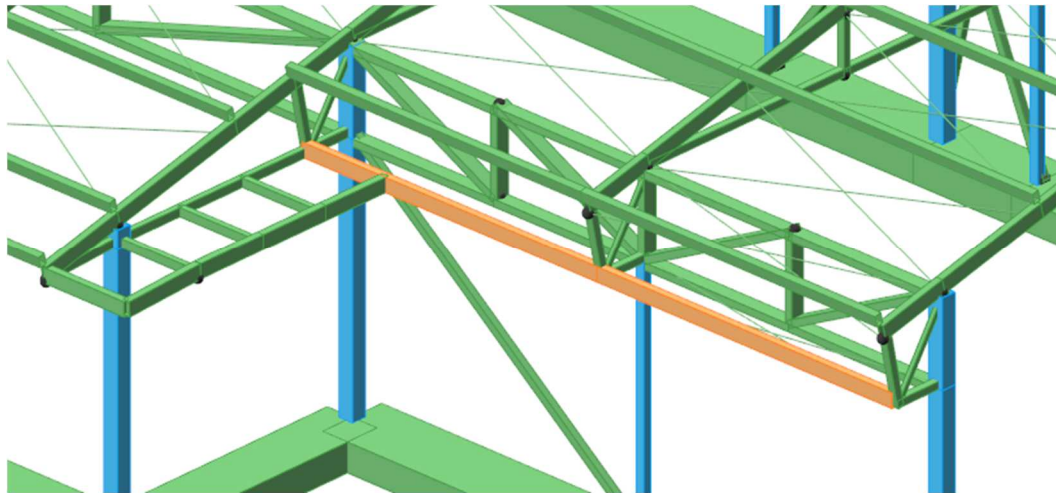
- Verifica a taglio dir. Y [4.2.16] - CC 15 SLU Xl=1.90 - Classe 2
Sollecitazioni: T_y=-684.07
V,Ed=-684.07 Vc,Rd=24982.60 V,Ed/Vc,Rd=0.03
- Verifica a taglio dir. Z [4.2.16] - CC 15 SLU Xl=1.90 - Classe 2
Sollecitazioni: T_z=-46.37
V,Ed=-46.37 Vc,Rd=12491.30 V,Ed/Vc,Rd=0.00

Asta n. 3 (3 -2) Sez. 11 Rc 20x10x0.5 P Crit. 3

- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 15 SLU Xl=0.00 - Classe 3
Sollecitazioni: N=-2761.61 T_x=-46.73 M_y=-266.04 T_y=1093.63 M_z=-1169.83
Tensioni: σ_N=-95.23 σ_{m,d}=-1028.00 τ=0.00 σ_{max}=-1123.22 (sfrut=0.50)
Tensioni: σ_N=-95.23 σ_{m,d}=-233.63 τ=67.44 τ_{max}=67.44 (sfrut=0.05)
Tensioni: σ_N=-95.23 σ_{m,d}=-1028.00 τ=0.00 σ_{ID,max}=1123.22 (sfrut=0.50)
- Verifica di stabilità aste presso-inflesse (C4.2.4.1.3.3.2) - CC 15 SLU - Classe 3
Sollecitazioni: N,Ed=-2761.61 M_{y,Ed}=-266.04 M_{z,Ed}=-1169.83 L=1.90
α_{my}, α_{mz}, α_{LT}=0.95, 0.95, 0.95
λ_y=26.19 Ncr,y=876117.00 λ_y^{*}=0.28 Curva a: Φ_y=0.55 χ_y=0.98
λ_z=135.44 Ncr,z=32764.90 λ_z^{*}=1.44 Curva a: Φ_z=1.67 χ_z=0.40
K_{yy}, K_{yz}, K_{zy}, K_{zz}=0.96, 1.01, 0.77, 1.01
Verifica YY: 0.04+0.10+0.35=0.49
Verifica ZZ: 0.11+0.08+0.35=0.53

3.6.7.1

Traverso orizzontale della veletta lato pensilina-TU 200*100*4.0



Caratteristiche profilati utilizzati

Sez.	Cod.	Tipo	D	Area	Anet	Aeff	Jy	Jz	Iy	Iz	Wymin	Wzmin	Wp	Fyk	Fyt
			<cm>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cm4>	<cm4>	<cm>	<cm>	<cm>	<cm>		<daN/cmq>	<daN/cmq>
13	Rc 10x20x0.4 T	Rc	--	23.36	23.36	23.36	1240.29	420.77	7.29	4.24	124.03	84.15	S235H UNI EN 10210-1	2350.00	3600.00

Caratteristiche profilati utilizzati

Sez.	Cod.	Wy, plas	Wz, plas	Atag, y	Atag, z	J ϕ
		<cm>	<cm>	<cmq>	<cmq>	<cm6>
13	Rc 10x20x0.4 T	152.13	93.73	7.79	15.57	

Asta n. 1014 (-14 -18) Sez. 13 Rc 10x20x0.4 T Crit. 2

- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 5 SND Xl=3.46 - Classe 4
 Sollecitazioni: N=192.54 Tz=14.39 My=-159.15 Ty=41.53 Mz=143.48 Mx=-10.98
 Caratteristiche sezione ridotta: A,rid=23.360000 Wy,rid=124.03 Wz,rid=84.15
 $\sigma_{max}=307.06$ (sfrut=0.14) - $\tau_{max}=13.08$ (sfrut=0.01)

Asta n. 1014 (-9 -14) Sez. 13 Rc 10x20x0.4 T Crit. 2

- Verifica a taglio e torsione dir. Y [4.2.25] - CC 21 SLU Xl=0.00 - Classe 1
 Sollecitazioni: Ty=-534.38 Mx=31.15
 V,Ed=-534.38 Vc,Rd,Red=9900.82 V,Ed/Vc,Rd,Red=0.05

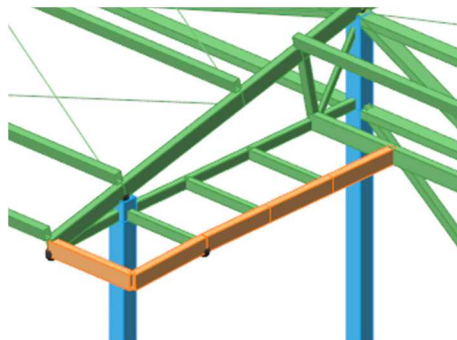
- Verifica a taglio e torsione dir. Z [4.2.25] - CC 21 SLU Xl=0.00 - Classe 1
 Sollecitazioni: Tz=56.62 Mx=31.15
 V,Ed=56.62 Vc,Rd,Red=19801.60 V,Ed/Vc,Rd,Red=0.00

- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 19 SLU Xl=2.38 - Classe 4
 Sollecitazioni: N=-195.29 My=-67.23 Mz=-803.79 Mx=80.09
 Caratteristiche sezione ridotta: A,rid=22.575400 Wy,rid=123.91 Wz,rid=77.81
 $e_{N,y}=0.17$ $\Delta M_{z,Ed}=0.33$ $e_{N,z}=-0.01$ $\Delta M_{y,Ed}=-0.01$
 $\sigma_{max}=1096.87$ (sfrut=0.49) - $\tau_{max}=53.21$ (sfrut=0.04)

- Verifica di stabilità aste presso-inflesse (C4.2.4.1.3.3.2) - CC 19 SLU - Classe 4
 Sollecitazioni: N,Ed=-195.29 My,Ed=-67.23 Mz,Ed=-803.79
 Caratteristiche sezione ridotta: A,rid=22.575400 Wy,rid=123.91 Wz,rid=77.81
 $e_{N,y}=0.17$ $\Delta M_{z,Ed}=0.33$ $e_{N,z}=-0.01$ $\Delta M_{y,Ed}=-0.01$ L=4.75
 $\alpha_{my}, \alpha_{mz}, \alpha_{LT}=0.95, 0.95, 0.95$
 $\lambda_y=130.38$ Ncr,y=28483.50 $\lambda^*_y=1.39$ Curva a: $\Phi_y=1.59$ $\chi_y=0.42$
 $\lambda_z=111.92$ Ncr,z=38652.00 $\lambda^*_z=1.19$ Curva a: $\Phi_z=1.31$ $\chi_z=0.54$
 Kyy, Kyz, Kzy, Kzz=0.96, 0.95, 0.76, 0.95
 Verifica YY: 0.00+0.02+0.44=0.46
 Verifica ZZ: 0.00+0.02+0.44=0.46

3.6.7.2

Traverso orizzontale della pensilina – TU 200*100*4.0



Caratteristiche profilati utilizzati

Sez.	Cod.	Tipo	D <cm>	Area <cmq>	Anet <cmq>	Aeff <cmq>	Jy <cm4>	Jz <cm4>	Iy <cm>	Iz <cm>	Wymin <cm>	Wzmin <cm>	TP	Fyk <daN/cmq>	Fyt <daN/cmq>
13	Rc 10x20x0.4 T	Rc	--	23.36	23.36	23.36	1240.29	420.77	7.29	4.24	124.03	84.15	S235H UNI EN 10210-1	2350.00	3600.00

Caratteristiche profilati utilizzati

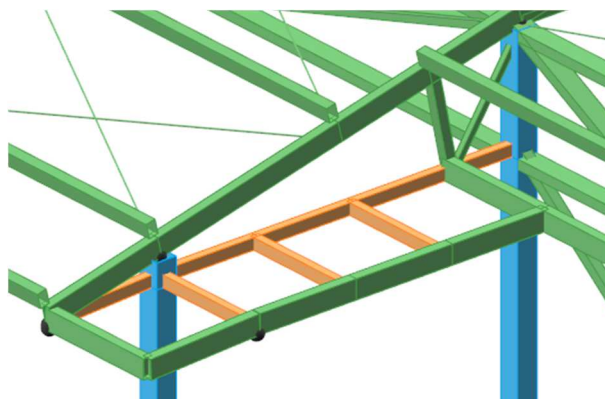
Sez.	Cod.	Wy, plas <cm>	Wz, plas <cm>	Atag, y <cmq>	Atag, z <cmq>	JØ <cm6>
13	Rc 10x20x0.4 T	152.13	93.73	7.79	15.57	

Asta n. 108 (115 -5) Sez. 13 Rc 10x20x0.4 T Crit. 2

- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 5 SND Xl=0.00 - Classe 4
Sollecitazioni: N=88.69 T_x=121.44 M_y=126.75 T_y=122.78 M_z=-160.67
Caratteristiche sezione ridotta: A_{rid}=23.360000 Wy_{rid}=124.03 Wz_{rid}=84.15
σ_{max}=296.92 (sfrut=0.13) - τ_{max}=17.10 (sfrut=0.01)
- Verifica a taglio dir. Y [4.2.16] - CC 12 SLU Xl=1.29 - Classe 1
Sollecitazioni: T_y=533.67
V_{Ed}=533.67 V_{c,Rd}=10062.00 V_{Ed}/V_{c,Rd}=0.05
- Verifica a taglio dir. Z [4.2.16] - CC 12 SLU Xl=1.29 - Classe 1
Sollecitazioni: T_z=82.20
V_{Ed}=82.20 V_{c,Rd}=20123.90 V_{Ed}/V_{c,Rd}=0.00
- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 19 SLU Xl=0.00 - Classe 4
Sollecitazioni: N=83.61 T_x=491.80 M_y=391.22 T_y=561.43 M_z=-730.74
Caratteristiche sezione ridotta: A_{rid}=23.360000 Wy_{rid}=124.03 Wz_{rid}=84.15
σ_{max}=1187.34 (sfrut=0.53) - τ_{max}=78.18 (sfrut=0.06)
- Verifica di stabilità aste presso-inflesse (C4.2.4.1.3.3.2) - CC 19 SLU - Classe 4
Sollecitazioni: M_{y,Ed}=391.22 M_{z,Ed}=-730.74
Caratteristiche sezione ridotta: Wy_{rid}=124.03 Wz_{rid}=84.15 L=1.29
α_{my}, α_{mz}, α_{LT}=0.95, 0.95, 0.95
λ_y=35.54 Ncr,y=383214.00 λ_y'=0.38 Curva a: Φ_y=0.59 χ_y=0.96
λ_z=30.51 Ncr,z=520020.00 λ_z'=0.32 Curva a: Φ_z=0.57 χ_z=0.97
K_{yy}, K_{yz}, K_{zy}, K_{zz}=0.95, 0.95, 0.76, 0.95
Verifica YY: 0.00+0.11+0.37=0.48
Verifica ZZ: 0.00+0.09+0.37=0.46

3.6.7.3

Traversini della pensilina – TU-120x80x4



Caratteristiche profilati utilizzati

Sez.	Cod.	Tipo	D <cm>	Area <cmq>	Anet <cmq>	Aeff <cmq>	Jy <cm4>	Jz <cm4>	Iy <cm>	Iz <cm>	Wymin <cm>	Wzmin <cm>	Tp	Fyk <daN/cmq>	Fyt <daN/cmq>
20	Rc 8x12x0.4 T	Rc	--	15.36	15.36	15.36	309.04	163.63	4.49	3.26	51.51	40.91	S235H UNI EN 10210-1	2350.00	3600.00

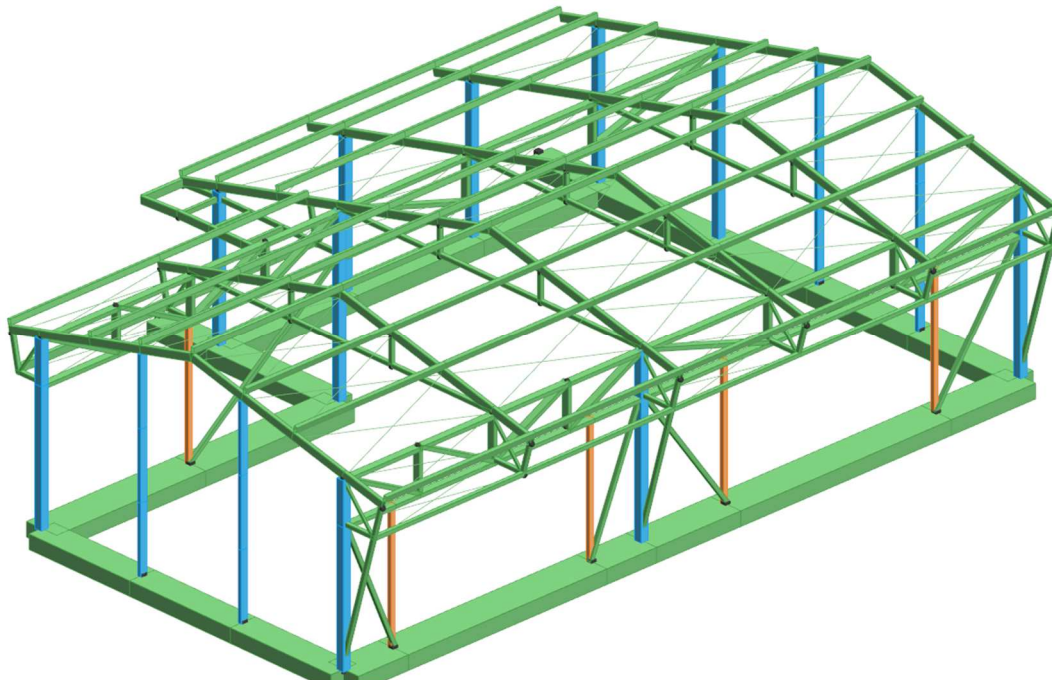
Caratteristiche profilati utilizzati

Sez.	Cod.	Wy,plas <cm>	Wz,plas <cm>	Atag,y <cmq>	Atag,z <cmq>	J0 <cm6>
20	Rc 8x12x0.4 T	62.21	46.85	6.14	9.22	

Asta n. 104 (115 -19) Sez. 20 Rc 8x12x0.4 T Crit. 4

- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 1 SND Xl=0.00 - Classe 3
Solicitazioni: N=-10053.70 Tz=155.68 My=164.50 Ty=65.62 Mz=-71.63 Mx=-46.33
Tensioni: $\sigma_N=-654.54$ $\sigma_{m,d}=-494.48$ $\tau=65.69$ $\sigma_{max}=-1149.01$ (sfrut=0.51)
Tensioni: $\sigma_N=-654.54$ $\sigma_{m,d}=157.60$ $\tau=85.28$ $\tau_{max}=85.28$ (sfrut=0.07)
Tensioni: $\sigma_N=-654.54$ $\sigma_{m,d}=-494.48$ $\tau=65.69$ $\sigma_{ID,max}=1154.63$ (sfrut=0.52)
- Verifica a taglio e torsione dir. Y [4.2.25] - CC 12 SLU Xl=1.09 - Classe 1
Solicitazioni: Ty=-188.41 Mx=-19.09
V,Ed=-188.41 Vc,Rd,Red=7772.99 V,Ed/Vc,Rd,Red=0.02
- Verifica a taglio e torsione dir. Z [4.2.25] - CC 12 SLU Xl=1.09 - Classe 1
Solicitazioni: Tz=75.13 Mx=-19.09
V,Ed=75.13 Vc,Rd,Red=11659.50 V,Ed/Vc,Rd,Red=0.01
- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 12 SLU Xl=0.00 - Classe 3
Solicitazioni: N=6396.10 Tz=85.10 My=87.45 Ty=-188.41 Mz=205.66 Mx=-19.09
Tensioni: $\sigma_N=416.41$ $\sigma_{m,d}=672.52$ $\tau=27.07$ $\sigma_{max}=1088.94$ (sfrut=0.49)
Tensioni: $\sigma_N=416.41$ $\sigma_{m,d}=-158.47$ $\tau=60.78$ $\tau_{max}=60.78$ (sfrut=0.05)
Tensioni: $\sigma_N=416.41$ $\sigma_{m,d}=672.52$ $\tau=27.07$ $\sigma_{ID,max}=1089.94$ (sfrut=0.49)
- Verifica di stabilità aste presso-inflesse (C4.2.4.1.3.3.2) - CC 1 SND - Classe 3
Solicitazioni: N,Ed=-10053.70 My,Ed=164.50 Mz,Ed=-71.63 L=1.20
 $\alpha_{my}, \alpha_{mz}, \alpha_{LT}=0.95, 0.95, 0.95$
 $\lambda_y=26.79$ Ncr,y=443731.00 $\lambda'_y=0.29$ Curva a: $\Phi_y=0.55$ $\chi_y=0.98$
 $\lambda_z=36.81$ Ncr,z=234951.00 $\lambda'_z=0.39$ Curva a: $\Phi_z=0.60$ $\chi_z=0.95$
Kyy, Kyz, Kzy, Kzz=1.00, 1.02, 0.80, 1.02
Verifica YY: 0.30+0.14+0.08=0.52
Verifica ZZ: 0.31+0.11+0.08=0.50

3.6.7.4 Colonna di controvento – TU 120*120*4.0



Caratteristiche profilati utilizzati

Sez.	Cod.	Tipo	D <cm>	Area <cmq>	Anet <cmq>	Aeff <cmq>	Jy <cm4>	Jz <cm4>	Iy <cm>	Iz <cm>	Wymin <cm>	Wzmin <cm>	Tp	Fyk <daN/cmq>	Fyt <daN/cmq>
16	Rc 12x12x0.4 P	Rc	--	18.56	18.56	18.56	416.73	416.73	4.74	4.74	69.46	69.46	S235H UNI EN 10210-1	2350.00	3600.00

Caratteristiche profilati utilizzati

Sez.	Cod.	Wy, plas <cm>	Wz, plas <cm>	Atag, y <cmq>	Atag, z <cmq>	J0 <cm6>
16	Rc 12x12x0.4 P	80.77	80.77	9.28	9.28	

Asta n. 38 (8 308) Sez. 16 Rc 12x12x0.4 P Crit. 10

-
- Verifica a compressione (4.2.4.1.2.2) - CC 5 SND Xl=0.00 - Classe 3
Sollecitazioni: N=-3410.88 M_x=12.54
Verifica a compressione [4.2.9]
N,Ed=-3410.88 Nc,Rd=-41539.10 N,Ed/Nc,Rd=0.08
 - Verifica a compressione (4.2.4.1.2.2) - CC 9 SLU Xl=0.00 - Classe 1
Sollecitazioni: N=-8030.88 M_x=1.44
Verifica a compressione [4.2.9]
N,Ed=-8030.88 Nc,Rd=-41539.10 N,Ed/Nc,Rd=0.19
 - Verifica di stabilità (4.2.4.1.3.1) - CC 9 SLU
Sollecitazioni: N=-8030.88
L=3.70
 $\lambda_y=78.08$ Ncr,y=63092.00 $\lambda^*_y=0.83$
Curva a: $\Phi_y=0.91$ $\chi_y=0.78$
 $\lambda_z=78.08$ Ncr,z=63092.00 $\lambda^*_z=0.83$
Curva a: $\Phi_z=0.91$ $\chi_z=0.78$
 $\chi_{y,min}=0.78$ N,Ed=-8030.88 Nb,Rd=32286.00 N,Ed/Nb,Rd=0.25

3.6.8 Verifica controventi di falda

Le sollecitazioni massime di trazione/compressione sugli arcarecci di controvento per effetto del sisma trasversale e/o del vento radente sono pari a:

Trazione massima sul tondo di controvento d.16mm T=3200kg

700kg compressione massima sugli arcarecci nella combinazione sismica agli SLV

La verifica di resistenza a trazione richiede il soddisfacimento di:

$$\frac{N_{ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

$$N_{ed} = 3200 \text{ kg}$$

$$N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd})$$

Il minore tra i due contributi sarà sicuramente il primo, ovvero $N_{pl,Rd}$ in quanto la sezione non presenta fori in corrispondenza del collegamento con la piastra.

$$N_{pl,Rd} = \frac{A * f_{yk}}{\gamma_{MO}} = \frac{1,57 * 2750}{1,05} = 411 \text{ kg}$$

La verifica di resistenza a trazione risulta soddisfatta infatti:

$$\frac{N_{ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{3200}{4111} = 0,78 \leq 1$$

A completamento si riporta la verifica del collegamento bullonato M16-8.8:

Bullone soggetto a taglio			
SOLLECITAZIONI			
N eventuale di trazione (dN)		H (dN)	M (dN m)
SOMME	0	3200	0
VERIFICA BULLONI			
Bulloni 8,8	dn	16 mm	
	A res	1,57 cmq	
Numero bulloni resistenti	1 A res	1,57 cmq	
Numero bulloni totale		1	
Sollecitazioni	N	0,00 dN	
	M	0,00 dN m	
	T	3200 dN	
Fv,Ed=H/Numero bulloni	3200 kg		
Resistenza a taglio di calcolo			
Fv,Rd=0.6 ftb Ares/γM2 =	6028,80 dN		
γM2 =	1,25		
Ares =	1,57 cmq	M16-parte filettata	
ftb =	8000,00 kg/cmq	8,8	
Resistenza a rifollamento di calcolo			
Fb,Rd=k α ftk d t /γM2 =	8806,40 dN		
γM2 =	1,25		
d =	1,60 cm	diametro nominale	
ftk =	4300,00 kg/cmq	rottura materiale piastra	
t =	1,00 cm	spessore piastra	
α =	0,64		
k =	2,50		
min(FvRd;FbRd) =	6029	Fv,Rd=RESISTENZA A TAGLIO	
Fv,Ed/Fv,Rd=	0,53	<1 VERIFICATA	

3.6.8.1 Verifica arcareccio di controvento

Si riporta la verifica più gravosa per gli arcarecci di controvento agli SLU con neve x 1.5 e vento x 0.9.

Verifica arcareccio di copertura

Materiale e geometria arcareccio

Materiale	S235	fyk=	2350	daN/cm	E=	2.100.000	daN/cm	ε=	1	γM1=	1,05
Profilo:	Tubo 150*100*3		Sezione classe:	1	Curva instab.:	a	Fattore di imperfezione:	0,21			
Peso=	18,17	kg/ml	incidenza a mq=	10,7	daN/m ²	A=	14,41	(cm ²)	Aeff=	14,41	(cm ²)
Jy=	460,40	(cm ⁴)	py=	5,65	cm	Weff,y=		61,42 (cm ³)			
Wy=	61,42	(cm ³)	Wpl,y=	61,42	(cm ³)						
Jz=	247,64	(cm ⁴)	pz=	4,15	cm						
Wz=	49,53	(cm ³)	Wpl,z=	49,53	(cm ³)	Weff,z=	49,53	(cm ³)			
pend (%)=	24	%	pendenza copertura	α=	0,2355	rad.	α=	13,50	gradi		
int. Arc=	1,70	mt	interasse arcareccio in proiezione orizz.	NSd=	1100	daNm	sforzo normale agente				
Ly=	475	cm	lunghezza asta per stabilità nel piano z-z	eNy=	0						
Lz=	475	cm	lunghezza asta per stabilità nel piano y-y	eNz=	0						
βy=	1,0	cm	coefficiente di stabilità nel piano z-z	βMy=	1,3	coefficiente di momento equivalente uniforme					
βz=	1,0	cm	coefficiente di stabilità nel piano y-y	βMz=	1,3						
ly=	475	cm	lunghezza libera di inflessione nel piano z-z	ly,z=	475	cm	lunghezza libera di infless. nel piano y-y				
λy=	84	snellezza nel piano z-z		λz=	114	snellezza nel piano y-y					

Analisi dei carichi

q _{perms} =	0	daN/m ²	carico permanente strutturale escluso peso proprio arcareccio
q _{permsNS} =	32	daN/m ²	carico permanente non strutturale
q _{Neve} =	86	daN/m ²	carico variabile da neve in proiezione
q _{Vento} =	13	daN/m ²	carico da vento ortogonale alla copertura

Carichi sull'arcareccio allo SLU

q _{ySLU} (neve+0,9vento)=	74	daN/ml	NEVE
q _{zSLU} (neve+0,9vento)=	330	daN/ml	
q _{ySLU} (vento+0,75neve)=	49	daN/ml	VENTO
q _{zSLU} (vento+0,75neve)=	223	daN/ml	

Sollecitazioni in semplice appoggio

N _{Sd} =	1.100	daNm		
M _{ySd} =	931	daNm		
M _{zSd} =	210	daNm		
β _{Mz} =	1,3	coefficiente di momento equivalente uniforme		
β _{My} =	1,3	vedi Fig. 5.5.3 EC3		
N _{crz} =	42.250	daN	Carico critico per il piano z-z	N _{crz} = 22.725 daN Carico critico per il piano y-y
λ _y =	0,90	snellezza adimensionale		
λ _z =	1,22	snellezza adimensionale		
Φ _y =	0,97	Φ _z = 1,35		
χ _y =	0,737	coefficiente di instabilità piano z-z		
χ _z =	0,517	coefficiente di instabilità piano y-y		
N _{byRd} =	23.771	daN	Sforzo normale resistente piano z-z	N _{bzRd} = 16.676 daN Sforzo normale resistente piano y-y
μ _y =	-1,25	≤	0,90	μ _z = -1,71 ≤ 0,90
ky=	1,06	≤	1,5	kz= 1,11 ≤ 1,5

Verifica a pressoflessione deviata

$$\chi_{min} = \frac{N_{Sd}}{A \cdot f_y} + \frac{k_y \cdot (M_{ySd} + N_{Sd} \cdot e_{Ny})}{\gamma_{M1} \cdot W_{yeff} \cdot f_y} + \frac{k_z \cdot (M_{zSd} + N_{Sd} \cdot e_{Nz})}{\gamma_{M1} \cdot W_{zeff} \cdot f_y}$$

0,07 + 0,71 + 0,21 = 0,99

Verifica stato limite di esercizio

Carichi sull'arcareccio in combinazione rara

q _{SLE} permanenti=	17	daN/ml	fy=	0,22	cm	f=	0,53	cm	PERMANENTI	
q _{SLE} permanenti=	71	daN/ml	fz=	0,48	cm					
q _{SLE} (neve+0,6vento)=	34	daN/ml	fy=	0,43	cm	f=	1,15	cm	NEVE	
q _{SLE} (neve+0,6vento)=	155	daN/ml	fz=	1,07	cm					
q _{SLE} (vento+0,5neve)=	17	daN/ml	fy=	0,22	cm	f=	0,67	cm	VENTO	
q _{SLE} (vento+0,5neve)=	93	daN/ml	fz=	0,64	cm					
δ ₁ =	0,53	cm	spost. elastico dovuto a peso proprio+carichi permanenti							
δ ₂ =	1,15	cm	spost. elastico dovuto ai carichi variabili		pari a l/	413	luce	δ _{2(lim)} =	1,90	cm
δ _{max} =	1,68	cm	spost. elastico totale		pari a l/	283	luce	δ _{max(lim)} =	2,38	cm

3.6.9 Verifica dei controventi di parete

Si riporta la verifica del controvento di parete in TU-100*100*5.0

Caratteristiche profilati utilizzati

Sez.	Cod.	Tipo	D <cm>	Area <cmq>	Anet <cmq>	Aeff <cmq>	Jy <cm4>	Jz <cm4>	Iy <cm>	Iz <cm>	Wymin <cmq>	Wzmin <cmq>	Tp	Fyk <daN/cmq>	Fyt <daN/cmq>
17	tu-100*100*5	Rc	--	19.00	19.00	19.00	286.58	286.58	3.88	3.88	57.32	57.32	S235H UNI EN 10210-1	2350.00	3600.00

Caratteristiche profilati utilizzati

Sez.	Cod.	Wy,plas <cmq>	Wz,plas <cmq>	Atag,y <cmq>	Atag,z <cmq>	J0 <cm6>
17	tu-100*100*5	67.75	67.75	9.50	9.50	

Asta n. 1085 (-23 8) Sez. 17 tu-100*100*5 Crit. 4

 - Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 5 SND Xl=3.03 - Classe 3
 Sollecitazioni: N=-4974.80 M_y=-50.97 M_x=-7.83
 Tensioni: σ_N =-261.83 $\sigma_{m,d}$ =-88.93 τ =8.68 σ_{max} =-350.76 (sfrut=0.16)
 Tensioni: σ_N =-261.83 $\sigma_{m,d}$ =88.93 τ =8.68 τ_{max} =8.68 (sfrut=0.01)
 Tensioni: σ_N =-261.83 $\sigma_{m,d}$ =-88.93 τ =8.68 $\sigma_{ID,max}$ =351.08 (sfrut=0.16)

Asta n. 1021 (-11 5) Sez. 17 tu-100*100*5 Crit. 4

 - Verifica a taglio e torsione dir. Z [4.2.25] - CC 10 SLU Xl=4.00 - Classe 1
 Sollecitazioni: T_z=-15.10 M_x=24.35
 V,Ed=-15.10 Vc,Rd,Red=12019.60 V,Ed/Vc,Rd,Red=0.00

Asta n. 1091 (14 -24) Sez. 17 tu-100*100*5 Crit. 4

 - Verifica a compressione (4.2.4.1.2.2) - CC 14 SLU Xl=0.02 - Classe 1
 Sollecitazioni: N=-5078.19 T_z=15.09 M_x=-5.89
 Verifica a compressione [4.2.9]
 N,Ed=-5078.19 Nc,Rd=-42523.80 N,Ed/Nc,Rd=0.12

Asta n. 1085 (-23 8) Sez. 17 tu-100*100*5 Crit. 4

 - Verifica di stabilità aste presso-inflesse (C4.2.4.1.3.3.2) - CC 5 SND - Classe 3
 Sollecitazioni: N,Ed=-5001.77 M_y,Ed=-50.97 L=6.02
 α_{my} , α_{mz} , α_{LT} =0.95, 0.95, 0.95
 λ_y =155.03 Ncr,y=16384.50 λ^*_y =1.65 Curva a: Φ_y =2.01 χ_y =0.32
 λ_z =155.03 Ncr,z=16384.50 λ^*_z =1.65 Curva a: Φ_z =2.01 χ_z =0.32
 K_{yy}, K_{yz}, K_{zy}, K_{zz}=1.16, 1.16, 0.00, 1.16
 Verifica YY: 0.37+0.05=0.42
 Verifica ZZ: 0.37=0.37

A completamento si riporta la verifica del collegamento bullonato con piastra sp.10 e 1M18-8.8:

Bullone soggetto a taglio			
SOLLECITAZIONI			
	<i>N (kg) (negativo se di trazione)</i>	<i>Taglio H (kg)</i>	<i>M (kgm)</i>
SOMME	0	5700	0
VERIFICA BULLONI			
Bulloni 8,8	dn	18 mm	
	A res	1,92 cmq	
Numero bulloni resistenti	1 A res	1,92 cmq	
Numero superfici di taglio		2	
Sollecitazioni	N	0,00 kg	
	M	0,00 kgm	
	T	5700 kg	
Fv,Ed=H/Numero bulloni	2850 kg	Taglio sul singolo bullone	
Resistenza a taglio di calcolo			
Fv,Rd=0.6 ftb Ares/γM2 =	7372,80 kg		
γM2 =	1,25		
Ares =	1,92 cmq	parte filettata	
ftb =	8000,00 kg/cmq	8,8	
Resistenza a rifollamento di calcolo Tubo			
Fb1,Rd=k α ftk d t /γM2 =	5378,40 kg		
γM2 =	1,25		
d =	1,80 cm	diametro nominale	
ftk =	3600,00 kg/cmq	rottura materiale piastra	
t =	0,50 cm	spessore piastra	
α =	0,83		
k =	2,50		
Resistenza a rifollamento di calcolo piatto			
Fb2,Rd=k α ftk d t /γM2 =	10756,80 kg		
γM2 =	1,25		
d =	1,80 cm	diametro nominale	
ftk =	3600,00 kg/cmq	rottura materiale piastra	
t =	1,00 cm	spessore piastra	
α =	0,83		
k =	2,50		
min(Fv,Rd;Fb1,Rd;Fb2,Rd) =	5378	Fv,Rd=RESISTENZA A TAGLIO	
VERIFICA A TAGLIO			
Fv,Ed/Fv,Rd=	0,53	<1 VERIFICATA	

3.7 Verifica geotecnica

Nella progettazione geotecnica, le verifiche in fondazione devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno, per scorrimento e stabilità globale) - GEO;

SLU di tipo strutturale (raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali) - STR.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali. Siccome si tratta di una struttura edilizia semplice, posizionata in un terreno pianeggiante questa verifica viene omessa.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I delle NTC 2008, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

- Combinazione (A1+M1+R3).

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto. Le tabelle che seguono sono le citate 6.2.I, 6.2.II e la 6.4.I delle NTC.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{01}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{02}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{03}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{01} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno dell'acqua, quando pertinenti;
 γ_{02} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
 γ_{03} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

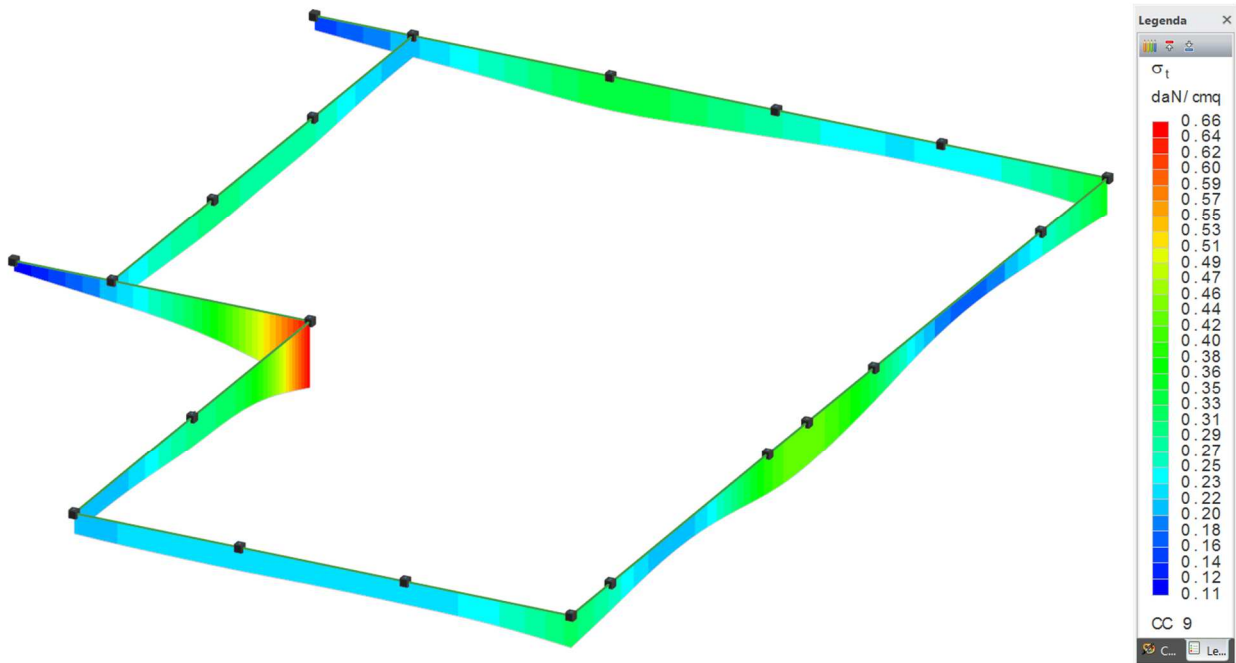
PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	γ_c	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_T	1,0	1,0

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

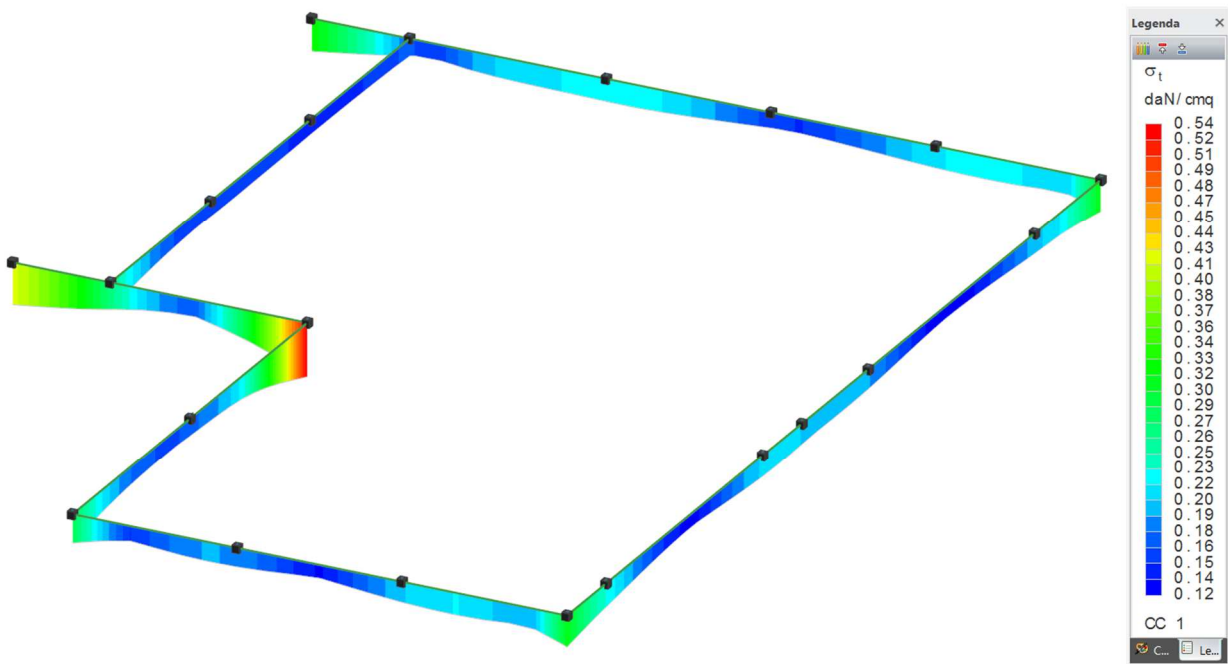
Come per le strutture in elevazione si sceglie la **progettazione secondo l'approccio 2**. In questo caso la normativa utilizza una sola combinazione, riportata nei paragrafi precedente, in cui le verifiche tipo GEO e tipo STR utilizzano gli stessi coefficienti.

La tensione sul terreno sopra riportata va confrontata con la tensione di Terzaghi (limite) calcolata nel capitolo 1.2 divisa per il coef. $\gamma_R = 1.0$. Ossia:



Tensioni sul terreno agli SLU

$$R_d = Q_{lim} / \gamma_R = 1.94 \text{ kg/cm}^2 > q_{str,max} \approx 0.66 \text{ kg/cm}^2$$



$$Q_{lim} = 4.45 \text{ kg/cm}^2 > q_{str,max} \approx 0.54 \text{ kg/cm}^2$$

Le tensioni massime sul terreno in condizioni dinamiche nella condizione STR (SLV) risultano inferiori del valore limite di rottura del terreno.

3.7.1 Criteri di progetto travi di fondazione in c.a.

2

Specifici

Materiali

-Considera come elemento esistente	No
-Calcestruzzo	
-Livello di conoscenza	LC2
-Fattore di confidenza	1.20
-Tipo di calcestruzzo	C25/30
-Rck calcestruzzo	300.00
-Modulo elastico <daN/cm ² >	314472.00
-Resistenza caratteristica cilindrica (Fck)	249.00
-Resistenza caratteristica a trazione (Fctk)	17.91
-Resistenza media (Fcm) <daN/cm ² >	329.00
-Resistenza media a trazione (Fctm) <daN/cm ² >	25.58
-σ amm. calcestruzzo <daN/cm ² >	97.50
-τc0 <daN/cm ² >	6.00
-τc1 <daN/cm ² >	18.30
-Riduci Fcd per tutte le verifiche secondo il D.M. 08	Si
-γc per stati limite ultimi	
-Automatico	x
-Pari a	
-Acciaio	
-Livello di conoscenza	LC2
-Fattore di confidenza	1.20
-Tipo di acciaio	B450C
-Modulo elastico <daN/cm ² >	2060000.00
-Tensione caratteristica di snervamento (Fyk) <daN/cm ² >	4500.00
-Tensione media di snervamento (Fym) <daN/cm ² >	4500.00
-Sigma amm. acciaio <daN/cm ² >	2600.00
-Sigma amm. reti e tralicci <daN/cm ² >	2600.00
-Allungamento per verifiche di duttilità (Agt) <%>	4.00
-γs per stati limite ultimi	
-Automatico	x
-Pari a	
-Coeff. di omogeneizzazione	15.00

Parametri per analisi pushover

Numero fibre	200.00
Fattore di confinamento nucleo interno	1.00
Fattore di incrudimento acciaio <%>	0.10

Parametri per verifiche di duttilità

Considera rotazione massima di esercizio per determinare SLO e SLD	No
Modalità di calcolo luce di taglio Lv	
-Lv=L/2	x
-Lv=M/V	
-Lv=Punto di nullo del momento flettente	
Capacità di rotazione alla corda al collasso	
-Formula C8A.6.1 con fattore di riduzione pari a	
-Formula C8A.6.5	x
Sforzo normale di verifica per analisi pushover	
-Gravitazionale	
-Dal calcolo	x

Parametri di calcolo

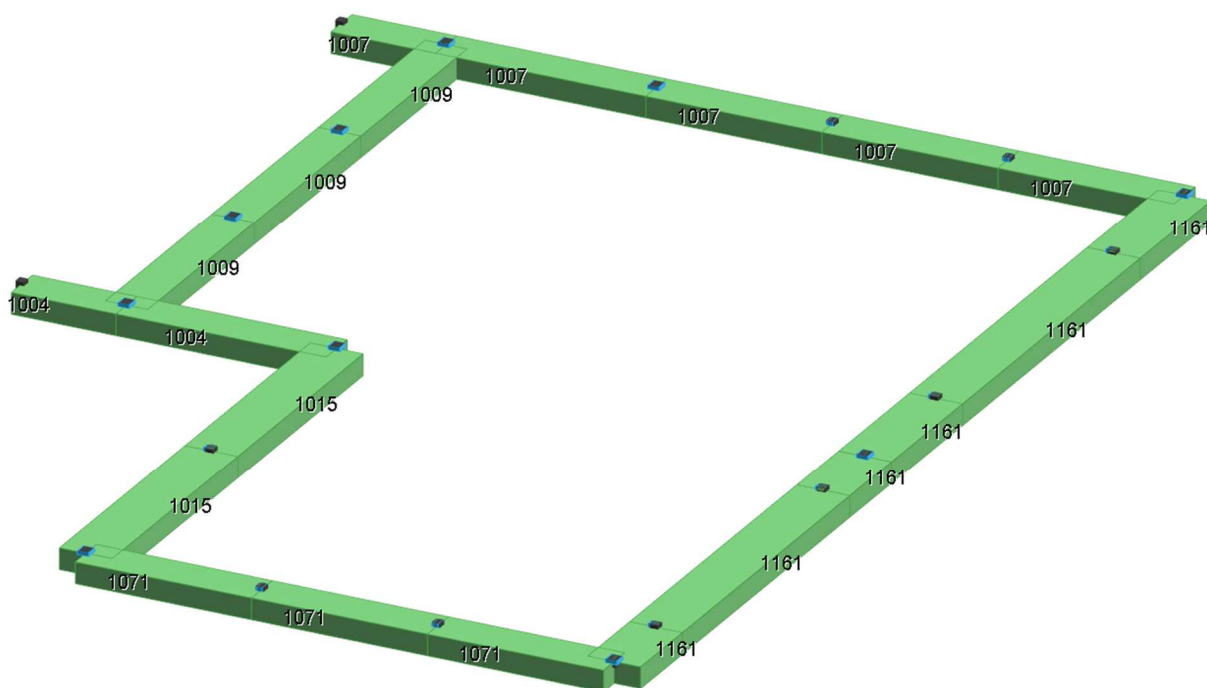
Progetto a pressoflessione	Si
-Per tutte le travi	
-Solo per travi inclinate	x
-Min. angolo per pressoflessione <grad>	10.00
-Compressione massima senza progetto a pressoflessione <%>	10.00
Progetto a torsione	No
-Trazione senza progetto a torsione<%>	
Armatura secondo Circ. 65 del 10/04/97	No
Non progettare in gerarchia delle resistenze	No
Non effettuare verifiche per CC sismiche (elemento secondario)	No
Escludi dal calcolo sovrarresistenza per pilastri incidenti	No
Rispetta limitazioni geometriche e d'armatura per zone sismiche	Si
Sollecitazioni complanari ad eventuali elementi bidimensionali	No
Copriferro teorico superiore <cm>	5.10
Copriferro teorico inferiore <cm>	5.10
Min. momento fittizio agli appoggi	No
-Denominatore	
Min. momento fittizio in campata	No
-Denominatore	
Incremento percentuale momento in campata <%>	10.00
Usa taglio max per traslazione momento (S.L.)	Si
Limitare momento traslato al valore max di appoggio (S.L.)	No
Limitare momento traslato al valore max di campata (S.L.)	No
Taglio da momento resistente in fondazione (S.L.)	No
Tipo di progetto in doppia armatura (T.A.)	

-Tensioni pari ai valori amm.	
-Tensioni pari ai valori amm. con AfComp/AfTesa minore o pari a	1.00
-Con AfComp/AfTesa pari a	
Parametri di progettazione armatura	
Max differenza fra diametri per unificazioni	2.00
Max distanza fra barre per unificazioni <m>	1.00
Denominatore per individuazione zona di campata	32.00
Fattore di copertura appoggi (0÷1)	0.00
Fattore di riduzione per ancoraggio ferri	1.00
Minimizzazione momenti resistenti di appoggio (stati limite D.M. 08)	Si
-Arretramento reggistaffe dall'appoggio <m>	2.00
-Tolleranza di copertura da sovrapposizione <%>	10.00
Tipo di distribuzione armatura eccedente in fase di verifica	
-Ripartita proporzionalmente per flessione, torsione e taglio	x
-Tutta agente per flessione	
-Tutta agente per taglio	
Armatura a flessione	
Elenco diametri ferri longitudinali 1 <mm>	16
Elenco diametri ferri longitudinali 2 <mm>	
Elenco diametri ferri longitudinali 3 <mm>	
Elenco diametri ferri longitudinali 4 <mm>	
Elenco diametri ferri longitudinali 5 <mm>	
Elenco diametri ferri longitudinali 6 <mm>	
Elenco diametri ferri longitudinali 7 <mm>	
Max differenza fra diametri nella trave	8.00
Max differenza fra diametri ferri accoppiati	4.00
Reggistaffe superiori	
-Numero	
-Pari a	2.00
-Max mutua distanza <cm>	
-Diametro	
-Automatico	x
-Pari a <mm>	
-Minimo <mm>	
Reggistaffe inferiori	
-Numero	
-Pari a	2.00
-Max mutua distanza <cm>	
-Diametro	
-Automatico	x
-Pari a <mm>	
-Minimo <mm>	
Armatura a taglio	
Scorrimento (T.A.)	
-Percentuale assorbita dalle staffe <%>	100.00
-Percentuale assorbita dai ferri piegati <%>	0.00
-Percentuale assorbita dai ferri di parete <%>	0
-Considerare il valore relativo alle staffe come minimo percentuale da adottare	No
Variabilità staffe	
-Staffe uguali a passo costante	
-Staffe diverse in tre parti della trave in funzione delle zone critiche	x
-Staffe diverse in tre parti della trave in funzione di un multiplo dell'altezza pari a	
Variabilità staffe ala	
-Passi uguali a passi anima	x
-Passi multipli di passi anima	
-Passi indipendenti da passi anima	
Min. lunghezza tratto centrale come multiplo dell'altezza della trave	1.10
Elenco diametri staffe 1 <mm>	8
Elenco diametri staffe 2 <mm>	
Elenco diametri staffe 3 <mm>	
Elenco diametri staffe 4 <mm>	
Elenco diametri staffe 5 <mm>	
Elenco diametri staffe 6 <mm>	
Elenco diametri staffe 7 <mm>	
Elenco numero bracci staffe 1	2
Elenco numero bracci staffe 2	
Elenco numero bracci staffe 3	
Elenco numero bracci staffe 4	
Elenco numero bracci staffe 5	
Passi staffe	
-Minimo <cm>	8.00
-Massimo <cm>	25.00
-Incremento <cm>	1.00
Elementi costanti	
-Diametro	Si
-Passo	No
-Bracci	Si
Tipo di minimizzazione staffatura	
-Minimizza il numero delle staffe	x
-Minimizza il peso delle staffe	

Raffittimento staffe all'estremità della trave	No
-Passo non superiore a	
Lunghezza max del tratto di calcolo scorrimento	
-Pari al tratto in cui $\tau > \tau_0$	x
-Pari a <cm>	
-Come multiplo dell'altezza pari a	
Armatura a taglio e torsione	
Elenco diametri ferri piegati 1 <mm>	12
Elenco diametri ferri piegati 2 <mm>	14
Elenco diametri ferri piegati 3 <mm>	16
Elenco diametri ferri piegati 4 <mm>	18
Elenco diametri ferri piegati 5 <mm>	20
Elenco diametri ferri piegati 6 <mm>	
Elenco diametri ferri piegati 7 <mm>	
Angolo di piegatura <grad>	45.00
Posizione primo punto di piegatura	
-Pari al multiplo dell'altezza	
-Distanza <cm>	5.00
Interasse punti di piegatura	
-Pari al multiplo dell'altezza	
-Distanza <cm>	25.00
Tipo di ferri piegati	
-Solo sagomati	
-Solo cavallotti	
-Sia sagomati che cavallotti	x
Ferri di parete	Si
-Max distanza fra le barre <cm>	30.00
Elenco diametri ferri di parete 1 <mm>	12
Elenco diametri ferri di parete 2 <mm>	14
Elenco diametri ferri di parete 3 <mm>	16
Elenco diametri ferri di parete 4 <mm>	18
Elenco diametri ferri di parete 5 <mm>	20
Elenco diametri ferri di parete 6 <mm>	
Elenco diametri ferri di parete 7 <mm>	
Elenco diametri staffe orizzontali 1 <mm>	6
Elenco diametri staffe orizzontali 2 <mm>	8
Elenco diametri staffe orizzontali 3 <mm>	
Elenco diametri staffe orizzontali 4 <mm>	
Elenco diametri staffe orizzontali 5 <mm>	
Elenco diametri staffe orizzontali 6 <mm>	
Elenco diametri staffe orizzontali 7 <mm>	
Parametri di disegno	
Risvolto ferri superiori	Si
-Pari a <cm>	25.00
-Pari all'altezza della trave	
Risvolto ferri inferiori	Si
-Pari a <cm>	25.00
-Pari all'altezza della trave	
Risvolto ferri laterali	Si
-Pari a <cm>	25.00
-Pari alla larghezza della trave	
Magrone	Si
-Allargamento laterale <cm>	0.00
-Altezza <cm>	10.00
Dati per progettazione interattiva sezioni	
Copriferro reale al bordo staffa <cm>	3.50
Diametro staffa teorica <mm>	8.00
Distanza fra ferri su più strati <cm>	1.00
Integrare lo scorrimento lungo il tratto	Si
-Lunghezza del tratto <m>	1.00
Dati per progettazione agli stati limite	
Gruppo di esigenza	
-Ambiente poco aggressivo	x
-Ambiente moderatamente aggressivo	
-Ambiente molto aggressivo	
Usa dominio N-M per flessioni rette	Si
-Ricerca della sicurezza con sforzo normale costante	
-Ricerca della sicurezza con eccentricità costante	x
Controllo rapporto X/D	Si
Barre da considerare tese per verifiche a taglio	
-Solo le barre con deformazione percentuale rispetto alla barra più tesa non inferiore al <%>	30.00
-Tutte le barre in trazione	
Dati per verifiche di resistenza al fuoco	
-Tempo di verifica (REL) <minuti>	120.00
Dimensione MESH <cm>	2.00
-Passo di calcolo <secondi>	10.00
-Temperatura ambiente <C°>	20.00

-Coeff. di convezione a temperatura ambiente <W/mq K>	9.00
Calcestruzzo	
-Tipo di aggregati	SILICEI
Massa volumica a secco <daN/mc>	2300.00
-Umidità iniziale <%>	3.00
-Fattore di interpolazione conducibilità	0.50
Dati per verifiche FRP	
Rinforzo longitudinale	
Tipo di fibra/resina	
-Vetro/Epossidica	
-Arammidica/Epossidica	
-Carbonio/Epossidica	x
Resistenza caratteristica(f_{Rk}) <daN/cm ² >	49000.00
Modulo elastico(E_c) <daN/cm ² >	2500000.00
Deformazione caratteristica a rottura per trazione(ϵ_{Rk}) <%>	2.00
Spessore equivalente(t_e) <mm>	0.17
Sistemi di rinforzo	
-Preformati	
-Impregnati in situ	x
Rinforzo trasversale	
Tipo di fibra/resina	
-Vetro/Epossidica	
-Arammidica/Epossidica	
-Carbonio/Epossidica	x
Resistenza caratteristica(f_{Rk}) <daN/cm ² >	49000.00
Modulo elastico(E_c) <daN/cm ² >	2500000.00
Deformazione caratteristica a rottura per trazione(ϵ_{Rk}) <%>	2.00
Spessore equivalente(t_e) <mm>	0.17
Sistemi di rinforzo	
-Preformati	
-Impregnati in situ	x
Modalità di carico	
-Lungo termine	x
-Ciclico	
Coeff. parziale SLU di distacco(γ_{fd})	1.50
Fattore di conversione ambientale(η_a)	0.95
Raggio di arrotondamento spigoli(r_c) <cm>	2.00
Coeff. condizione di carico(K_d)	1.25

3.7.2 Verifica travi di fondazione in c.a.



Simbologia

Caso	= Caso di verifica
Xg	= Coordinata progressiva (dal primo nodo) in cui viene effettuato il progetto/verifica
CC	= Combinazione delle condizioni di carico elementari
	c = momento fittizio in campata
	a = momento fittizio agli appoggi
	TG = taglio da gerarchia delle resistenze
	T = momento traslato per taglio
	e = eccentricità aggiuntiva in caso di compressione o pressoflessione
TCC	= Tipo di combinazione di carico
	SLU = Stato limite ultimo
	SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
	SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
	SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
	SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
	SLD = Stato limite di danno
	SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
	SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
	SLO = Stato limite di operatività
	SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
EI	= Elemento (asta) in cui viene effettuato il progetto/verifica (progressivo sul numero di aste)
Sez.	= Numero della sezione
Crit.	= Numero del criterio di progetto
X	= Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
AfE S	= Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, superiore
AfE I	= Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, inferiore
AfEP S	= Area di ferro effettiva parziale presente nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, superiore
AfEP I	= Area di ferro effettiva parziale presente nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, inferiore
My	= Momento flettente intorno all'asse Y
Myu	= Momento ultimo intorno all'asse Y
Sic.	= Sicurezza a rottura
σ_f sup	= Tensione nel ferro - superiore
σ_f inf	= Tensione nel ferro - inferiore
σ_c	= Tensione nel calcestruzzo
Tz	= Taglio in dir. Z
X0	= Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) dell'inizio del tratto
X1	= Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) della fine del tratto
Lung.	= Lunghezza del tratto di progettazione
Staff.	= Staffatura adottata
AfE St.	= Area di ferro effettiva della staffatura (d'anima per travi a T o L)
bw	= Larghezza membratura resistente al taglio
Vsdu	= Taglio agente nella direzione del momento ultimo
ctg θ	= Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
VRsd	= Taglio ultimo lato armatura
VRcd	= Taglio ultimo lato calcestruzzo
Sic.T	= Sicurezza a rottura per taglio

c = Ricoprimento dell'armatura
 s = Distanza minima tra le barre
 K3 = Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
 s_{rm} = Distanza media tra le fessure
 Φ = Diametro della barra
 A_s = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
 A_{c,eff} = Area di calcestruzzo efficace
 σ_s = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
 σ_{sr} = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
 E_{sm} = Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
 Wk = Apertura delle fessure
 Tipo = Tipologia
 2C = Doppia C lato labbri
 2Cdx = Doppia C lato costola
 2I = Doppia I
 2L = Doppia L lato labbri
 2Ldx = Doppia L lato costole
 C = C
 Cdx = C destra
 Cir. = Circolare
 Cir.c = Circolare cava
 I = I
 L = L
 Ldx = L destra
 Om. = Omega
 Pg = Pi greco
 Pr = Poligono regolare
 Prc = Poligono regolare cavo
 Pc = Per coordinate
 Ia = Inerzie assegnate
 R = Rettangolare
 Rc = Rettangolare cava
 T = T
 U = U
 Ur = U rovescia
 V = V
 Vr = V rovescia
 Z = Z
 Zdx = Z destra
 Ts = T stondata
 Ls = L stondata
 Cs = C stondata
 Is = I stondata
 Dis. = Disegnata
 B = Base
 H = Altezza
 Cf sup = Copriferro superiore
 Cf inf = Copriferro inferiore
 Cls = Tipo di calcestruzzo
 Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
 Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
 Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
 Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
 Acc. = Tipo di acciaio
 Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
 Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio

Travata n. 1004

Nodi: 38 16 17

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf sup <cm>	Cf inf <cm>	Cls	Fck <daN/cmq>	Fctk <daN/cmq>	Fcd <daN/cmq>	Fctd <daN/cmq>	Tp	Fyk <daN/cmq>	Fyd <daN/cmq>
14	R	80.00	40.00	5.10	5.10	C25/30	249.00	17.91	141.10	11.94	B450C	4500.00	3913.04

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione

Xg <m>	C	TC	EI	X <cm>	Afe S <cmq>	Afe I <cmq>	AfeP S <cmq>	AfeP I <cmq>	My <daNm>	MRdy <daNm>	Sic.
1.87	15	SLU	1	187.00	8.04	8.04	8.04	8.04	3106.65	10694.10	3.442
2.09	15	SLU	2	11.00	8.04	8.04	8.04	8.04	-3799.17	-10694.10	2.815
5.54	15	SLU	2	355.67	8.04	8.04	8.04	8.04	5455.97	10694.10	1.960
5.85	15	SLU	2	387.00	8.04	8.04	8.04	8.04	5455.97	10694.10	1.960

Stato limite elastico - Verifiche a flessione/pressoflessione

Xg <m>	C	TC	EI	X <cm>	Afe S <cmq>	Afe I <cmq>	AfeP S <cmq>	AfeP I <cmq>	My <daNm>	M'ydy <daNm>	Sic.
1.87	1	SND	1	187.00	8.04	8.04	8.04	8.04	-4306.28	-9959.86	2.313
2.09	1	SND	2	11.00	8.04	8.04	8.04	8.04	-4936.78	-9959.86	2.017
5.54	1	SND	2	355.67	8.04	8.04	8.04	8.04	6219.71	9959.86	1.601
5.85	1	SND	2	387.00	8.04	8.04	8.04	8.04	6219.71	9959.86	1.601

Stato limite d'esercizio - Verifiche tensionali

Xg <cm>	C <C>	TCC	El	X <cm>	Afe S <cmq>	Afe I <cmq>	My <daNm>	σ sup <daN/cm>	σ inf <daN/cm>	σc <daN/cm>
1.87	28	SLE R	1	187.00	8.04	8.04	2077.20	-100.17	811.59	17.08
1.87	40	SLE Q	1	187.00	8.04	8.04	-34.56	13.50	-1.67	0.28
2.09	28	SLE R	2	11.00	8.04	8.04	-2534.23	990.16	-122.22	20.84
2.09	40	SLE Q	2	11.00	8.04	8.04	-439.39	171.68	-21.19	3.61
5.54	28	SLE R	2	355.67	8.04	8.04	3670.09	-177.00	1433.96	30.18
5.54	40	SLE Q	2	355.67	8.04	8.04	497.06	-23.97	194.21	4.09
5.85	28	SLE R	2	387.00	8.04	8.04	3670.09	-177.00	1433.96	30.18
5.85	40	SLE Q	2	387.00	8.04	8.04	497.06	-23.97	194.21	4.09

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione

Caso	Xg <cm>	C <C>	TCC	El	Sez.	X <cm>	My <daNm>	c <mm>	s <mm>	K ₂	Φ _{eq}	Δ _{em} <mm>	A _s <cmq>	A _{c eff} <cmq>	σ _s <daN/cm>	ε _{sm}	Wk <mm>
35	1.87	40	SLE Q	1	14	187.00	-34.56	28.00	232.67	0.50	16.00	237.19	8.04	720.00	13.50	0.00	0.00
38	1.87	36	SLE F	1	14	187.00	389.14	28.00	232.67	0.50	16.00	237.19	8.04	720.00	152.04	0.04	0.02
79	2.09	40	SLE Q	2	14	11.00	-439.39	28.00	232.67	0.50	16.00	237.19	8.04	720.00	171.68	0.05	0.02
81	2.09	36	SLE F	2	14	11.00	-752.31	28.00	232.67	0.50	16.00	237.19	8.04	720.00	293.94	0.09	0.03
125	5.54	40	SLE Q	2	14	355.67	497.06	28.00	232.67	0.50	16.00	237.19	8.04	720.00	194.21	0.06	0.02
129	5.54	36	SLE F	2	14	355.67	1059.88	28.00	232.67	0.50	16.00	237.19	8.04	720.00	414.11	0.12	0.05
174	5.85	40	SLE Q	2	14	387.00	497.06	28.00	232.67	0.50	16.00	237.19	8.04	720.00	194.21	0.06	0.02
178	5.85	36	SLE F	2	14	387.00	1059.88	28.00	232.67	0.50	16.00	237.19	8.04	720.00	414.11	0.12	0.05

Staffe - Verifiche armatura

CC	X0 <cm>	X1 <cm>	Lung. <cm>	Staff.	Afe St. <cmq/m>	bw <cm>	Vsdu <daN>	ctgθ	VRsd <daN>	VRcd <daN>	Vrdu <daN>	Sic.T
1 SND	0.00	1.52	1.52	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.80	3258.40	2.50	38612.90	61130.40	38612.90	11.85
1 SND	1.52	1.87	0.35	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.80	3805.58	2.50	38612.90	61130.40	38612.90	10.15
1 SND	2.09	2.44	0.35	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.80	3155.68	2.50	38612.90	61130.40	38612.90	12.24
14 SLU	2.44	5.50	3.06	ø8/20 2 br.	5.03	0.80	4645.14	2.50	15445.20	61130.40	15445.20	3.33
9 SLU	5.50	5.85	0.35	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.80	5594.96	2.50	38612.90	61130.40	38612.90	6.90

Travata n. 1007

Nodi: 39 33 34 35 36 37

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf sup <cm>	Cf inf <cm>	Cls	Fck <daN/cm>	Fctk <daN/cm>	Fcd <daN/cm>	Fctd <daN/cm>	Tp	Fyk <daN/cm>	Fyd <daN/cm>
14	R	80.00	40.00	5.10	5.10	C25/30	249.00	17.91	141.10	11.94	B450C	4500.00	3913.04

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione

Xg <cm>	C <C>	TC <C>	El	X <cm>	Afe S <cmq>	Afe I <cmq>	AfeP S <cmq>	AfeP I <cmq>	My <daNm>	MRdy <daNm>	Sic.
1.87	15	SLU	1	187.00	8.04	8.04	8.04	8.04	2189.18	10694.10	4.885
2.09	10	SLU	2	11.00	8.04	8.04	8.04	8.04	-3775.82	-10694.10	2.832
5.85	14	SLU	2	387.00	16.09	16.09	16.09	16.09	3286.97	20175.10	6.138
6.07	9	SLU	3	11.00	16.09	16.09	16.09	16.09	3338.34	20175.10	6.043
9.24	9	SLU	3	328.33	8.04	8.04	8.04	8.04	451.83	10694.10	23.669
9.34	15	SLU	4	5.00	8.04	8.04	8.04	8.04	-545.54	-10694.10	19.603
12.25	9	SLU	4	296.00	16.09	16.09	16.09	16.09	-859.80	-20175.10	23.465
12.58	15	SLU	4	328.33	16.09	16.09	16.09	16.09	730.53	20175.10	27.617
12.68	9	SLU	5	5.00	8.04	8.04	8.04	8.04	-808.78	-10694.10	13.223
15.53	10	SLU	5	290.60	8.04	8.04	8.04	8.04	4209.85	10694.10	2.540
15.85	10	SLU	5	322.33	8.04	8.04	8.04	8.04	4209.85	10694.10	2.540

Stato limite elastico - Verifiche a flessione/pressoflessione

Xg <cm>	C <C>	TC <C>	El	X <cm>	Afe S <cmq>	Afe I <cmq>	AfeP S <cmq>	AfeP I <cmq>	My <daNm>	M'ydy <daNm>	Sic.
1.87	1	SND	1	187.00	8.04	8.04	8.04	8.04	2517.90	9959.86	3.956
2.09	1	SND	2	11.00	8.04	8.04	8.04	8.04	-6120.52	-9959.86	1.627
5.85	1	SND	2	387.00	16.09	16.09	16.09	16.09	2439.52	19342.10	7.929
6.07	1	SND	3	11.00	16.09	16.09	16.09	16.09	2802.43	19342.10	6.902
9.24	1	SND	3	328.33	8.04	8.04	8.04	8.04	332.56	9959.86	29.949
9.34	1	SND	4	5.00	8.04	8.04	8.04	8.04	636.56	9959.86	15.646
12.25	1	SND	4	296.00	16.09	16.09	16.09	16.09	-1940.24	-19342.10	9.969
12.58	1	SND	4	328.33	16.09	16.09	16.09	16.09	-1940.24	-19342.10	9.969
12.68	1	SND	5	5.00	8.04	8.04	8.04	8.04	-2246.49	-9959.86	4.434
15.53	1	SND	5	290.60	8.04	8.04	8.04	8.04	-6584.25	-9959.86	1.513
15.85	1	SND	5	322.33	8.04	8.04	8.04	8.04	-6584.25	-9959.86	1.513

Stato limite d'esercizio - Verifiche tensionali

Xg <cm>	C <C>	TCC	El	X <cm>	Afe S <cmq>	Afe I <cmq>	My <daNm>	σ sup <daN/cm>	σ inf <daN/cm>	σc <daN/cm>
1.87	28	SLE R	1	187.00	8.04	8.04	1476.10	-71.19	576.74	12.14
1.87	40	SLE Q	1	187.00	8.04	8.04	176.13	-8.49	68.81	1.45
2.09	23	SLE R	2	11.00	8.04	8.04	-2497.13	975.67	-120.43	20.53
2.09	40	SLE Q	2	11.00	8.04	8.04	212.87	-10.27	83.17	1.75
5.85	27	SLE R	2	387.00	16.09	16.09	2268.04	-103.66	454.83	13.28
5.85	40	SLE Q	2	387.00	16.09	16.09	1034.74	-47.29	207.50	6.06
6.07	22	SLE R	3	11.00	16.09	16.09	2306.56	-105.42	462.55	13.51
6.07	40	SLE Q	3	11.00	16.09	16.09	1102.27	-50.38	221.05	6.46

9.24	22	SLE R	3	328.33	8.04	8.04	307.57	-14.83	120.17	2.53
9.24	40	SLE Q	3	328.33	8.04	8.04	120.80	-5.83	47.20	0.99
9.34	28	SLE R	4	5.00	8.04	8.04	-371.55	145.17	-17.92	3.06
9.34	40	SLE Q	4	5.00	8.04	8.04	121.63	-5.87	47.52	1.00
12.25	22	SLE R	4	296.00	16.09	16.09	-599.27	120.18	-27.39	3.51
12.25	40	SLE Q	4	296.00	16.09	16.09	-342.58	68.70	-15.66	2.01
12.58	28	SLE R	4	328.33	16.09	16.09	476.70	-21.79	95.60	2.79
12.58	40	SLE Q	4	328.33	16.09	16.09	-266.65	53.47	-12.19	1.56
12.68	22	SLE R	5	5.00	8.04	8.04	-566.18	221.22	-27.30	4.66
12.68	40	SLE Q	5	5.00	8.04	8.04	-355.93	139.07	-17.17	2.93
15.53	23	SLE R	5	290.60	8.04	8.04	2797.76	-134.93	1093.13	23.01
15.53	40	SLE Q	5	290.60	8.04	8.04	-595.70	232.75	-28.73	4.90
15.85	23	SLE R	5	322.33	8.04	8.04	2797.76	-134.93	1093.13	23.01
15.85	40	SLE Q	5	322.33	8.04	8.04	-453.53	177.20	-21.87	3.73

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione

Caso	Xg <mm>	C	TCC	El	Sez.	X <mm>	My <daNm>	c <mm>	s <mm>	K ₂	Φ _{eq}	Δ _{sm} <mm>	A _s <cmq>	A _c eff <cmq>	σ _s <daN/cmq>	ε _{sm}	Wk <mm>
36	1.87	40	SLE Q	1	14	187.00	176.13	28.00	232.67	0.50	16.00	237.19	8.04	720.00	68.81	0.02	0.01
38	1.87	36	SLE F	1	14	187.00	417.74	28.00	232.67	0.50	16.00	237.19	8.04	720.00	163.22	0.05	0.02
79	2.09	40	SLE Q	2	14	11.00	212.87	28.00	232.67	0.50	16.00	237.19	8.04	720.00	83.17	0.02	0.01
81	2.09	36	SLE F	2	14	11.00	-385.84	28.00	232.67	0.50	16.00	237.19	8.04	720.00	150.75	0.04	0.02
119	5.85	40	SLE Q	2	14	387.00	1034.74	28.00	99.71	0.50	16.00	127.62	16.09	720.00	207.50	0.06	0.01
120	5.85	35	SLE F	2	14	387.00	1274.75	28.00	99.71	0.50	16.00	127.62	16.09	720.00	255.64	0.07	0.02
162	6.07	40	SLE Q	3	14	11.00	1102.27	28.00	99.71	0.50	16.00	127.62	16.09	720.00	221.05	0.06	0.01
163	6.07	35	SLE F	3	14	11.00	1343.13	28.00	99.71	0.50	16.00	127.62	16.09	720.00	269.35	0.08	0.02
210	9.24	40	SLE Q	3	14	328.33	120.80	28.00	232.67	0.50	16.00	237.19	8.04	720.00	47.20	0.01	0.01
212	9.24	35	SLE F	3	14	328.33	158.15	28.00	232.67	0.50	16.00	237.19	8.04	720.00	61.79	0.02	0.01
266	9.34	40	SLE Q	4	14	5.00	121.63	28.00	232.67	0.50	16.00	237.19	8.04	720.00	47.52	0.01	0.01
268	9.34	35	SLE F	4	14	5.00	158.22	28.00	232.67	0.50	16.00	237.19	8.04	720.00	61.82	0.02	0.01
329	12.25	40	SLE Q	4	14	296.00	-342.58	28.00	99.71	0.50	16.00	127.62	16.09	720.00	68.70	0.02	0.00
330	12.25	35	SLE F	4	14	296.00	-393.92	28.00	99.71	0.50	16.00	127.62	16.09	720.00	78.99	0.02	0.00
377	12.58	40	SLE Q	4	14	328.33	-266.65	28.00	99.71	0.50	16.00	127.62	16.09	720.00	53.47	0.02	0.00
378	12.58	35	SLE F	4	14	328.33	-296.07	28.00	99.71	0.50	16.00	127.62	16.09	720.00	59.37	0.02	0.00
427	12.68	40	SLE Q	5	14	5.00	-355.93	28.00	232.67	0.50	16.00	237.19	8.04	720.00	139.07	0.04	0.02
428	12.68	35	SLE F	5	14	5.00	-397.98	28.00	232.67	0.50	16.00	237.19	8.04	720.00	155.50	0.05	0.02
467	15.53	40	SLE Q	5	14	290.60	-595.70	28.00	232.67	0.50	16.00	237.19	8.04	720.00	232.75	0.07	0.03
468	15.53	35	SLE F	5	14	290.60	-702.60	28.00	232.67	0.50	16.00	237.19	8.04	720.00	274.51	0.08	0.03
510	15.85	40	SLE Q	5	14	322.33	-453.53	28.00	232.67	0.50	16.00	237.19	8.04	720.00	177.20	0.05	0.02
511	15.85	35	SLE F	5	14	322.33	-536.83	28.00	232.67	0.50	16.00	237.19	8.04	720.00	209.75	0.06	0.02

Staffe - Verifiche armatura

CC	X0 <mm>	X1 <mm>	Lung. <mm>	Staff.	AfE St. <cmq/m>	bw <mm>	Vsdu <daN>	ctgθ	VRsd <daN>	VRed <daN>	Vrdu <daN>	Sic.T
1 SND	0.00	1.52	1.52	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.80	2070.49	2.50	38612.90	61130.40	38612.90	18.65
1 SND	1.52	1.87	0.35	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.80	2342.49	2.50	38612.90	61130.40	38612.90	16.48
1 SND	2.09	2.44	0.35	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.80	2893.36	2.50	38612.90	61130.40	38612.90	13.35
14 SLU	2.44	5.50	3.06	ø8/20 2 br.	5.03	0.80	2903.09	2.50	15445.20	61130.40	15445.20	5.32
14 SLU	5.50	5.85	0.35	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.80	3341.73	2.50	38612.90	61130.40	38612.90	11.55
9 SLU	6.07	6.42	0.35	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.80	3379.29	2.50	38612.90	61130.40	38612.90	11.43
9 SLU	6.42	8.89	2.48	ø8/20 2 br.	5.03	0.80	2794.77	2.50	15445.20	61130.40	15445.20	5.53
9 SLU	8.89	9.24	0.35	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.80	1263.22	2.50	38612.90	61130.40	38612.90	30.57
9 SLU	9.34	9.69	0.35	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.80	1740.78	2.50	38612.90	61130.40	38612.90	22.18
1 SND	9.69	12.23	2.54	ø8/20 2 br.	5.03	0.80	1391.34	2.50	15445.20	61130.40	15445.20	11.10
14 SLU	12.23	12.58	0.35	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.80	1713.20	2.50	38612.90	61130.40	38612.90	22.54
9 SLU	12.68	13.03	0.35	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.80	1730.86	2.50	38612.90	61130.40	38612.90	22.31
15 SLU	13.03	15.50	2.48	ø8/20 2 br.	5.03	0.80	2855.66	2.50	15445.20	61130.40	15445.20	5.41
15 SLU	15.50	15.85	0.35	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.80	3361.31	2.50	38612.90	61130.40	38612.90	11.49

Travata n. 1009

Nodi: 16 24 29 33

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf sup <cm>	Cf inf <cm>	Cls	Fck <daN/cmq>	Fctk <daN/cmq>	Fcd <daN/cmq>	Fctd <daN/cmq>	Tp	Fyk <daN/cmq>	Fyd <daN/cmq>
14	R	80.00	40.00	5.10	5.10	C25/30	249.00	17.91	141.10	11.94	B450C	4500.00	3913.04

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione

Xg <mm>	C	TC	El	X <mm>	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	AfEP S <cmq>	AfEP I <cmq>	My <daNm>	MRdy <daNm>	Sic.
0.11	9	SLU	1	392.30	8.04	8.04	8.04	8.04	2110.50	10694.10	5.067
1.38	10	SLU	1	265.57	8.04	8.04	8.04	8.04	-1039.42	-10694.10	10.289
3.92	9	SLU	1	11.00	8.04	8.04	8.04	8.04	1796.45	10694.10	5.953
4.14	9	SLU	2	392.30	8.04	8.04	8.04	8.04	1855.81	10694.10	5.763
7.96	9	SLU	2	11.00	16.09	16.09	16.09	16.09	1670.80	20175.10	12.075
8.18	9	SLU	3	392.30	16.09	16.09	16.09	16.09	1835.25	20175.10	10.993
11.67	13	SLU	3	42.77	8.04	8.04	8.04	8.04	2173.52	10694.10	4.920
11.99	13	SLU	3	11.00	8.04	8.04	8.04	8.04	2173.52	10694.10	4.920

Stato limite elastico - Verifiche a flessione/pressoflessione

Xg <m>	C C	TC C	EI C	X <cm>	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	AfEP S <cmq>	AfEP I <cmq>	My <daNm>	M'ydy <daNm>	Sic.
0.11	5	SND	1	392.30	8.04	8.04	8.04	8.04	2315.71	9959.86	4.301
1.38	1	SND	1	265.57	8.04	8.04	8.04	8.04	1646.57	9959.86	6.049
3.92	5	SND	1	11.00	8.04	8.04	8.04	8.04	1312.84	9959.86	7.587
4.14	5	SND	2	392.30	8.04	8.04	8.04	8.04	1542.23	9959.86	6.458
7.96	5	SND	2	11.00	16.09	16.09	16.09	16.09	1299.79	19342.10	14.881
8.18	5	SND	3	392.30	16.09	16.09	16.09	16.09	1174.41	19342.10	16.470
11.67	5	SND	3	42.77	8.04	8.04	8.04	8.04	-2489.59	-9959.86	4.001
11.99	5	SND	3	11.00	8.04	8.04	8.04	8.04	-2489.59	-9959.86	4.001

Stato limite d'esercizio - Verifiche tensionali

Xg <m>	C C	TCC C	EI C	X <cm>	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	My <daNm>	σ _r sup <daN/cmq>	σ _r inf <daN/cmq>	σ _c <daN/cmq>
0.11	22	SLE R	1	392.30	8.04	8.04	1450.00	-69.93	566.54	11.92
0.11	40	SLE Q	1	392.30	8.04	8.04	618.23	-29.81	241.55	5.08
1.38	23	SLE R	1	265.57	8.04	8.04	-692.41	270.53	-33.39	5.69
1.38	40	SLE Q	1	265.57	8.04	8.04	228.82	-11.04	89.40	1.88
3.92	22	SLE R	1	11.00	8.04	8.04	1225.41	-59.10	478.78	10.08
3.92	40	SLE Q	1	11.00	8.04	8.04	517.29	-24.95	202.11	4.25
4.14	22	SLE R	2	392.30	8.04	8.04	1266.62	-61.08	494.89	10.42
4.14	40	SLE Q	2	392.30	8.04	8.04	541.38	-26.11	211.53	4.45
7.96	22	SLE R	2	11.00	16.09	16.09	1137.88	-52.01	228.19	6.66
7.96	40	SLE Q	2	11.00	16.09	16.09	451.76	-20.65	90.59	2.65
8.18	22	SLE R	3	392.30	16.09	16.09	1250.00	-57.13	250.67	7.32
8.18	40	SLE Q	3	392.30	16.09	16.09	503.02	-22.99	100.87	2.95
11.67	26	SLE R	3	42.77	8.04	8.04	1406.72	-67.84	549.63	11.57
11.67	40	SLE Q	3	42.77	8.04	8.04	-292.75	114.38	-14.12	2.41
11.99	26	SLE R	3	11.00	8.04	8.04	1406.72	-67.84	549.63	11.57
11.99	40	SLE Q	3	11.00	8.04	8.04	-239.31	93.50	-11.54	1.97

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione

Caso	Xg <m>	C C	TCC C	EI C	Sez.	X <cm>	My <daNm>	c <mm>	s <mm>	K ₂	Φ _{eq}	Δ _{sm} <mm>	A _s <cmq>	A _c eff <cmq>	σ _s <daN/cmq>	ε _{sm}	Wk <mm>
41	0.11	40	SLE Q	1	14	392.30	618.23	28.00	232.67	0.50	16.00	237.19	8.04	720.00	241.55	0.07	0.03
42	0.11	35	SLE F	1	14	392.30	784.58	28.00	232.67	0.50	16.00	237.19	8.04	720.00	306.55	0.09	0.04
89	1.38	40	SLE Q	1	14	265.57	228.82	28.00	232.67	0.50	16.00	237.19	8.04	720.00	89.40	0.03	0.01
90	1.38	35	SLE F	1	14	265.57	283.80	28.00	232.67	0.50	16.00	237.19	8.04	720.00	110.88	0.03	0.01
137	3.92	40	SLE Q	1	14	11.00	517.29	28.00	232.67	0.50	16.00	237.19	8.04	720.00	202.11	0.06	0.02
138	3.92	35	SLE F	1	14	11.00	658.91	28.00	232.67	0.50	16.00	237.19	8.04	720.00	257.45	0.07	0.03
181	4.14	40	SLE Q	2	14	392.30	541.38	28.00	232.67	0.50	16.00	237.19	8.04	720.00	211.53	0.06	0.02
182	4.14	35	SLE F	2	14	392.30	686.43	28.00	232.67	0.50	16.00	237.19	8.04	720.00	268.20	0.08	0.03
224	7.96	40	SLE Q	2	14	11.00	451.76	28.00	99.71	0.50	16.00	127.62	16.09	720.00	90.59	0.03	0.01
225	7.96	35	SLE F	2	14	11.00	588.98	28.00	99.71	0.50	16.00	127.62	16.09	720.00	118.11	0.03	0.01
268	8.18	40	SLE Q	3	14	392.30	503.02	28.00	99.71	0.50	16.00	127.62	16.09	720.00	100.87	0.03	0.01
269	8.18	35	SLE F	3	14	392.30	652.42	28.00	99.71	0.50	16.00	127.62	16.09	720.00	130.83	0.04	0.01
308	11.67	40	SLE Q	3	14	42.77	-292.75	28.00	232.67	0.50	16.00	237.19	8.04	720.00	114.38	0.03	0.01
310	11.67	36	SLE F	3	14	42.77	-470.38	28.00	232.67	0.50	16.00	237.19	8.04	720.00	183.78	0.05	0.02
349	11.99	40	SLE Q	3	14	11.00	-239.31	28.00	232.67	0.50	16.00	237.19	8.04	720.00	93.50	0.03	0.01
351	11.99	36	SLE F	3	14	11.00	-443.69	28.00	232.67	0.50	16.00	237.19	8.04	720.00	173.36	0.05	0.02

Staffe - Verifiche armatura

CC	X0 <m>	X1 <m>	Lung. <cm>	Staff.	AfE St. <cmq/m>	bw <cm>	Vsdu <daN>	ctgθ	VRsd <daN>	VRcd <daN>	Vrdu <daN>	Sic.T
14 SLU	0.11	0.46	0.35	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.80	2212.42	2.50	38612.90	61130.40	38612.90	17.45
14 SLU	0.46	3.57	3.11	ø8/20 2 br.	5.03	0.80	1811.60	2.50	15445.20	61130.40	15445.20	8.53
9 SLU	3.57	3.92	0.35	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.80	2136.30	2.50	38612.90	61130.40	38612.90	18.07
9 SLU	4.14	4.49	0.35	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.80	2457.06	2.50	38612.90	61130.40	38612.90	15.72
9 SLU	4.49	7.61	3.11	ø8/20 2 br.	5.03	0.80	1995.46	2.50	15445.20	61130.40	15445.20	7.74
9 SLU	7.61	7.96	0.35	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.80	2251.49	2.50	38612.90	61130.40	38612.90	17.15
9 SLU	8.18	8.53	0.35	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.80	2325.93	2.50	38612.90	61130.40	38612.90	16.60
9 SLU	8.53	11.64	3.11	ø8/20 2 br.	5.03	0.80	1938.44	2.50	15445.20	61130.40	15445.20	7.97
5 SND	11.64	11.99	0.35	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.80	1203.23	2.50	38612.90	61130.40	38612.90	32.09

Travata n. 1015

Nodi: 1 8 17

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf sup <cm>	Cf inf <cm>	Cls	Fck <daN/cmq>	Fctk <daN/cmq>	Fcd <daN/cmq>	Fctd <daN/cmq>	Tp	Fyk <daN/cmq>	Fyd <daN/cmq>
15	R	100.00	40.00	5.10	5.10	C25/30	249.00	17.91	141.10	11.94	B450C	4500.00	3913.04

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione

Xg <m>	C C	TC C	EI C	X <cm>	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	AfEP S <cmq>	AfEP I <cmq>	My <daNm>	MRdy <daNm>	Sic.
0.11	15	SLU	1	464.00	10.05	10.05	10.05	10.05	-1780.67	-13367.70	7.507
1.18	15	SLU	1	357.21	10.05	10.05	10.05	10.05	-2398.92	-13367.70	5.572
4.69	20	SLU	1	6.00	10.05	10.05	10.05	10.05	2829.05	13367.70	4.725
4.81	20	SLU	2	469.00	10.05	10.05	10.05	10.05	2742.96	13367.70	4.873

7.10	9	SLU	2	240.00	10.05	10.05	10.05	10.05	-5064.62	-13367.70	2.639
9.39	9	SLU	2	11.00	10.05	10.05	10.05	10.05	1530.16	13367.70	8.736

Stato limite elastico - Verifiche a flessione/pressoflessione

Xg <cm>	C	TC	EI	X <cm>	Afe S <cmq>	Afe I <cmq>	AfeP S <cmq>	AfeP I <cmq>	My <daNm>	M'ydy <daNm>	Sic.
0.11	5	SND	1	464.00	10.05	10.05	10.05	10.05	-1936.34	-12449.70	6.429
1.18	5	SND	1	357.21	10.05	10.05	10.05	10.05	-2135.26	-12449.70	5.831
4.69	5	SND	1	6.00	10.05	10.05	10.05	10.05	2488.82	12449.70	5.002
4.81	5	SND	2	469.00	10.05	10.05	10.05	10.05	2497.50	12449.70	4.985
7.10	1	SND	2	240.00	10.05	10.05	10.05	10.05	-3962.28	-12449.70	3.142
9.39	5	SND	2	11.00	10.05	10.05	10.05	10.05	1679.14	12449.70	7.414

Stato limite d'esercizio - Verifiche tensionali

Xg <cm>	C	TCC	EI	X <cm>	Afe S <cmq>	Afe I <cmq>	My <daNm>	σ _r sup <daN/cmq>	σ _r inf <daN/cmq>	σ _c <daN/cmq>
0.11	28	SLE R	1	464.00	10.05	10.05	-1207.53	377.44	-46.59	7.94
0.11	40	SLE Q	1	464.00	10.05	10.05	-249.74	78.06	-9.63	1.64
1.18	28	SLE R	1	357.21	10.05	10.05	-1645.62	514.38	-63.49	10.83
1.18	40	SLE Q	1	357.21	10.05	10.05	-546.25	170.74	-21.07	3.59
4.69	33	SLE R	1	6.00	10.05	10.05	1939.71	-74.84	606.30	12.76
4.69	40	SLE Q	1	6.00	10.05	10.05	862.20	-33.26	269.50	5.67
4.81	33	SLE R	2	469.00	10.05	10.05	1881.00	-72.57	587.95	12.37
4.81	40	SLE Q	2	469.00	10.05	10.05	834.68	-32.20	260.90	5.49
7.10	22	SLE R	2	240.00	10.05	10.05	-3473.96	1085.86	-134.03	22.85
7.10	40	SLE Q	2	240.00	10.05	10.05	-1533.51	479.33	-59.16	10.09
9.39	22	SLE R	2	11.00	10.05	10.05	1052.50	-40.61	328.98	6.92
9.39	40	SLE Q	2	11.00	10.05	10.05	460.16	-17.75	143.83	3.03

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione

Caso	Xg <cm>	C	TCC	EI	Sez.	X <cm>	My <daNm>	c <mm>	s <mm>	K ₂	Φ _{eq}	Δ _{sm} <mm>	A _s <cmq>	A _c eff <cmq>	σ _s <daN/cmq>	ε _{sm}	Wk <mm>
36	0.11	40	SLE Q	1	15	464.00	-249.74	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	78.06	0.02	0.01
38	0.11	36	SLE F	1	15	464.00	-421.37	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	131.71	0.04	0.02
77	1.18	40	SLE Q	1	15	357.21	-546.25	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	170.74	0.05	0.02
79	1.18	36	SLE F	1	15	357.21	-722.94	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	225.97	0.07	0.03
122	4.69	40	SLE Q	1	15	6.00	862.20	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	269.50	0.08	0.03
123	4.69	35	SLE F	1	15	6.00	1071.67	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	334.97	0.10	0.04
166	4.81	40	SLE Q	2	15	469.00	834.68	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	260.90	0.08	0.03
167	4.81	35	SLE F	2	15	469.00	1035.36	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	323.62	0.09	0.04
207	7.10	40	SLE Q	2	15	240.00	-1533.51	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	479.33	0.14	0.06
208	7.10	35	SLE F	2	15	240.00	-1921.60	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	600.64	0.17	0.07
262	9.39	40	SLE Q	2	15	11.00	460.16	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	143.83	0.04	0.02
264	9.39	35	SLE F	2	15	11.00	578.63	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	180.86	0.05	0.02

Staffe - Verifiche armatura

CC	X0 <cm>	X1 <cm>	Lung. <cm>	Staff.	Afe St. <cmq/m>	bw <cm>	Vsdu <daN>	ctgθ	VRsd <daN>	VRcd <daN>	Vrdu <daN>	Sic.T
1 SND	0.11	0.46	0.35	ø8/ 8 4 br.	25.13	1.00	2337.84	2.48	76752.90	76752.90	76752.90	32.83
9 SLU	0.46	4.34	3.88	ø8/20 4 br.	10.05	1.00	2802.60	2.50	30890.30	76412.90	30890.30	11.02
9 SLU	4.34	4.69	0.35	ø8/ 8 4 br.	25.13	1.00	3362.52	2.48	76752.90	76752.90	76752.90	22.83
9 SLU	4.81	5.16	0.35	ø8/ 8 4 br.	25.13	1.00	5152.47	2.48	76752.90	76752.90	76752.90	14.90
9 SLU	5.16	9.04	3.88	ø8/20 4 br.	10.05	1.00	5501.22	2.50	30890.30	76412.90	30890.30	5.62
9 SLU	9.04	9.39	0.35	ø8/ 8 4 br.	25.13	1.00	7194.61	2.48	76752.90	76752.90	76752.90	10.67

Travata n. 1161

Nodi: 4 5 14 20 21 32 37

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf sup <cm>	Cf inf <cm>	Cl _s	Fck <daN/cmq>	Fctk <daN/cmq>	Fcd <daN/cmq>	Fctd <daN/cmq>	Tp	Fyk <daN/cmq>	Fyd <daN/cmq>
15	R	100.00	40.00	5.10	5.10	C25/30	249.00	17.91	141.10	11.94	B450C	4500.00	3913.04

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione

Xg <cm>	C	TC	EI	X <cm>	Afe S <cmq>	Afe I <cmq>	AfeP S <cmq>	AfeP I <cmq>	My <daNm>	MRdy <daNm>	Sic.
0.11	10	SLU	1	11.00	10.05	10.05	10.05	10.05	-2033.28	-13367.70	6.574
1.17	13	SLU	1	117.00	10.05	10.05	10.05	10.05	-1749.41	-13367.70	7.641
1.52	13	SLU	1	152.33	10.05	10.05	10.05	10.05	-1749.41	-13367.70	7.641
1.64	13	SLU	2	6.00	10.05	10.05	10.05	10.05	-1758.50	-13367.70	7.602
7.86	14	SLU	2	627.33	20.11	20.11	20.11	20.11	3808.86	25218.90	6.621
7.98	14	SLU	3	6.00	20.11	20.11	20.11	20.11	4022.68	25218.90	6.269
9.39	14	SLU	3	147.33	10.05	10.05	10.05	10.05	4755.03	13367.70	2.811
9.61	14	SLU	4	11.00	10.05	10.05	10.05	10.05	4290.30	13367.70	3.116
11.81	9	SLU	4	231.38	10.05	10.05	10.05	10.05	2025.38	13367.70	6.600
12.13	9	SLU	4	262.87	10.05	10.05	10.05	10.05	2025.38	13367.70	6.600
12.25	9	SLU	5	6.00	10.05	10.05	10.05	10.05	1953.29	13367.70	6.844
18.55	21	SLU	5	636.16	10.05	10.05	10.05	10.05	2913.11	13367.70	4.589
18.85	21	SLU	5	666.17	10.05	10.05	10.05	10.05	2913.11	13367.70	4.589

18.97	21	SLU	6	6.00	10.05	10.05	10.05	10.05	2971.76	13367.70	4.498
21.49	15	SLU	6	257.87	10.05	10.05	10.05	10.05	-2622.32	-13367.70	5.098

Stato limite elastico - Verifiche a flessione/pressoflessione

Xg <m>	C	TC	El	X <cm>	Afe S <cmq>	Afe I <cmq>	Afep S <cmq>	Afep I <cmq>	My <daNm>	M'ydy <daNm>	Sic.
0.11	5	SND	1	11.00	10.05	10.05	10.05	10.05	-1166.27	-12449.70	10.675
1.17	5	SND	1	117.00	10.05	10.05	10.05	10.05	3587.59	12449.70	3.470
1.52	5	SND	1	152.33	10.05	10.05	10.05	10.05	3587.59	12449.70	3.470
1.64	5	SND	2	6.00	10.05	10.05	10.05	10.05	3607.17	12449.70	3.451
7.86	5	SND	2	627.33	20.11	20.11	20.11	20.11	3399.71	24177.60	7.112
7.98	5	SND	3	6.00	20.11	20.11	20.11	20.11	3459.05	24177.60	6.990
9.39	5	SND	3	147.33	10.05	10.05	10.05	10.05	2103.15	12449.70	5.920
9.61	5	SND	4	11.00	10.05	10.05	10.05	10.05	2175.27	12449.70	5.723
11.81	5	SND	4	231.38	10.05	10.05	10.05	10.05	3060.89	12449.70	4.067
12.13	5	SND	4	262.87	10.05	10.05	10.05	10.05	3060.89	12449.70	4.067
12.25	5	SND	5	6.00	10.05	10.05	10.05	10.05	3051.01	12449.70	4.081
18.55	5	SND	5	636.16	10.05	10.05	10.05	10.05	3466.22	12449.70	3.592
18.85	5	SND	5	666.17	10.05	10.05	10.05	10.05	3466.22	12449.70	3.592
18.97	5	SND	6	6.00	10.05	10.05	10.05	10.05	3482.26	12449.70	3.575
21.49	5	SND	6	257.87	10.05	10.05	10.05	10.05	-1036.56	-12449.70	12.011

Stato limite d'esercizio - Verifiche tensionali

Xg <cm>	C	TCC	El	X <cm>	Afe S <cmq>	Afe I <cmq>	My <daNm>	σ sup <daN/cmq>	σ inf <daN/cmq>	σ <daN/cmq>
0.11	23	SLE R	1	11.00	10.05	10.05	-1357.14	424.20	-52.36	8.93
0.11	40	SLE Q	1	11.00	10.05	10.05	-35.73	11.17	-1.38	0.24
1.17	26	SLE R	1	117.00	10.05	10.05	-1023.91	320.05	-39.50	6.74
1.17	40	SLE Q	1	117.00	10.05	10.05	388.25	-14.98	121.36	2.55
1.52	26	SLE R	1	152.33	10.05	10.05	-1023.91	320.05	-39.50	6.74
1.52	40	SLE Q	1	152.33	10.05	10.05	388.25	-14.98	121.36	2.55
1.64	26	SLE R	2	6.00	10.05	10.05	-1078.62	337.15	-41.61	7.10
1.64	40	SLE Q	2	6.00	10.05	10.05	370.03	-14.28	115.66	2.43
7.86	27	SLE R	2	627.33	20.11	20.11	2612.08	-95.51	419.06	12.24
7.86	40	SLE Q	2	627.33	20.11	20.11	1107.30	-40.49	177.64	5.19
7.98	27	SLE R	3	6.00	20.11	20.11	2759.05	-100.88	442.63	12.93
7.98	40	SLE Q	3	6.00	20.11	20.11	1175.94	-43.00	188.66	5.51
9.39	27	SLE R	3	147.33	10.05	10.05	3260.32	-125.79	1019.08	21.45
9.39	40	SLE Q	3	147.33	10.05	10.05	1439.64	-55.54	449.99	9.47
9.61	27	SLE R	4	11.00	10.05	10.05	2942.85	-113.54	919.85	19.36
9.61	40	SLE Q	4	11.00	10.05	10.05	1311.82	-50.61	410.04	8.63
11.81	22	SLE R	4	231.38	10.05	10.05	1395.01	-53.82	436.04	9.18
11.81	40	SLE Q	4	231.38	10.05	10.05	644.54	-24.87	201.47	4.24
12.13	22	SLE R	4	262.87	10.05	10.05	1395.01	-53.82	436.04	9.18
12.13	40	SLE Q	4	262.87	10.05	10.05	644.54	-24.87	201.47	4.24
12.25	22	SLE R	5	6.00	10.05	10.05	1345.35	-51.90	420.52	8.85
12.25	40	SLE Q	5	6.00	10.05	10.05	620.59	-23.94	193.98	4.08
18.55	34	SLE R	5	636.16	10.05	10.05	1962.68	-75.72	613.48	12.91
18.55	40	SLE Q	5	636.16	10.05	10.05	277.95	-10.72	86.88	1.83
18.85	34	SLE R	5	666.17	10.05	10.05	1962.68	-75.72	613.48	12.91
18.85	40	SLE Q	5	666.17	10.05	10.05	277.95	-10.72	86.88	1.83
18.97	34	SLE R	6	6.00	10.05	10.05	2001.54	-77.22	625.63	13.17
18.97	40	SLE Q	6	6.00	10.05	10.05	274.76	-10.60	85.88	1.81
21.49	28	SLE R	6	257.87	10.05	10.05	-1770.43	553.38	-68.30	11.65
21.49	40	SLE Q	6	257.87	10.05	10.05	-310.35	97.01	-11.97	2.04

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione

Caso	Xg <m>	C	TCC	El	Sez.	X <cm>	My <daNm>	c <mm>	s <mm>	K ₂	Φ _{eq}	Δ _{sm} <mm>	A _s <cmq>	A _{c eff} <cmq>	σ _s <daN/cmq>	ε _{sm}	Wk <mm>
38	0.11	40	SLE Q	1	15	11.00	-35.73	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	11.17	0.00	0.00
40	0.11	36	SLE F	1	15	11.00	-281.41	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	87.96	0.03	0.01
86	1.17	40	SLE Q	1	15	117.00	388.25	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	121.36	0.04	0.01
87	1.17	35	SLE F	1	15	117.00	484.67	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	151.50	0.04	0.02
138	1.52	40	SLE Q	1	15	152.33	388.25	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	121.36	0.04	0.01
139	1.52	35	SLE F	1	15	152.33	484.67	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	151.50	0.04	0.02
190	1.64	40	SLE Q	2	15	6.00	370.03	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	115.66	0.03	0.01
191	1.64	35	SLE F	2	15	6.00	462.89	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	144.69	0.04	0.02
236	7.86	40	SLE Q	2	15	627.33	1107.30	28.00	99.78	0.50	16.00	127.62	20.11	900.00	177.64	0.05	0.01
237	7.86	35	SLE F	2	15	627.33	1349.68	28.00	99.78	0.50	16.00	127.62	20.11	900.00	216.53	0.06	0.01
276	7.98	40	SLE Q	3	15	6.00	1175.94	28.00	99.78	0.50	16.00	127.62	20.11	900.00	188.66	0.05	0.01
277	7.98	35	SLE F	3	15	6.00	1433.23	28.00	99.78	0.50	16.00	127.62	20.11	900.00	229.93	0.07	0.01
316	9.39	40	SLE Q	3	15	147.33	1439.64	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	449.99	0.13	0.05
317	9.39	35	SLE F	3	15	147.33	1759.12	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	549.85	0.16	0.06
356	9.61	40	SLE Q	4	15	11.00	1311.82	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	410.04	0.12	0.05
357	9.61	35	SLE F	4	15	11.00	1603.97	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	501.36	0.15	0.06
399	11.81	40	SLE Q	4	15	231.38	644.54	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	201.47	0.06	0.02
400	11.81	35	SLE F	4	15	231.38	794.64	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	248.38	0.07	0.03
442	12.13	40	SLE Q	4	15	262.87	644.54	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	201.47	0.06	0.02
443	12.13	35	SLE F	4	15	262.87	794.64	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	248.38	0.07	0.03
486	12.25	40	SLE Q	5	15	6.00	620.59	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	193.98	0.06	0.02
487	12.25	35	SLE F	5	15	6.00	765.54	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	239.28	0.07	0.03
534	18.55	40	SLE Q	5	15	636.16	277.95	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	86.88	0.03	0.01
544	18.55	39	SLE F	5	15	636.16	572.35	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	178.90	0.05	0.02

585	18.85	40	SLE Q	5	15	666.17	277.95	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	86.88	0.03	0.01
593	18.85	39	SLE F	5	15	666.17	572.35	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	178.90	0.05	0.02
635	18.97	40	SLE Q	6	15	6.00	274.76	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	85.88	0.03	0.01
643	18.97	39	SLE F	6	15	6.00	577.56	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	180.53	0.05	0.02
679	21.49	40	SLE Q	6	15	257.87	-310.35	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	97.01	0.03	0.01
681	21.49	36	SLE F	6	15	257.87	-577.50	28.00	224.50	0.50	16.00	237.19	10.05	900.00	180.51	0.05	0.02

Staffe - Verifiche armatura

CC	X0 <m>	X1 <m>	Lung. <m>	Staff.	AFe St. <cmq/m>	bw <m>	Vsdu <daN>	ctgθ	VRsd <daN>	VRed <daN>	Vrdu <daN>	Sic.T
5 SND	0.11	0.46	0.35	ø8/ 8 4 br.	25.13	1.00	2877.51	2.48	76752.90	76752.90	76752.90	26.67
5 SND	0.46	1.17	0.72	ø8/12 4 br.	16.76	1.00	2641.56	2.50	51483.90	76412.90	51483.90	19.49
5 SND	1.17	1.52	0.35	ø8/ 8 4 br.	25.13	1.00	2926.14	2.48	76752.90	76752.90	76752.90	26.23
9 SLU	1.64	1.99	0.35	ø8/ 8 4 br.	25.13	1.00	2851.78	2.48	76752.90	76752.90	76752.90	26.91
14 SLU	1.99	7.51	5.52	ø8/20 4 br.	10.05	1.00	4245.18	2.50	30890.30	76412.90	30890.30	7.28
14 SLU	7.51	7.86	0.35	ø8/ 8 4 br.	25.13	1.00	5163.81	2.48	76752.90	76752.90	76752.90	14.86
5 SND	7.98	8.33	0.35	ø8/ 8 4 br.	25.13	1.00	2020.14	2.48	76752.90	76752.90	76752.90	37.99
5 SND	8.33	9.04	0.72	ø8/12 4 br.	16.76	1.00	1639.83	2.50	51483.90	76412.90	51483.90	31.40
14 SLU	9.04	9.39	0.35	ø8/ 8 4 br.	25.13	1.00	2725.70	2.48	76752.90	76752.90	76752.90	28.16
14 SLU	9.61	9.96	0.35	ø8/ 8 4 br.	25.13	1.00	4626.86	2.48	76752.90	76752.90	76752.90	16.59
14 SLU	9.96	11.78	1.82	ø8/20 4 br.	10.05	1.00	3541.40	2.50	30890.30	76412.90	30890.30	8.72
5 SND	11.78	12.13	0.35	ø8/ 8 4 br.	25.13	1.00	2473.65	2.48	76752.90	76752.90	76752.90	31.03
9 SLU	12.25	12.60	0.35	ø8/ 8 4 br.	25.13	1.00	3514.14	2.48	76752.90	76752.90	76752.90	21.84
9 SLU	12.60	18.50	5.90	ø8/20 4 br.	10.05	1.00	2843.85	2.50	30890.30	76412.90	30890.30	10.86
20 SLU	18.50	18.85	0.35	ø8/ 8 4 br.	25.13	1.00	2839.44	2.48	76752.90	76752.90	76752.90	27.03
5 SND	18.97	19.32	0.35	ø8/ 8 4 br.	25.13	1.00	2435.24	2.48	76752.90	76752.90	76752.90	31.52
5 SND	19.32	21.14	1.82	ø8/12 4 br.	16.76	1.00	2163.20	2.50	51483.90	76412.90	51483.90	23.80
5 SND	21.14	21.49	0.35	ø8/ 8 4 br.	25.13	1.00	2836.30	2.48	76752.90	76752.90	76752.90	27.06

3.8 Criteri di verifica degli elementi strutturali primari agli SLE

Le verifiche degli elementi strutturali primari (ST) si eseguono, come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della Classe d'Uso (CU):

- nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, in termini di rigidità (RIG) e di resistenza (RES), senza applicare le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità

Per edifici di classe CU = III la verifica viene eseguita allo SLE/SLD come da tabella 7.3.III.

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE	CU I		CU II			CU III e IV		
	ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)	
SLE	SLO				RIG		FUN	
	SLD	RIG	RIG		RES			
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	
	SLC		DUT ^(**)			DUT ^(**)		

^(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

^(**) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

3.8.1 Verifiche degli elementi strutturali primari in termini di resistenza agli SLD

La struttura in esame appartiene alla classe III. Avendo adottato un fattore di struttura $q=1$ agli SLD e agli SLV, le azioni indotte dal sisma allo SLD saranno sicuramente inferiori a quelle indotte dal sisma di progetto agli SLV.

Si ritengono quindi implicitamente soddisfatte le verifiche di resistenza degli elementi strutturali, dei nodi e delle connessioni previste al 7.3.6 delle NTC 17/01/2018.

3.8.2 Verifica degli elementi strutturali primari in termini di rigidezza agli SLE

3.8.2.1 Verifica deformate e deformazioni della copertura

Capriata – neve+vento compressione - SLER

$f = 1.00\text{cm}$ a pieno carico = $L/1000$ Inferiore al limite di $L/200$ di normativa.

Capriata – SLO verifica rigidezza per tabella 7.3.III

$f = 0.40\text{cm}$ a pieno carico = $L/2500$ Inferiore al limite di $L/200$ di normativa.

Trave di banchina – neve+vento compressione - SLER

$f = 1.20\text{cm}$ a pieno carico = $L/1000$ Inferiore al limite di $L/200$ di normativa.

Trave di banchina – SLO verifica rigidezza per tabella 7.3.III

$f = 0.45\text{cm}$ a pieno carico = $L/2660$ Inferiore al limite di $L/200$ di normativa.

Frecce colonne TU-220x220x6.3–vento - SLER

$f = 1.70\text{cm} = H/288$ Inferiore al limite di $H/150$ di normativa.

Frecce colonne TU-220x220x6.3– SLO verifica rigidezza per tabella 7.3.III

$f = 1.25\text{cm} = H/392$ Inferiore al limite di $2/3*(H/150)$ di normativa.

Frecce colonne baraccatura TU-200x100x5–vento - SLER

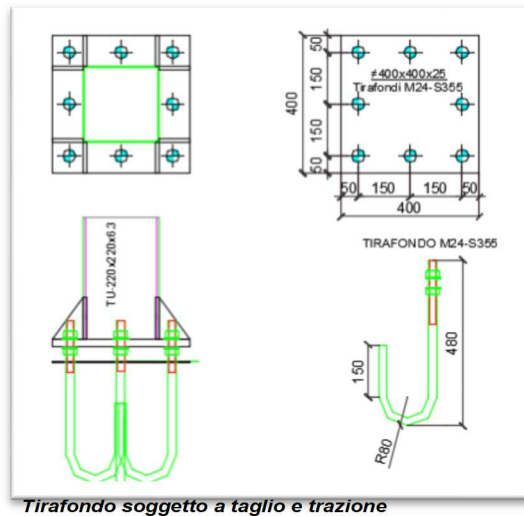
$f = 0.60\text{cm} = H/930$ Inferiore al limite di $H/150$ di normativa.

Frecce colonne TU-200x100x5– SLO verifica rigidezza per tabella 7.3.III

$f = 0.30\text{cm} = H/1866$ Inferiore al limite di $2/3*(H/150)$ di normativa.

3.9 Verifica dei nodi

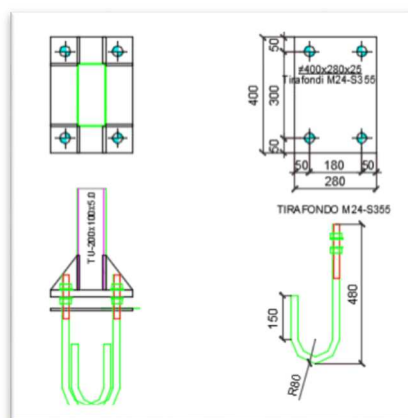
3.9.1 Piastra di base TU-220x220x6.3



Tirafondo soggetto a taglio e trazione

SOLLECITAZIONI				
	N (dN) (negativo se di trazione)	Taglio H (dN)	My (dN m)	Mz (dN m)
SOMME	1200	3000	6755	1730
VERIFICA TIRAFONDI				
Bulloni 8,8	dn	24 mm		
	A res	3,53 cmq		
Numero tirafondi resistenti x My	3 A res	10,59 cmq		
Numero tirafondi resistenti x Mz	3 A res	10,59 cmq		
Numero tirafondi totale		8		
Sollecitazioni	N	1200,00 dN		
	My	6755,00 dN m		
	Mz	1730,00 dN m		
	T	3000 dN		
H'(interasse tirafondi My) =	35 cm			
H'(interasse tirafondi Mz) =	35 cm			
Fv,Ed=H/Numero tirafondi	375 kg			
Ft,Ed=M/h*n*tirafondi res.-N/n° tirafondi tot.	7931 kg			
Mb,sd=Ft,Ed/2 x braccio	19827 kgm			
b=braccio trazione=	5,0 cm			
Resistenza a trazione				
Ft,Rd= fyk Ares/γM0 =	11934,76 dN			
γM0 =	1,05			
Ares =	3,53 cmq	M24-parte filettata		
fyk =	3550,00 kg/cmq	8,8		
Resistenza a taglio di calcolo				
Fv,Rd=0.6 fyk Ares/γM0 =	4134,32 dN			
γM0 =	1,05			
Ares =	3,53 cmq	M24-parte filettata		
fyk =	3550,00 kg/cmq	8,8		
Resistenza piastra a flessione				
Mb,Rd= fyk W /γM0 =	23313,49 dN			
γM0 =	1,05			
Sr = Sezione resistente	10,00 cm			
fyk =	2350,00 kg/cmq	snervamento materiale piastra		
tp =	2,50 cm	spessore piastra		
W=	10,42			
VERIFICA A TRAZIONE				
Ft,Ed/Ft,Rd=	0,66	<1	VERIFICATO	
VERIFICA A TAGLIO				
Fv,Ed/Fv,Rd=	0,09	<1	VERIFICATO	
VERIFICA A TAGLIO-TRAZIONE				
Fv,Ed/Fv,Rd+Ft,Ed/Ft,Rd=	0,76	<1	VERIFICATO	
VERIFICA A FLESSIONE PIASTRA				
Mb,Sd/Mb,Rd=	0,85	<1	VERIFICATO	
VERIFICA A SFILAMENTO DEI TIRAFONDI				
Diametro tirafondo	24	mm		
$N = fbd / (1+Dforo/a)^2 * 3.14 * Dforo * (L+6.4r+3.5L1)$				
Rck (kg/cmq) =	300	fbd=	11,94 kg/cmq	
a (cm) =	35		distanza da bordo calcestruzzo	
L(cm)=	40		lunghezza tirafondo	
Dforo(mm) =	24		diametro foro	
r(cm) =	8		raggio di curvatura tirafondo	
L1(cm) =	15		lunghezza risolto uncino	
N ancoraggio (kg) =	11322	>	Tiro max (kg)	7931

3.9.2 Piastra di base TU-200x100x5.0

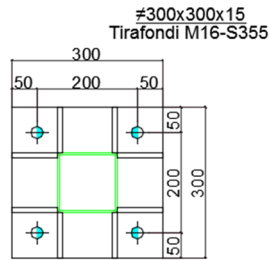


Tirafondo soggetto a taglio e trazione

SOLLECITAZIONI				
	N (dN) (negativo se di trazione)	Taglio H (dN)	My (dN m)	Mz (dN m)
SOMME	0	1200	1200	200
VERIFICA TIRAFONDI				
Bulloni 8,8	dn	24 mm		
	A res	3,53 cmq		
Numero tirafondi resistenti x My	2 A res	7,06 cmq		
Numero tirafondi resistenti x Mz	2 A res	7,06 cmq		
Numero tirafondi totale		4		
Sollecitazioni	N	0,00 dN		
	My	1200,00 dN m		
	Mz	200,00 dN m		
	T	1200 dN		
H'(interasse tirafondi My) =	35 cm			
H'(interasse tirafondi Mz) =	23 cm			
Fv,Ed=H/Numero tirafondi	300 kg			
Ft,Ed=M/h/n°tirafondi res.-N/n° tirafondi tot.	2149 kg			
Mb,sd=Ft,Ed/2 x braccio	5373 kgm			
b=braccio trazione=	5,0 cm			
Resistenza a trazione				
Ft,Rd= fyk Ares/γM0 =	11934,76 dN			
γM0 =	1,05			
Ares =	3,53 cmq	M24-parte filettata		
fyk =	3550,00 kg/cm ²	8,8		
Resistenza a taglio di calcolo				
Fv,Rd=0.6 fyk Ares/γM0 =	4134,32 dN			
γM0 =	1,05			
Ares =	3,53 cmq	M24-parte filettata		
fyk =	3550,00 kg/cm ²	8,8		
Resistenza piastra a flessione				
Mb,Rd= fyk W /γM0 =	23313,49 dN			
γM0 =	1,05			
Sr = Sezione resistente	10,00 cm			
fyk =	2350,00 kg/cm ²	snervamento materiale piastra		
tp =	2,50 cm	spessore piastra		
W =	10,42			
VERIFICA A TRAZIONE				
Ft,Ed/Ft,Rd=	0,18	<1	VERIFICATO	
VERIFICA A TAGLIO				
Fv,Ed/Fv,Rd=	0,07	<1	VERIFICATO	
VERIFICA A TAGLIO-TRAZIONE				
Fv,Ed/Fv,Rd+Ft,Ed/Ft,Rd=	0,25	<1	VERIFICATO	
VERIFICA A FLESSIONE PIASTRA				
Mb,Sd/Mb,Rd=	0,23	<1	VERIFICATO	
VERIFICA A SFILAMENTO DEI TIRAFONDI				
Diametro tirafondo	24 mm			
N = fbd / (1+Dforo/a) ² * 3.14*Dforo * (L+6.4r+3.5L1)				
Rck (kg/cm ²) =	300	fbd=	11,94 kg/cm ²	
a (cm) =	25		distanza da bordo calcestruzzo	
L(cm)=	40		lunghezza tirafondo	
Dforo(mm) =	24		diametro foro	
r(cm) =	8		raggio di curvatura tirafondo	
L1(cm) =	15		lunghezza risvolto uncino	
N ancoraggio (kg) =	10762	>	Tiro max (kg)	2149

3.9.3 Piastra di base TU-120x120x4.0

Si riporta la verifica della piastra di base delle colonne TU-120x120x4 sia nel caso si prevedano tirafondi Ø16-S355 sia che si prevedano tasselli HILTI HST3 M16.




colonna di controvento
vedi tavole travi di
banchina. Può essere
anche tassellata a terra
HILTI M16 HST3

Caso 1: Tirafondi

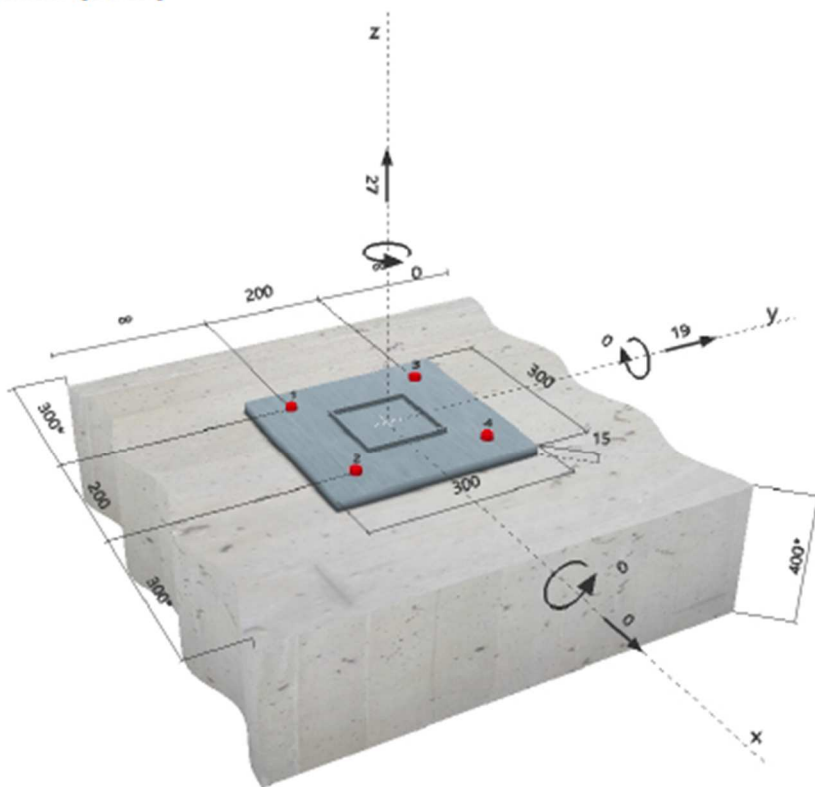
Tirafondo soggetto a taglio e trazione

SOLLECITAZIONI				
	N (dN) (negativo se di trazione)	Taglio H (dN)	My (dN m)	Mz (dN m)
SOMME	-2700	1900	0	0
VERIFICA TIRAFONDI				
Bulloni 8,8	dn	16 mm		
	A res	1,57 cmq		
Numero tirafondi resistenti x My	2 A res	3,14 cmq		
Numero tirafondi resistenti x Mz	2 A res	3,14 cmq		
Numero tirafondi totale		4		
Sollecitazioni	N	-2700,00 dN		
	My	0,00 dN m		
	Mz	0,00 dN m		
	T	1900 dN		
H'(interasse tirafondi My) =	20 cm			
H'(interasse tirafondi Mz) =	20 cm			
Fv,Ed=H/Numero tirafondi	475 kg			
Ft,Ed=Mh/h tirafondi res.-Nn* tirafondi tot.	675 kg			
Mb,sd=Ft,Ed/2 x braccio	1688 kgm			
b=braccio trazione=	5,0 cm			
Resistenza a trazione				
Ft,Rd= fyk Ares/yM0 =	5308,10 dN			
yM0 =	1,05			
Ares =	1,57 cmq	M16-parte filettata		
fyk =	3550,00 kg/cm ²	8,8		
Resistenza a taglio di calcolo				
Fv,Rd=0.6 fyk Ares/yM0 =	1838,78 dN			
yM0 =	1,05			
Ares =	1,57 cmq	M16-parte filettata		
fyk =	3550,00 kg/cm ²	8,8		
Resistenza piastra a flessione				
Mb,Rd= fyk W /yM0 =	8392,86 dN			
yM0 =	1,05			
Sr = Sezione resistente	10,00 cm			
fyk =	2350,00 kg/cm ²	snervamento materiale piastra		
tp =	1,50 cm	spessore piastra		
W =	3,75			
VERIFICA A TRAZIONE				
Ft,Ed/Ft,Rd=	0,13	<1	VERIFICATO	
VERIFICA A TAGLIO				
Fv,Ed/Fv,Rd=	0,26	<1	VERIFICATO	
VERIFICA A TAGLIO-TRAZIONE				
Fv,Ed/Fv,Rd+Ft,Ed/Ft,Rd=	0,39	<1	VERIFICATO	
VERIFICA A FLESSIONE PIASTRA				
Mb,Sd/Mb,Rd=	0,20	<1	VERIFICATO	
VERIFICA A SFILAMENTO DEI TIRAFONDI				
Diametro tirafondo	16 mm			
N = fbd / (1+Dforo/a)^2 * 3.14*Dforo* (L+6.4r+3.5L1)				
Rck (kg/cm ²) =	300	fbd=	11,94 kg/cm ²	
a (cm) =	25		distanza da bordo calcestruzzo	
L(cm)=	30		lunghezza tirafondo	
Dforo(mm) =	16		diametro foro	
r(cm) =	6		raggio di curvatura tirafondo	
L1(cm) =	10		lunghezza risvolto uncino	
N ancoraggio (kg) =	5478	>	Tiro max (kg)	675

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HST3 M16 hef2	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef} = 85 \text{ mm}$, $h_{tot} = 98 \text{ mm}$	
Materiale:		
Certificazione No.:	ETA-98/0001	
Emesso l Valido:	28/07/2016 -	
Prova:	metodo di calcolo ETAG (Nr. 001 Allegato C/2010) + Sismico (EOTA TR 045)	
Categoria di performance sismica:	C2	
Tipologia di verifica sismica:	5.3 a2) Progettazione elastica	
Percentuale di carico sismico $\leq 20\%$:	no	
Spostamenti massimi richiesti per l'SLD:	Carico di trazione $\delta_{N,max}(DL,S) = 5,20 \text{ mm}$. Carico di taglio $\delta_{V,max}(DL,S) = 4,80 \text{ mm}$	
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 15 \text{ mm}$	
Piastra d'ancoraggio:	$l_x \times l_y \times t = 300 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} \times 15 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)	
Profilo:	Profilo quadrato cavo; $(L \times W \times T) = 120 \text{ mm} \times 120 \text{ mm} \times 4 \text{ mm}$	
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, C25/30, $f_{ct,brk} = 30,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 400 \text{ mm}$	
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto	
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \emptyset) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\emptyset \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale	

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



1.1 Combinazioni di carico

Caso	Descrizione	Forze [kN] / Momenti [kNm]	Sismico	Fuoco	Utilizzo massimo [%]
1	Combinazione 1	$V_x = 0,000; V_y = 19,000; N = 27,000;$ $M_x = 0,000; M_y = 0,000; M_z = 0,000$	C2	no	88
2	Combinazione 2	$V_x = 0,000; V_y = 38,000; N = 4,000;$ $M_x = 0,000; M_y = 0,000; M_z = 0,000$	C2	no	75

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

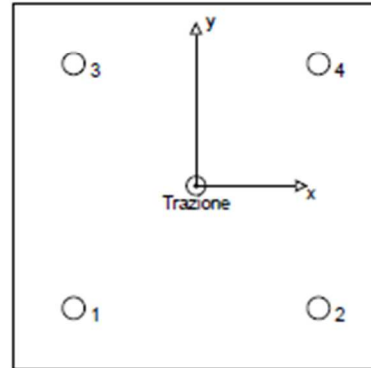
Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	6,750	4,750	0,000	4,750
2	6,750	4,750	0,000	4,750
3	6,750	4,750	0,000	4,750
4	6,750	4,750	0,000	4,750

Compressione max. nel calcestruzzo: - [%]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 27,000 [kN]
risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]



3 Carico di trazione (ETAG, Allegato C, Sezione 5.2.2, EOTA TR 045, Sezione 5.6)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_{t1} [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	6,750	54,288	13	OK
Rottura per sfilamento*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura conica del calcestruzzo**	27,000	49,196	55	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{t1,0,base}^C$ [kN]	α_{gap}	α_{steel}	$N_{t1,0,base}$ [kN]
76,000	1,000	1,000	76,000

$\gamma_{M,t,base}$	$N_{t1,0,base}$ [kN]	$N_{t1,0,base}$ [kN]	$s_{N,t,base}(DL5)$ [mm]	$s_{N,t,base}(DL5)$ [mm]	$N_{t1,0,base,riduzione}$ [kN]
1,400	54,288	6,750	5,20	5,20	54,288

3.2 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{C,N}$ [mm ²]	$A_{C,N}^0$ [mm ²]	$c_{tr,N}$ [mm]	$s_{tr,N}$ [mm]
207025	65025	128	250

$e_{t1,N}$ [mm]	$\gamma_{M,t1,N}$	$e_{t2,N}$ [mm]	$\gamma_{M,t2,N}$	$\gamma_{M,t,N}$	$\gamma_{M,t,N}$
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000

k_t	$N_{t1,0,N}^C$ [kN]	α_{gap}	α_{steel}	$N_{t1,0,N}$ [kN]
7,200	30,904	1,000	0,750	73,795

$\gamma_{M,t,base}$	$N_{t1,0,base}$ [kN]	$N_{t1,0,base}$ [kN]	$s_{N,t,base}(DL5)$ [mm]	$s_{N,t,base}(DL5)$ [mm]	$N_{t1,0,base,riduzione}$ [kN]
1,500	49,196	27,000	5,20	5,20	49,196

4 Carico di taglio (ETAG, Allegato C, Sezione 5.2.3, EOTA TR 045, Sezione 5.6)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	4,750	14,416	33	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	19,000	83,880	23	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+**	9,500	58,607	17	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,a,steel}^0$ [kN]	α_{gap}	α_{steel}	$V_{Rk,a,steel}$ [kN]		
42,400	0,500	0,850	18,020		
$\gamma_{M,a,steel}$	$V_{Rd,a,steel}$ [kN]	$V_{Ed,steel}$ [kN]	$\delta_{V,req(DLS)}$ [mm]	$\delta_{V,steel(DLS)}$ [mm]	$V_{Rd,a,steel, reduced}$ [kN]
1,250	14,416	4,750	4,80	4,80	14,416

4.2 Rottura per pryout

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{c,N}$ [mm]	$s_{c,N}$ [mm]	k-factor	
207025	65025	128	255	3,410	
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{e,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000
$N_{Rk,c}$ [kN]	α_{gap}	α_{steel}	$V_{Rk,cp,steel}$ [kN]	$V_{Rk,cp,steel}$ [kN]	
30,904	0,500	0,750	335,520	125,820	
$\gamma_{M,cp,steel}$	$V_{Rd,cp,steel}$ [kN]	$V_{Ed,steel}$ [kN]	$\delta_{V,req(DLS)}$ [mm]	$\delta_{V,steel(DLS)}$ [mm]	$V_{Rd,cp,steel, reduced}$ [kN]
1,500	83,880	19,000	4,80	4,80	83,880

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+

l [mm]	d_{top} [mm]	k_1	α	β	
85	16,0	1,700	0,053	0,056	
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]			
300	440000	405000			
$\psi_{s,V}$	$\psi_{s,V}$	$\psi_{s,V}$	$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,V}$	$\psi_{re,V}$
1,000	1,061	2,500	0	1,000	1,000
$V_{Rk,c}$ [kN]	α_{gap}	α_{steel}	$V_{Rk,c,steel}$ [kN]		
71,803	0,500	0,850	87,911		
$\gamma_{M,c,steel}$	$V_{Rd,c,steel}$ [kN]	$V_{Ed,steel}$ [kN]	$\delta_{V,req(DLS)}$ [mm]	$\delta_{V,steel(DLS)}$ [mm]	$V_{Rd,c,steel, reduced}$ [kN]
1,500	58,607	9,500	4,80	4,80	58,607

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EOTA TR 045, Sezione 5.6)

β_N	β_V	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,549	0,329	88	OK

$\beta_N + \beta_V \leq 1,0$

3.9.4 Informazioni sull'origine, le caratteristiche e la validazione dei codici di calcolo



Strumenti solidi come i vostri progetti

Tecnisoft s.a.s. di Papi Paolo Luca & C.
Via F. Ferrucci, 203/C - 59100 Prato
Tel. 0574 583421 - Fax 0574 570157
C.F. e P.IVA 01555190972
R.E.A. C.C.I.A.A. Prato n. 421503
R.I. Prato n. 16291

AFFIDABILITA' DEL PROGRAMMA MODESt

Facendo seguito a quanto richiesto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, la società Tecnisoft s.a.s., produttrice e distributrice del programma ModeSt, dichiara quanto segue:

Il programma ModeSt è un pre-post processore per solutori agli elementi finiti prodotti da altre società ed alle quali si rimanda per i relativi test di affidabilità. Si segnala comunque che i solutori supportati sono di riconosciuta fama nazionale e internazionale e di comprovata affidabilità (XFINEST, SAP2000) e che vengono distribuiti con i relativi test di validazione.

ModeSt contiene comunque al suo interno procedure che l'utente può attivare per il controllo di congruenza sui dati introdotti, procedure che riconoscono in automatico la presenza dei più tipici errori di modellazione.

Al termine del calcolo sono interrogabili sia numericamente che graficamente tutti i risultati, per consentire la valutazione della bontà della modellazione effettuata.

Le procedure di progettazione delle armature degli elementi in c.a. o di verifica degli elementi in acciaio, legno o muratura segnalano sempre le situazioni in cui non sono soddisfatte le condizioni di verifica previste dalla normativa ed implementate nel software. Anche in questo caso si possono effettuare controlli grafici e numerici su stati tensionali, domini di rottura, ecc.

Le procedure di progetto e verifica sono state testate con numerosi esempi reperiti in letteratura o risolti manualmente. Tali esempi sono riportati all'interno di un manuale fornito insieme al programma.

Tecnisoft s.a.s.
Il Socio Accomandatario

Tecnisoft s.a.s. - Via F. Ferrucci, 203/C - 59100 PRATO - Tel. 0574 583421 - Fax 0574 570157 - P.IVA 01555190972 - www.tecnisoft.it - info@tecnisoft.it

Verifica di un'asta in acciaio

Caratteristiche dell'asta: la sezione dell'asta è rappresentata da un profilato HEA200 di acciaio tipo S235; l'asse è orizzontale e la sezione è disposta con l'asse forte rispetto alla verticale; la lunghezza è L = 500 cm e i vincoli sono cerniera - appoggio verticale (coeff. $\beta_y = \beta_z = 1$). Nella struttura di riferimento TVDM08A1 sono state modellate 4 aste con carichi differenti.

Carichi: in funzione delle verifiche da effettuare sono stati applicati i seguenti carichi:
 asta 1 - carico assiale di trazione di 100 t;
 asta 2 - carico assiale di compressione di 50 t;
 asta 3 - peso proprio q_p + carico verticale permanente strutturale di $q_n = 0.1$ t/m + carico verticale variabile definita come "Variabili Categoria A" di $q_k = 0.5$ t/m;
 asta 4 - carichi asta 3 + carico assiale di compressione di 25 t + momento flettente rispetto all'asse debole di 1 tm + momento torcente di 0.1 tm.

File: [TestValidazione] - TVDM08A1

Calcolo teorico:

L'acciaio tipo S235 ha i seguenti parametri di progetto:

$f_{yk} = 235$ N/mm² = 2.35 t/cm² Tensione di snervamento;
 $f_{tk} = 360$ N/mm² = 3.60 t/cm² Tensione di rottura.
 $E = 21000.00$ t/cm² Modulo elastico.
 $G = 807.69$ t/cm² Modulo elastico tangenziale.
 $\rho = 7.85$ t/m³ Densità.

La sezione del profilato HEA200 ha i seguenti parametri statici:

Area = 52.98 cm² Area della sezione;
 $A_{net} = 42.39$ cm² Area netta per compressione ($A_{net} = 0.8 \cdot Area$);
 $A_{eff} = 42.39$ cm² Area effettiva per trazione ($A_{eff} = 0.8 \cdot Area$);
 $I_y = 3671.80$ cm⁴ Momento d'inerzia rispetto all'asse Y;
 $I_z = 1335.33$ cm⁴ Momento d'inerzia rispetto all'asse Z;
 $I_y = 8.32$ cm Raggio giratorio d'inerzia rispetto all'asse Y;
 $I_z = 5.02$ cm Raggio giratorio d'inerzia rispetto all'asse Z;
 $W_{ymin} = 386.51$ cm³ Modulo di resistenza minimo rispetto all'asse Y;
 $W_{zmin} = 133.53$ cm³ Modulo di resistenza minimo rispetto all'asse Z;
 $W_{y,pl,as} = 427.91$ cm³ Modulo di resistenza plastico intorno all'asse y;
 $W_{z,pl,as} = 203.73$ cm³ Modulo di resistenza plastico intorno all'asse z;
 $A_{tag,y} = 44.94$ cm² Area resistente a taglio in direz y;
 $A_{tag,z} = 15.38$ cm² Area resistente a taglio in direz z;
 $I_p = 108000.00$ cm⁴ Costante di ingobbamento;
 $I_t = 17.90$ cm⁴ Momento d'inerzia torsionale;
 $b_x = 20$ cm larghezza delle ali;
 $t_x = 1$ cm spessore delle ali;
 $b_z = 17$ cm larghezza dell'anima;
 $t_z = 0.6$ cm spessore dell'anima.

Il peso proprio a metro lineare della sezione vale:

$$q_p = \rho \cdot Area = 7.85 \cdot (52.98/10000) = 0.04159 \text{ t/m}$$

Verifica a trazione (4.2.6)

Calcolo teorico:

La verifica viene effettuata sull'asta 1 con i carichi risultanti dalla CC1 (SLU), il controllo da normativa prevede il calcolo del seguente tasso di sfruttamento:

MANUALE DI VALIDAZIONE

35

$$T_{sf} = N_{Ed}/N_{t,Rd} <= 1$$

Dove la resistenza di calcolo a trazione è pari a:

$$N_{t,Rd} = \min\{N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}\}$$

In cui:

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk}/\gamma_{M0} = 52.98 \cdot 2.35/1.05 = 118.58 \text{ t}$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}/\gamma_{M2} = 0.9 \cdot 42.39 \cdot 3.60/1.25 = 109.87 \text{ t}$$

Quindi $N_{t,Rd} = N_{u,Rd} = 109.87$ t, per $N_{Ed} = 100$ t, risulta:

$$T_{sf} = N_{Ed}/N_{t,Rd} = 100/109.87 = 0.91 < 1$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$N_{t,Rd}$	118.58 t	118.58 t
$N_{u,Rd}$	109.87 t	109.87 t
Tsf.	0.91	0.91

Verifica a compressione (4.2.10)

Calcolo teorico:

La verifica viene effettuata sull'asta 2 con i carichi risultanti dalla CC1 (SLU), il controllo da normativa prevede il calcolo del seguente tasso di sfruttamento:

$$T_{sf} = N_{Ed}/N_{c,Rd} <= 1$$

Dove la resistenza di calcolo a compressione, per sezioni in classe 1, è pari a:

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yk}/\gamma_{M0} = 52.98 \cdot 2.35/1.05 = 118.58 \text{ t}$$

Quindi per $N_{Ed} = 50$ t, risulta:

$$T_{sf} = N_{Ed}/N_{c,Rd} = 50/118.58 = 0.42 < 1$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$N_{c,Rd}$	118.58 t	118.58 t
Tsf.	0.42	0.42

Verifica di stabilità (4.2.4.1.3.1)

Calcolo teorico:

La verifica viene effettuata sull'asta 2 con i carichi risultanti dalla CC1 (SLU), il controllo da normativa prevede il calcolo del seguente tasso di sfruttamento:

$$T_{sf} = N_{Ed}/N_{b,Rd} <= 1$$

Dove la resistenza all'instabilità $N_{b,Rd}$ è calcolata, in relazione alle verifiche di stabilità nel piano più debole, nel caso in oggetto intorno all'asse Z locale dell'asta. Per sezioni in classe 1, con fattore di imperfezione $\alpha = 0.49$, risulta:

$$\lambda_z = \beta_z \cdot L/z = 1.500/5.02 = 99.60$$

$$N_{GEd} = E \cdot A \cdot (\pi/\lambda_z)^2 = 2100 \cdot 52.98 \cdot (3.14/99.60)^2 = 110.70 \text{ t}$$

$$\lambda_z = \text{radq}(A \cdot f_{yk}/N_{GEd}) = \text{radq}(52.98 \cdot 2.35/110.70) = 1.06$$

$$\Phi_z = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^{-2}] = 0.5 \cdot [1 + 0.49 \cdot (1.06 - 0.2) + 1.06^2] = 1.27$$

$$\chi_z = \min\{1; 1/(1 + \text{radq}(\Phi_z^2 - \lambda_z^{-2}))\} = \min\{1; 1/(1 + \text{radq}(1.27^2 - 1.06^2))\} = 0.51$$

$$N_{b,Rd} = \chi_z \cdot A \cdot f_{yk}/\gamma_{M1} = 0.51 \cdot 52.98 \cdot 2.35/1.05 = 60.47 \text{ t}$$

MANUALE DI VALIDAZIONE

36

Quindi per $N_{Ed} = 50$ t, risulta:

$$T_{sf} = N_{Ed}/N_{b,Rd} = 50/60.47 = 0.17 < 1$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$N_{b,Rd}$	60.47 t	59.96 t
Tsf.	0.83	0.83

Verifica a flessione (4.2.13)

Calcolo teorico:

La verifica viene effettuata sull'asta 3 con i carichi risultanti dalla CC1 (SLU), il controllo da normativa prevede il calcolo del seguente tasso di sfruttamento:

$$T_{sf} = M_{Ed}/M_{c,Rd} <= 1$$

Dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione risulta:

$$M_{c,Rd} = W_{y,pl,as} \cdot f_{yk}/\gamma_{M0} = 427.91 \cdot 2.35/1.05 = 957.70 \text{ tcm}$$

Il momento flettente di progetto ed il relativo tasso di sfruttamento risultano:

$$M_{Ed} = (1.3 \cdot q_p + 1.5 \cdot p_1 + 1.5 \cdot q_k) \cdot L^2/8 = (1.3 \cdot 0.04159 + 1.5 \cdot 0.1 + 1.5 \cdot 0.5) \cdot 5^2/8 = (0.954067) \cdot 5^2/8 = 2.9815 \text{ tm} = 298.15 \text{ tcm}$$

$$T_{sf} = M_{Ed}/M_{c,Rd} = 298.15/957.70 = 0.31 < 1$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
M_{Ed}	298.15 tcm	298.15 tcm
$M_{c,Rd}$	957.70 tcm	957.70 tcm
Tsf.	0.31	0.31

Verifica a taglio (4.2.17)

Calcolo teorico:

La verifica viene effettuata sull'asta 3 con i carichi risultanti dalla CC1 (SLU), il controllo da normativa prevede il calcolo del seguente tasso di sfruttamento:

$$T_{sf} = V_{Ed}/V_{c,Rd} <= 1$$

Dove la resistenza di calcolo a taglio della sezione risulta:

$$V_{c,Rd} = [A_{tag,z}/\text{radq}(3)] \cdot f_{yk}/\gamma_{M0} = (15.38/\text{radq}(3)) \cdot 2.35/1.05 = 19.88 \text{ t}$$

Il taglio di progetto ed il relativo tasso di sfruttamento risultano:

$$V_{Ed} = (1.3 \cdot q_p + 1.5 \cdot p_1 + 1.5 \cdot q_k) \cdot L/2 = (1.3 \cdot 0.04159 + 1.5 \cdot 0.1 + 1.5 \cdot 0.5) \cdot 5/2 = (0.954067) \cdot 5/2 = 2.39 \text{ t}$$

$$T_{sf} = V_{Ed}/V_{c,Rd} = 2.39/19.88 = 0.12 < 1$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
V_{Ed}	2.39 t	2.39 t
$V_{c,Rd}$	19.88 t	19.88 t
Tsf.	0.12	0.12

MANUALE DI VALIDAZIONE

37

Calcolo frecce massime

Calcolo teorico:

Il calcolo viene effettuato sull'asta 3 con i carichi risultanti dalla CC2 (SLE R), la freccia massima per carichi totali ed il rapporto della luce con la freccia valgono:

$$f_{z,tot} = (5/384) \cdot (1.0 \cdot q_p + 1.0 \cdot p_1 + 1.0 \cdot q_k) \cdot L^4 / (E \cdot J_z) = (5/384) \cdot (1.0 \cdot 0.04159 + 1.0 \cdot 0.1 + 1.0 \cdot 0.5) \cdot 5^4 / (2100 \cdot 10^4 \cdot 3671.80 \cdot 10^{-8}) = 6.77 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 0.677 \text{ cm}$$

$$L/f_{z,tot} = 500/0.677 = 738$$

Mentre la freccia massima per soli carichi accidentali ed il rapporto della luce con la freccia valgono:

$$f_{z,acc} = (5/384) \cdot (1.0 \cdot q_k) \cdot L^4 / (E \cdot J_z) = (5/384) \cdot (1.0 \cdot 0.5) \cdot 5^4 / (2100 \cdot 10^4 \cdot 3671.80 \cdot 10^{-8}) = 5.28 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 0.528 \text{ cm}$$

$$L/f_{z,acc} = 500/0.528 = 948$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$f_{z,tot}$	0.677 cm	0.68 cm
$L/f_{z,tot}$	738	740
$f_{z,acc}$	0.528 cm	0.53 cm
$L/f_{z,acc}$	948	950

Verifica di stabilità aste inflesse (4.2.4.1.3.2)

Calcolo teorico:

La verifica viene effettuata sull'asta 3 con i carichi risultanti dalla CC1 (SLU), il controllo da normativa prevede il calcolo del seguente tasso di sfruttamento:

$$T_{sf} = M_{Ed}/M_{b,Rd} <= 1$$

Dove la resistenza all'instabilità $M_{b,Rd}$ è calcolata in funzione del momento critico elastico di instabilità torsionale M_{cr} (C4.2.30):

$$M_{cr} = \psi \cdot (\pi/L_{cr}) \cdot \text{radq}[(E \cdot J_z) \cdot (G \cdot J_t)] \cdot \text{radq}[1 + (\pi/L_{cr})^2 \cdot (E \cdot J_z)] / (G \cdot J_t)$$

In cui, per travi appoggiate agli estremi si pone: $\psi = 1.75$ e $L_{cr} = L = 500$ cm. $M_{cr,z}$ risulta:

$$M_{cr} = 1.75 \cdot (3.14/500) \cdot \text{radq}[(2100 \cdot 3671.80) \cdot (807.69 \cdot 17.90)] \cdot \text{radq}[1 + (3.14/500)^2 \cdot (2100 \cdot 108000)] / (807.69 \cdot 17.90) = 4668.48 \text{ tcm}$$

Considerando $\lambda_{LT,0} = 0.4$; $\beta_{LT} = 0.75$; $\alpha_{LT} = 0.34$; $k_c = 0.94$; $\beta = 0.75$, la resistenza all'instabilità $M_{b,Rd}$ è calcolata dalle seguenti relazioni:

$$\lambda_{LT} = \text{radq}(W_{y,pl,as} \cdot f_{yk}/M_{cr}) = \text{radq}(427.91 \cdot 2.35/4668.48) = 0.46$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^{-2}] = 0.5 \cdot [1 + 0.34 \cdot (0.46 - 0.2) + 0.46^2] = 0.59$$

$$f = 1 - 0.5 \cdot (1 - k_c) \cdot [1 - 2.0 \cdot (\lambda_{LT} - 0.8)^2] = 1 - 0.5 \cdot (1 - 0.94) \cdot [1 - 2.0 \cdot (0.46 - 0.8)^2] = 0.98$$

$$\chi_{LT} = \min\{1; 1/(1/\Phi_{LT}^2 + 1/\Phi_{LT}) \cdot \text{radq}(\Phi_{LT}^2 \cdot \beta_{LT} \cdot \lambda_{LT}^2)\} = \min\{1; 1/(1/0.98^2 + 1/0.98) \cdot \text{radq}(0.59^2 \cdot 0.75 \cdot 0.46^2)\} = \min\{1.00; 4.82; 1.00\} = 1.00$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{y,pl,as} \cdot f_{yk}/\gamma_{M1} = 1.00 \cdot 427.91 \cdot 2.35/1.05 = 957.70 \text{ tcm}$$

MANUALE DI VALIDAZIONE

38

Risultando il fattore di riduzione per l'instabilità flessione torsionale $\chi_{LT} = 1.00$ la resistenza all'instabilità $M_{b,Rd}$ risulta uguale la resistenza a flessione $M_{c,Rd}$ calcolata in precedenza. Il momento flettente di progetto ed il relativo tasso di sfruttamento risultano:

$$M_{Ed} = (1.3 \cdot q_p + 1.5 \cdot p_n + 1.5 \cdot q_n) \cdot L^2 / 8 = (1.3 \cdot 0.04159 + 1.5 \cdot 0.1 + 1.5 \cdot 0.5) \cdot 5^2 / 8 = (0.954067) \cdot 5^2 / 8 = 2.9815 \text{ tm} = 298.15 \text{ tcm}$$

$$Tsf = M_{Ed} / M_{c,Rd} = 298.15 / 957.70 = 0.31 < 1$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$M_{c,Rd}$	298.15 tcm	298.15 tcm
$M_{b,Rd}$	957.70 tcm	955.80 tcm
Tsf.	0.31	0.31

Verifica a pressoflessione biassiale (4.2.39)

Calcolo teorico:

La verifica viene effettuata sull'asta 4 con i carichi risultanti dalla CC1 (SLU), il controllo da normativa prevede il calcolo del seguente tasso di sfruttamento:

$$Tsf = \max\{Tsf_n; Tsf_y; Tsf_z; Tsf_x\} < 1$$

In cui, dalla verifica a compressione risulta:

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 52.98 \cdot 2.35 / 1.05 = 118.58 \text{ t}$$

$$N_{Ed} = 25 \text{ t}$$

$$Tsf_n = N_{Ed} / N_{c,Rd} = 25 / 118.58 = 0.21$$

$$n = Tsf_n = 0.21$$

$$a = \min\{0.5; (Area - 2 \cdot b_a \cdot t_a) / Area\} = \min\{0.5; (52.98 - 2 \cdot 20 \cdot 1) / 52.98\} = 0.24$$

Dalla verifica a pressoflessione retta rispetto all'asse y risulta:

$$M_{cy,Rd} = W_{y,pl,as} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 427.91 \cdot 2.35 / 1.05 = 957.70 \text{ tcm}$$

$$M_{Ny,Rd} = M_{cy,Rd} \cdot \min\{1; (1-n) / (1-0.5 \cdot a)\} = 957.70 \cdot \min\{1; (1-0.21) / (1-0.5 \cdot 0.24)\} = 957.70 \cdot 0.90 = 861.93 \text{ tcm}$$

$$M_{y,Ed} = (1.3 \cdot q_p + 1.5 \cdot p_n + 1.5 \cdot q_n) \cdot L^2 / 8 = (1.3 \cdot 0.04159 + 1.5 \cdot 0.1 + 1.5 \cdot 0.5) \cdot 5^2 / 8 = (0.954067) \cdot 5^2 / 8 = 2.9815 \text{ tcm}$$

$$Tsf_y = M_{y,Ed} / M_{Ny,Rd} = 298.15 / 861.93 = 0.35$$

La verifica a pressoflessione retta rispetto all'asse z, per $n < a$, risulta:

$$M_{cz,Rd} = W_{z,pl,as} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 203.73 \cdot 2.35 / 1.05 = 455.97 \text{ tcm}$$

$$M_{z,Ed} = M_{cz,Rd} = 455.97 \text{ tcm}$$

$$M_{z,Ed} = 1 \text{ tm} = 100 \text{ tcm}$$

$$Tsf_z = M_{z,Ed} / M_{cz,Rd} = 100 / 455.97 = 0.22$$

In fine, dalla verifica a pressoflessione biassiale risulta:

$$Tsf_d = (Tsf_y)^2 + (Tsf_z)^2 = (0.35)^2 + (0.22)^2 = 0.32$$

La verifica risulta pertanto:

$$Tsf = \max\{Tsf_n; Tsf_y; Tsf_z; Tsf_x\} = \max\{0.21; 0.35; 0.22; 0.32\} = 0.35 < 1$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
Tsf.	0.21	0.21

MANUALE DI VALIDAZIONE

39

Tsf_y	0.35	0.35
Tsf_z	0.22	0.22
Tsf_x	0.32	0.32
Tsf.	0.35	0.35

Verifica a taglio e torsione dir. Z (4.2.25)

Calcolo teorico:

La verifica viene effettuata sull'asta 4 con i carichi risultanti dalla CC1 (SLU), il controllo da normativa prevede il calcolo del seguente tasso di sfruttamento:

$$Tsf = V_{Ed} / V_{c,Rd,red} < 1$$

Dove la resistenza di calcolo a taglio della sezione, ridotta per effetto della torsione, risulta:

$$V_{c,Rd,red} = V_{c,Rd} \cdot \text{radq}[1 - \tau_{Ed} \cdot \text{radq}(3) \cdot \gamma_{M0} / (1.25 \cdot f_{yk})]$$

Dove la resistenza di calcolo a taglio della sezione vale:

$$V_{c,Rd} = [A_{tag,z} / \text{radq}(3)] \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = [15.38 / \text{radq}(3)] \cdot 2.35 / 1.05 = 19.88 \text{ t}$$

Essendo la sollecitazione agente pari a $M_{y,Ed} = 0.1 \text{ tm} = 10 \text{ tcm}$, la tensione tangenziale massima dovuta alla torsione (che risulta essere sulle ali) vale quindi:

$$\tau_{Ed} = M_{y,Ed} \cdot t_w / J_t = 10 \cdot 1 / 17.90 = 0.56 \text{ t/cm}^2$$

Risulta pertanto:

$$V_{c,Rd,red} = V_{c,Rd} \cdot \text{radq}[1 - \tau_{Ed} \cdot \text{radq}(3) \cdot \gamma_{M0} / (1.25 \cdot f_{yk})] = 19.88 \cdot \text{radq}[1 - 0.56 \cdot \text{radq}(3) \cdot 1.05 / (1.25 \cdot 2.35)] = 16.06 \text{ tcm}$$

Il taglio di progetto ed il relativo tasso di sfruttamento risultano:

$$V_{Ed} = (1.3 \cdot q_p + 1.5 \cdot p_n + 1.5 \cdot q_n) \cdot L / 2 = (1.3 \cdot 0.04159 + 1.5 \cdot 0.1 + 1.5 \cdot 0.5) \cdot 5 / 2 = (0.954067) \cdot 5 / 2 = 2.39 \text{ t}$$

$$Tsf = V_{Ed} / V_{c,Rd,red} = 2.39 / 16.06 = 0.15 < 1$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
V_{Ed}	2.39 t	2.39 t
$V_{c,Rd,red}$	16.06 t	16.08 t
Tsf.	0.15	0.15

Verifica di stabilità aste presso-inflesse (C4.2.4.1.3.3.2)

Calcolo teorico:

La verifica viene effettuata sull'asta 4 con i carichi risultanti dalla CC1 (SLU), il controllo da normativa prevede il calcolo dei seguenti tassi di sfruttamento:

$$Tsf_{yy} = (N_{Ed} / N_{yb,Rd}) + k_{yy} \cdot (M_{y,Ed} / M_{yb,Rd}) + k_{yz} \cdot (M_{z,Ed} / M_{zb,Rd}) < 1$$

$$Tsf_{zz} = (N_{Ed} / N_{yb,Rd}) + k_{zy} \cdot (M_{y,Ed} / M_{yb,Rd}) + k_{zz} \cdot (M_{z,Ed} / M_{zb,Rd}) < 1$$

Dove la resistenza all'instabilità $N_{yb,Rd}$ è calcolata, in relazione alle verifiche di stabilità nel piano XY locale, cioè intorno all'asse Z locale dell'asta. Per sezioni in classe 1, con fattore di imperfezione $\alpha = 0.49$, risulta:

$$\lambda_z = \beta_z \cdot L / I_z = 1.500 / 5.02 = 99.60$$

$$N_{c,z} = E \cdot A \cdot (n / \lambda_z)^2 = 2100 \cdot 52.98 \cdot (3.14 / 99.60)^2 = 110.70 \text{ t}$$

MANUALE DI VALIDAZIONE

40

$$\lambda_z^* = \text{radq}(A \cdot f_{yk} / N_{c,z}) = \text{radq}(52.98 \cdot 2.35 / 110.70) = 1.06$$

$$\Phi_z = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^*] = 0.5 \cdot [1 + 0.49 \cdot (1.06 - 0.2) + 1.06] = 1.27$$

$$\chi_z = \min\{1; 1 / [\Phi_z + \text{radq}(\Phi_z^2 - \lambda_z^* \cdot \lambda_z^*)]\} = \min\{1; 1 / [1.27 + \text{radq}(1.27^2 - 1.06^2)]\} = 0.51$$

$$N_{yb,Rd} = \chi_z \cdot A \cdot f_{yk} / \gamma_{M1} = 0.51 \cdot 52.98 \cdot 2.35 / 1.05 = 60.47 \text{ t}$$

Quindi per $N_{Ed} = 25 \text{ t}$, risulta:

$$N_{Ed} / N_{yb,Rd} = 25 / 60.47 = 0.42$$

Mentre la resistenza all'instabilità $N_{zb,Rd}$ è calcolata, in relazione alle verifiche di stabilità nel piano XZ locale, cioè intorno all'asse Y locale dell'asta. Per sezioni in classe 1, con fattore di imperfezione $\alpha = 0.34$, risulta:

$$\lambda_y = \beta_y \cdot L / I_y = 1.500 / 8.32 = 60.09$$

$$N_{c,y} = E \cdot A \cdot (n / \lambda_y)^2 = 2100 \cdot 52.98 \cdot (3.14 / 60.09)^2 = 303.80 \text{ t}$$

$$\lambda_y^* = \text{radq}(A \cdot f_{yk} / N_{c,y}) = \text{radq}(52.98 \cdot 2.35 / 303.80) = 0.64$$

$$\Phi_y = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^*] = 0.5 \cdot [1 + 0.34 \cdot (0.64 - 0.2) + 0.64] = 0.78$$

$$\chi_y = \min\{1; 1 / [\Phi_y + \text{radq}(\Phi_y^2 - \lambda_y^* \cdot \lambda_y^*)]\} = \min\{1; 1 / [0.78 + \text{radq}(0.78^2 - 0.64^2)]\} = 0.82$$

$$N_{zb,Rd} = \chi_y \cdot A \cdot f_{yk} / \gamma_{M1} = 0.82 \cdot 52.98 \cdot 2.35 / 1.05 = 97.23 \text{ t}$$

Quindi per $N_{Ed} = 25 \text{ t}$, risulta:

$$N_{Ed} / N_{zb,Rd} = 25 / 97.23 = 0.26$$

Le resistenze all'instabilità $M_{yb,Rd}$ e $M_{zb,Rd}$ sono calcolate in funzione del momento critico elastico di instabilità torsionale M_{cr} (C4.2.30):

$$M_{cr} = \psi \cdot (n / L_{cr}) \cdot \text{radq}[(E \cdot J_y) \cdot (G \cdot J_z)] \cdot \text{radq}[1 + (n / L_{cr})^2 \cdot (E \cdot J_w) / (G \cdot J_z)]$$

In cui, per travi appoggiate agli estremi si pone: $\psi = 1.75$ e $L_{cr} = L = 500 \text{ cm}$. M_{cr} . Risulta:

$$M_{cr} = 1.75 \cdot (3.14 / 500) \cdot \text{radq}[(2100 \cdot 3671.80) \cdot (807.69 \cdot 17.90)] \cdot \text{radq}[1 + (3.14 / 500)^2 \cdot (2100 \cdot 108000) / (807.69 \cdot 17.90)] = 4668.48 \text{ tcm}$$

Considerando $\lambda_{LT,0} = 0.4$; $\beta_{LT} = 0.75$; $\alpha_{LT} = 0.34$; $k_c = 0.94$, la resistenza all'instabilità $M_{yb,Rd}$ è calcolata dalle seguenti relazioni:

$$\lambda_{LT} = \text{radq}(W_{y,pl,as} \cdot f_{yk} / M_{cr}) = \text{radq}(427.91 \cdot 2.35 / 4668.48) = 0.46$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \cdot \lambda_{LT}^2] = 0.5 \cdot [1 + 0.34 \cdot (0.46 - 0.4) + 0.75 \cdot 0.46^2] = 0.59$$

$$f = 1 - 0.5 \cdot (1 - k_c) \cdot [1 - 2.0 \cdot (\lambda_{LT} - 0.8)^2] = 1 - 0.5 \cdot (1 - 0.94) \cdot [1 - 2.0 \cdot (0.46 - 0.8)^2] = 0.98$$

$$\chi_{LT} = \min\{1; (1/f) / \lambda_{LT}^2; (1/f) / [\Phi_{LT} + \text{radq}(\Phi_{LT}^2 - \beta_{LT} \cdot \lambda_{LT}^*)]\} = \min\{1; (1/0.98) / 0.46^2; (1/0.98) / [0.59 + \text{radq}(0.59^2 - 0.75 \cdot 0.46^2)]\} = \min\{1.00; 4.82; 1.00\} = 1.00$$

$$M_{yb,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{y,pl,as} \cdot f_{yk} / \gamma_{M1} = 1.00 \cdot 427.91 \cdot 2.35 / 1.05 = 957.70 \text{ tcm}$$

Il momento flettente di progetto risulta:

$$M_{y,Ed} = (1.3 \cdot q_p + 1.5 \cdot p_n + 1.5 \cdot q_n) \cdot L^2 / 8 = (1.3 \cdot 0.04159 + 1.5 \cdot 0.1 + 1.5 \cdot 0.5) \cdot 5^2 / 8 = (0.954067) \cdot 5^2 / 8 = 2.9815 \text{ tcm}$$

Quindi:

$$M_{y,Ed} / M_{yb,Rd} = 298.15 / 957.70 = 0.31$$

Analogamente, la resistenza all'instabilità $M_{zb,Rd}$ è calcolata dalle seguenti relazioni:

$$\lambda_{LT} = \text{radq}(W_{z,pl,as} \cdot f_{yk} / M_{cr}) = \text{radq}(203.73 \cdot 2.35 / 4668.48) = 0.32$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \cdot \lambda_{LT}^2] = 0.5 \cdot [1 + 0.34 \cdot (0.32 - 0.4) + 0.75 \cdot 0.32^2] = 0.52$$

$$f = 1 - 0.5 \cdot (1 - k_c) \cdot [1 - 2.0 \cdot (\lambda_{LT} - 0.8)^2] = 1 - 0.5 \cdot (1 - 0.94) \cdot [1 - 2.0 \cdot (0.32 - 0.8)^2] = 0.98$$

$$\chi_{LT} = \min\{1; (1/f) / \lambda_{LT}^2; (1/f) / [\Phi_{LT} + \text{radq}(\Phi_{LT}^2 - \beta_{LT} \cdot \lambda_{LT}^*)]\} = \min\{1; (1/0.98) / 0.32^2; (1/0.98) / [0.52 + \text{radq}(0.52^2 - 0.75 \cdot 0.32^2)]\} = \min\{1.00; 9.96; 1.06\} = 1.00$$

$$M_{zb,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{z,pl,as} \cdot f_{yk} / \gamma_{M1} = 1.00 \cdot 203.73 \cdot 2.35 / 1.05 = 455.97 \text{ tcm}$$

MANUALE DI VALIDAZIONE

4

Quindi per $M_{z,Ed} = 100 \text{ tcm}$, risulta:

$$M_{z,Ed} / M_{zb,Rd} = 100 / 455.97 = 0.22$$

Per le sollecitazioni agenti i coefficienti correttivi del momento flettente per la verifica di stabilità a presso-flessione deviata valgono: $\alpha_{my} = 0.95$; $\alpha_{mz} = 0.95$. Per sezioni in classe 1 ed elementi con modesta deformabilità torsionale i coefficienti di interazione per la verifica di stabilità a pressoflessione valgono:

$$k_{yy} = \alpha_{my} \cdot (1 + a_y \cdot b_y)$$

$$a_y = \min\{0.80; \lambda_y^* - 0.2\} = \min\{0.80; 0.64 - 0.2\} = 0.44$$

$$b_y = N_{Ed} / N_{yb,Rd} = 25 / 60.47 = 0.26$$

$$k_{yy} = \alpha_{my} \cdot (1 + a_y \cdot b_y) = 0.95 \cdot (1 + 0.44 \cdot 0.26) = 1.06$$

$$k_{zy} = 0.6 \cdot k_{yy} = 0.6 \cdot 1.06 = 0.63$$

$$k_{zz} = \alpha_{mz} \cdot (1 + a_z \cdot b_z)$$

$$a_z = \min\{1.40; 2 \cdot \lambda_z^* - 0.6\} = \min\{1.40; 2 \cdot 1.06 - 0.6\} = 1.40$$

$$b_z = N_{Ed} / N_{yb,Rd} = 25 / 60.47 = 0.42$$

$$k_{zz} = \alpha_{mz} \cdot (1 + a_z \cdot b_z) = 0.95 \cdot (1 + 1.4 \cdot 0.42) = 1.50$$

$$k_{yz} = 0.6 \cdot k_{zz} = 0.6 \cdot 1.06 = 0.90$$

I tassi di sfruttamento risultano:

$$Tsf_{yy} = (N_{Ed} / N_{yb,Rd}) + k_{yy} \cdot (M_{y,Ed} / M_{yb,Rd}) + k_{yz} \cdot (M_{z,Ed} / M_{zb,Rd}) = 0.26 + 1.06 \cdot 0.31 + 0.90 \cdot 0.22 = 0.26 + 0.33 + 0.20 = 0.79 < 1$$

$$Tsf_{zz} = (N_{Ed} / N_{yb,Rd}) + k_{zy} \cdot (M_{y,Ed} / M_{yb,Rd}) + k_{zz} \cdot (M_{z,Ed} / M_{zb,Rd}) = 0.26 + 0.63 \cdot 0.31 + 1.50 \cdot 0.22 = 0.26 + 0.20 + 0.33 = 0.79 < 1$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
Tsf_{yy}	0.79	0.79
Tsf_{zz}	0.95	0.95

MANUALE DI VALIDAZIONE

4

Affidabilità del codice di calcolo XFINEST

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

Manuale Utente

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

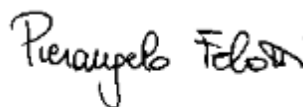
Manuale Teorico

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

Manuale di Validazione

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

CeAS Centro di Analisi Strutturale s.r.l.



d:\felotti\xfinest\manuale\dichiarazione affidabilità xfinest.doc

PROGETTAZIONE, DIREZIONE LAVORI, CALCOLO STRUTTURALE
E SVILUPPO SOFTWARE NELL'INGEGNERIA CIVILE E GEOTECNICA
VIALE GIUSTINIANO 10 20129 MILANO TEL. +39 02 2020221 FAX +39 02 29512533
VIA GARIBALDI 24 24100 BERGAMO TEL. +39 035 236719 FAX +39 035 4228549
C.F.-P.IVA-C.G.I.A.A. MI REG. IMPRESE SEZ. ORD.: 05961800157 REA.1052750 CAP. SOC. EURO 10400,00
E-MAIL: ceas@ceas.it

SOMMARIO

<i>1.1 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO</i>	4
1.1.1 Schemi statici.....	5
<i>1.2 AZIONI SULLA STRUTTURA E CARICHI APPLICATI</i>	6
1.2.1 Peso proprio struttura.....	6
1.2.2 Carico permanente non strutturale.....	6
1.2.3 Carico neve.....	6
1.2.4 Carico Vento.....	8
1.2.5 Pericolosità sismica di base.....	10
1.2.6 Azione sismica-parametri di calcolo.....	12
2 RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA	14
2.1 RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA.....	14
2.2 RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI.....	14
3 RELAZIONE DI CALCOLO	15
3.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	15
3.2 CARATTERISTICHE DEI CALCOLI STATICI E METODO DI VERIFICA ADOTTATO.....	16
3.3 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO.....	16
3.3.1 Vita nominale.....	16
3.3.2 Classi d'uso.....	17
3.3.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica.....	17
3.4 AZIONI SULLA STRUTTURA – CLASSIFICAZIONE.....	17
3.5 COMBINAZIONI DELLE AZIONI UTILIZZATE NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE E APPROCCIO PROGETTUALE.....	18
3.5.1 Azione sismica.....	20
3.5.1.1 Rappresentazione dell'azione sismica.....	20
3.5.1.2 Criterio di progettazione adottato.....	21
3.5.1.3 Metodo di analisi sismica adottato.....	22
3.5.1.4 Tipologia strutturale e fattore di struttura.....	22
3.5.1.5 Tipologia di analisi: lineare dinamica (dinamica spettrale).....	22
3.6 RELAZIONE DI CALCOLO MODEST 8.22– (SERVER_ THOMAS MODEST_GASPARETTO_SALA POLIVALENTE_MODELLO STR-5).....	23
3.6.1 Condizioni di carico elementari (CCE).....	23
3.6.2 Parametri di calcolo.....	29
3.6.3 Verifica aste in acciaio.....	34
3.6.4 Verifica aste con confronto codici di calcolo e metodi tradizionali.....	34
3.6.5 Verifica colonne TU-220*200*6.3: confronto metodo manuale-risultati codici di calcolo.....	36
3.6.5.1 Verifica Colonna TU-220*220*6.3 S235JR.....	37
3.6.6 Verifica capriata.....	38
3.6.6.1 Verifica briglia superiore della capriata TU-200*100*6.3 S235JR.....	38
3.6.6.2 Verifica catena capriata TU-100*100*4.0 S235JR.....	39
3.6.7 Trave di banchina – TU-200*100*5.0 S235JR.....	41
3.6.7.1 Briglia superiore TU-200x100x5.....	41

3.6.7.2	<i>Briglia inferiore TU-200x100x5</i>	43
3.6.7.3	<i>Aste di parete TU-200x100x5</i>	44
3.6.7.4	<i>Colonna diagonale delle velette – TU 100*100*3.0</i>	46
3.6.7.5	<i>Traverso orizzontale delle velette - TU-100*100*3.0</i>	47
3.6.7.6	<i>Colonne di facciata – TU 200*100*5.0</i>	48
3.6.7.1	<i>Traverso orizzontale della veletta lato pensilina–TU 200*100*4.0</i>	49
3.6.7.2	<i>Traverso orizzontale della pensilina – TU 200*100*4.0</i>	50
3.6.7.3	<i>Traversini della pensilina – TU-120x80x4</i>	50
3.6.7.4	<i>Colonna di controvento – TU 120*120*4.0</i>	51
3.6.8	Verifica controventi di falda	53
3.6.8.1	<i>Verifica arcareccio di controvento</i>	54
3.6.9	Verifica dei controventi di parete.....	55
3.7	VERIFICA GEOTECNICA	56
3.7.1	Criteri di progetto travi di fondazione in c.a.	59
3.7.2	Verifica travi di fondazione in c.a.....	63
3.8	CRITERI DI VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRIMARI AGLI SLE.....	70
3.8.1	Verifiche degli elementi strutturali primari in termini di resistenza agli SLD	70
3.8.2	Verifica degli elementi strutturali primari in termini di rigidezza agli SLE.....	71
3.8.2.1	<i>Verifica deformate e deformazioni della copertura</i>	71
3.9	VERIFICA DEI NODI	72
3.9.1	Piastra di base TU-220x220x6.3	72
3.9.2	Piastra di base TU-200x100x5.0.....	73
3.9.3	Piastra di base TU-120x120x4.0.....	74
3.9.4	Informazioni sull'origine, le caratteristiche e la validazione dei codici di calcolo.....	78