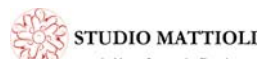


RTI Progettisti:



PROGETTO DEFINITIVO DELLA SECONDA LINEA TRANVIARIA DI BOLOGNA (TRATTO NORD LINEA VERDE)

OPERE CIVILI LUNGO LINEA Fermate Strutturale Pensiline - Relezione di calcolo opere strutturali

COMUNE DI BOLOGNA
SETTORE MOBILITA' SOSTENIBILE E INFRASTRUTTURE

IL DIRETTORE DEL SETTORE
ING. CLETO CARLINI

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
ING. GIANCARLO SGUBBI

IL DIRETTORE DELL'ESECUZIONE DEL CONTRATTO
ING. MIRKA RIVOLA

SEGRETERIA TECNICA

ing. Barbara Baraldi
arch. Virginia Borrello
ing. Giulio Cimbali
geom. Agnese Fero
ing. Stefania Guadagnini
geom. Luciano Notte
ing. Lisa Ombra
ing. Marco Pesare

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

RESPONSABILE DI COMMESSA
ING. PAOLO MARCHETTI

COORDINATORE TECNICO
ING. ALESSANDRO PIAZZA

SISTEMA TRANVIARIO
ING. SANTI CAMINITI

ARCHITETTURA E INSERIMENTO URBANISTICO
ARCH. SEBASTIANO FULCI DE SARNO

OPERE A VERDE
ARCH. NICOLA CANTARELLI

OPERE STRUTTURALI
ING. STEFANO TORTELLA

SEGNALAMENTO E TELECOMUNICAZIONI
ING. ANGELA TORTORELLA

AMBIENTE
PROF. MATTEO MATTIOLI

SICUREZZA
ARCH. SERGIO MOSCHEO

ARCHEOLOGIA
DOTT. CRISTINA BIGAZZI

BIM MANAGER
GEOM. MIRKO CASAROLI

RESP. INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE
ING. SANTI CAMINITI

IMPIANTI TECNOLOGICI
ING. SIMONE VILLA

STUDI TRASPORTISTICI
ING. ANDREA SPINOSA

VIABILITA' INTERFERENTE E SOTTOSERVIZI
ING. PIETRO CAMINITI

IDRAULICA E IDROLOGIA
ING. ANDREA BENVENUTI

DEPOSITO
ING. GIORGIO COLETTI

ARMAMENTO
ING. MAURIZIO FALZEA

GEOLOGIA E GEOTECNICA
DOTT. GEOL. ANTONIO PAONE

TRAZIONE ELETTRICA
ING. DOMENICO D'APOLLONIO

IMPIANTI MECCANICI
ING. SALVATORE GIUA

COMMESSA	FASE	LOTTO	WBS	DISCIPLINA	TIPO	NUMERO	REV.	SCALA	NOME FILE
B381	C	D	X00	F00	STR	RT	01	A	B381C-D-X00-F00-STR-RT-01-A

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
A	Ago. 2023	PRIMA EMISSIONE	SISTO	TORTELLA	S. CAMINITI
B					
C					
D					

Indice

1	INTRODUZIONE	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3	MATERIALI	7
3.1	CALCESTRUZZO PER LE FONDAZIONI C30/37	7
3.2	ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO	8
3.3	ACCIAIO STRUTTURALE PER CARPENTERIE METALLICHE	8
3.3.1	CLASSE DI ESECUZIONE	8
3.3.2	BULLONI	8
3.3.3	SALDATURE	8
3.4	LASTRE DI VETRO STRUTTURALE	8
4	IPOTESI DI CALCOLO	9
4.1	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO DI FONDAZIONE	9
4.2	PARAMETRI PER LA DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	9
4.2.1	VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	9
4.2.2	PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA	10
5	ANALISI DEI CARICHI	11
5.1	PESO PROPRIO (G1)	11
5.1.1	ACCIAIO	11
5.1.2	CALCESTRUZZO ARMATO	11
5.2	SOVRACCARICHI PERMANENTI (G2)	11
5.2.1	COPERTURA IN VETRO	11
5.2.2	RICOPRIMENTO SULLE FONDAZIONI	12
5.2.3	IMPIANTI SUI MONTANTI	12
5.3	SOVRACCARICO NEVE (Q1)	12
5.4	AZIONE DEL VENTO (Q2)	13

5.5	AZIONE TERMICA (Q3)	18
5.6	AZIONE SISMICA (E)	18
6	COMBINAZIONI DI CARICO	19
7	MODELLI DI CALCOLO	22
7.1	GEOMETRIA	22
7.2	MASSE SISMICHE	25
7.3	ANALISI MODALE	26
7.4	REAZIONI GLOBALI ALLA BASE	27
7.4.1	PENSILINA CENTRALE DI LARGHEZZA 3,5M	27
7.4.2	PENSILINA CENTRALE DI LARGHEZZA 3,0M	28
7.4.3	PENSILINA LATERALE DI LARGHEZZA 2,5M	28
7.4.4	PENSILINA LATERALE DI LARGHEZZA 2,0M	30
8	SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	30
8.1	STRUTTURA METALLICA	30
8.2	FONDAZIONI	34
9	VERIFICHE STRUTTURALI PENSILINA	37
9.1	VERIFICA DELLA COPERTURA IN VETRO STRUTTURALE	37
9.1.1	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	37
9.1.2	CALCOLO DEGLI SPESSORI EQUIVALENTI	38
9.1.3	CALCOLO DELLE RESISTENZE DI PROGETTO	41
9.1.4	VERIFICA DI RESISTENZA SLU	46
9.1.5	VERIFICA SLE DI DEFORMAZIONE	47
9.2	VERIFICHE STRUTTURA METALLICA	48
9.2.1	TRAVERSO 400x400x12	48
9.2.2	MONTANTE UPN400	50
9.2.3	VERIFICA DI DEFORMABILITÀ TRAVERSO 400x400x12	52
9.3	VERIFICHE GIUNTI	54

9.3.1	GIUNTO BULLONATO TRAVERSO-MONTANTE	54
9.3.2	COLLEGAMENTO CON TIRAFONDI DELLE COLONNE UPN400 AL BAGGIOLO.....	57
9.4	VERIFICHE FONDAZIONE.....	62
9.4.1	BAGGIOLI IN C.A.	62
9.4.2	PLINTI PENSILINE CENTRALI	68
9.4.3	PLINTI PENSILINE LATERALI.....	70
9.4.4	TRAVI DI COLLEGAMENTO	73
10	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	75
10.1	PRESSIONI SUL TERRENO	75
10.2	CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE	76
11	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI.....	79
11.1	SOLLECITAZIONI DAL MODELLO DI CALCOLO.....	79
11.2	SOLLECITAZIONI DALLA FORMULAZIONE ANALITICA	80
11.3	CONFRONTO DEI RISULTATI OTTENUTI.....	82

1 INTRODUZIONE

L'oggetto della presente relazione sono il calcolo e le verifiche strutturali delle pensiline di fermata previste nel progetto esecutivo della seconda linea tranviaria (Linea Verde) della città di Bologna.

Le pensiline sono di due tipologie: laterali e centrali, entrambe a struttura metallica a portale con copertura in vetro strutturale.

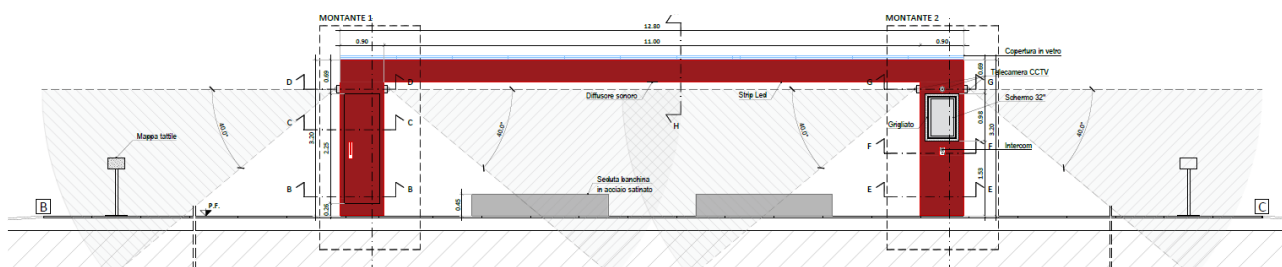
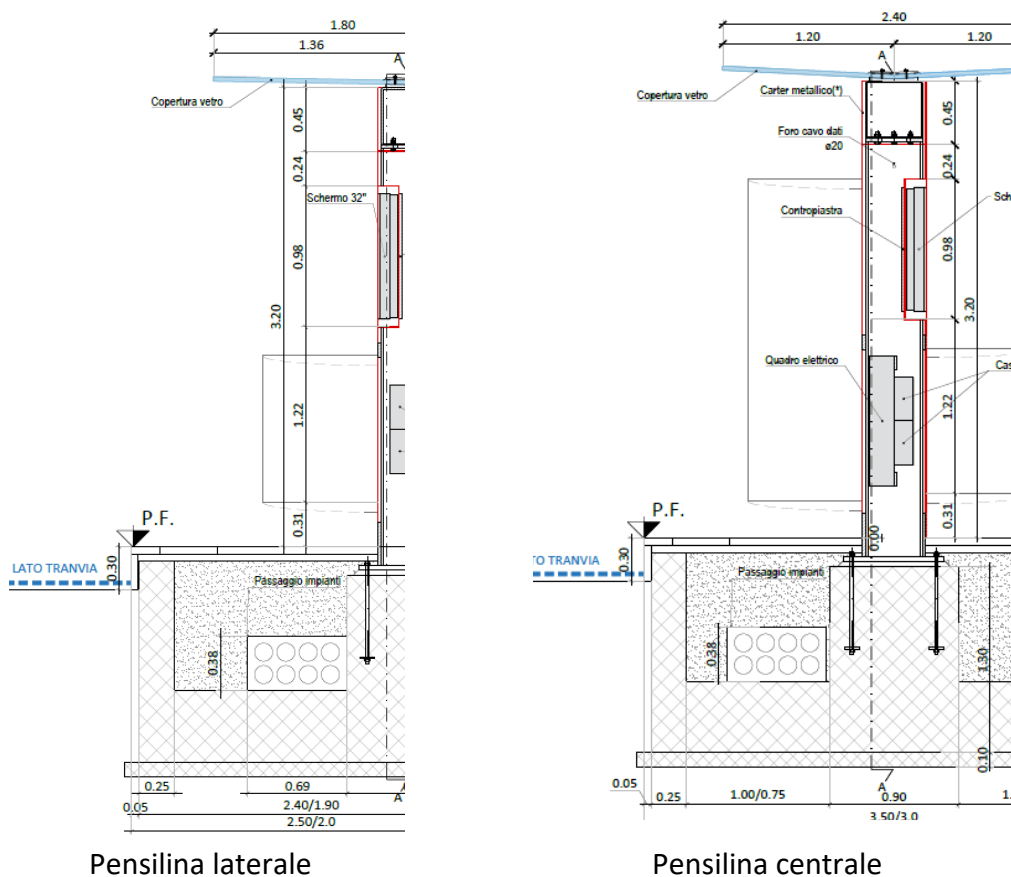


Figura 1 – Prospetto pensiline



Pensilina laterale

Pensilina centrale

Figura 2 – Sezione trasversale pensiline

La struttura a telaio metallico delle pensiline è identica per entrambe le tipologie di fermata (centrale e laterale), mentre la copertura in vetro è simmetrica per quelle centrali, con larghezza complessiva di 2,4m e asimmetrica per quelle laterali con larghezza complessiva 1,8m.

Si precisa che l'ancoraggio della copertura in vetro alla struttura della pensilina è stato indicato negli elaborati grafici per definirne la tipologia; tuttavia il progetto di dettaglio dell'ancoraggio dovrà essere sviluppato dal fornitore specializzato che sarà individuato.

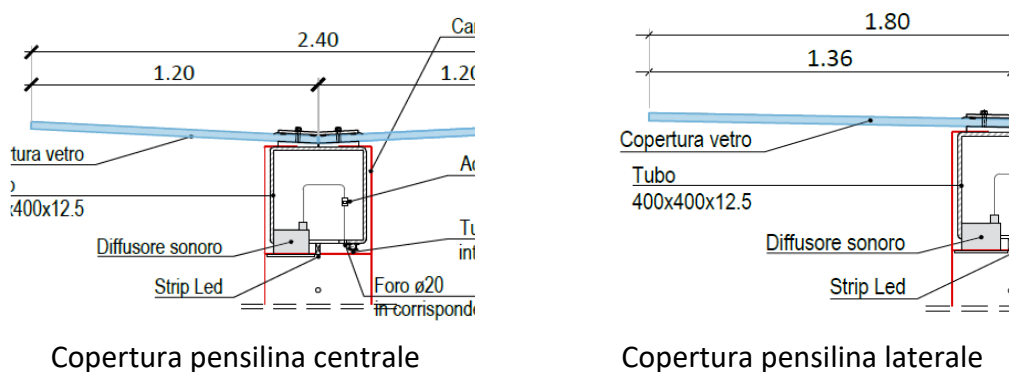


Figura 3 – Dettaglio copertura pensilina centrale (a sx) e laterale (a dx)

Il telaio metallico è realizzato da un traverso superiore a profilo tubolare di sezione 400x400x12,5 incastrato ai montanti laterali di sezione rettangolare 45x90cm, con lato lungo orientato secondo la direzione dei binari.

I montanti sono realizzati dall'accoppiamento di due 2 profili UPN400 ancorati alla fondazione da tirafondi e collegati al traverso con un giunto bullonato.

All'interno dei montanti sono allocati gli allestimenti impiantistici che nel progetto definitivo erano collocati sulla banchina in due totem esterni.

Questa soluzione, che concentra gli allestimenti nella struttura delle pensiline, garantisce più spazio libero sulla banchina a favore della migliore fruizione anche da parte dei disabili, oltre che un migliore inserimento architettonico delle fermate nel contesto urbano.

Le fondazioni sono di tipo diretto a plinti collegati tra loro da due cordoli che assolvono anche la funzione di sostegno laterale della banchina.

I plinti, dotati di un baggiolo di sezione rettangolare 135cm x 90cm e altezza 80cm, hanno spessore 50cm e dimensioni in pianta che sono differenziate a seconda della tipologia e larghezza delle banchine:

Tabella 1 – Dimensioni in pianta dei plinti di fondazione

Tipo Fermata	Larghezza banchina [m]	Larghezza plinto [m]	Lunghezza plinto [m]
Centrale	3,5	3,4	1,6
Centrale	3,0	2,9	1,6
Laterale	2,5	2,4	2,0
Laterale	2,0	1,9	2,0

In accordo alla normativa di riferimento e con il progetto definitivo approvato, vista la destinazione d'uso dell'opera in oggetto, si è assunto che la stessa appartenga alla classe d'uso II ovvero "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti [...]"; la vita nominale VN dell'opera è stata definita maggiore o uguale a 50 anni.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Tutte le verifiche strutturali agli stati limite sono state condotte in accordo al quanto indicato nella normativa vigente D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni" (NTC18), alla relativa circolare applicativa Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 e, per quanto non diversamente specificato nella NTC18, si è fatto riferimento a normative di comprovata validità:

- Legge 5 Novembre 1971 n. 1086, "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare 21 gennaio 2019 n. 7, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018";
- UNI EN 1090, "Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio";
- UNI EN 1990:2006, "Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale";

- UNI EN 1991, “Eurocodice 1 – Carichi sulle strutture”;
- UNI EN 1992-1-1, “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1992-1-2, “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l’incendio”;
- UNI EN 1993-1-1, “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1997, “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica”;
- UNI EN 1998-1, “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-5, “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.

3 MATERIALI

3.1 CALCESTRUZZO PER LE FONDAZIONI C30/37

R_{ck}	37	MPa	Resistenza caratteristica cubica a compressione cls 28 gg
f_{ck}	30	MPa	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione cls 28 gg
γ_c	1.5	-	Coefficiente parziale di sicurezza relativo ai cls
α_{cc}	0.85	-	Coefficiente riduttivo per resistenze lunga durata
$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$	17	MPa	Resistenza di progetto cilindrica a compressione del cls

Ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, la condizione ambientale del calcestruzzo è Ordinaria (XC2).

Il copriferro netto minimo è pari a 40 mm.

L’apertura di fessura limite, valutata sulla base delle sollecitazioni ottenute della combinazione di carico FREQUENTE, risulta pari a $W_3 = 0,40$ mm.

Nella combinazione di carico QUASI PERMANENTE, l’apertura limite delle fessure è $W_2 = 0,3$ mm.

3.2 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO

Tipo B450C

f_{tk}	540	MPa	Tensione caratteristica di rottura
f_{yk}	450	MPa	Tensione caratteristica di snervamento
γ_s	1.15	-	Coefficiente parziale di sicurezza per l'
f_{yd}	391.3	MPa	Resistenza di progetto allo snervamento
E_s	210000	MPa	Modulo di elasticità di calcolo

3.3 ACCIAIO STRUTTURALE PER CARPENTERIE METALLICHE

S275 J0 UNI EN 10025 $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$
 $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$

3.3.1 Classe di esecuzione

Con riferimento alla tabella C.1 della UNI EN 1993-1-1, assegnando una classe di conseguenza CC2 e tipologia di carico quasi statico, si può assegnare alla struttura la **classe di esecuzione EXC2**.

3.3.2 Bulloni

Viti classe 8.8 UNI EN ISO 898-1, UNI EN 14399-4 $f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$
 $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$

Dadi classe 8 UNI EN 20898-2, UNI EN 14399-4

3.3.3 Saldature

Procedimenti di saldatura omologati e qualificati (tipo automatico ad arco sommerso o altri che verranno concordati e accettati dall'ente appaltante) conformi a D.M. 17.01.2018.

3.4 LASTRE DI VETRO STRUTTURALE

Per la copertura delle pensiline sono previste lastre di vetro stratificato temperato di spessore 12mm + 12mm + intercalare plastico SG di spessore 1,52mm.

Le caratteristiche meccaniche delle lastre di vetro sono le seguenti:

Modulo di Young:	$E_{vetro} = 70.000 \text{ N/mm}^2$
Modulo di taglio	$G_{vetro} = 28689 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,22$
Peso specifico	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

Modulo di taglio intercalare (per $T = \infty$)

$G_{SG} = 2 \text{ N/mm}^2$

4 IPOTESI DI CALCOLO

4.1 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Nella presente relazione si assumono i valori caratteristici più cautelativi riscontrati lungo il tracciato per lo strato superficiale di riporto:

- $\gamma' = 19 \text{ kN/m}^3$ Peso specifico del terreno;
- $\phi' = 22^\circ$ Angolo di attrito;
- $c' = 0$ Coesione
- $E_0 = 123 \text{ MPa}$ Modulo elastico.

Ai fini della caratterizzazione sismica del sito il terreno viene classificato come appartenente alla categoria di **sottosuolo tipo C** ed avente le caratteristiche morfologiche tali da poterlo classificare nella **categoria topografica tipo T1**.

4.2 PARAMETRI PER LA DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

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

Come definito al punto 2.4.3 delle Norme Tecniche, le azioni sismiche sulla 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 :

$$V_R = V_N \times C_U$$

La vita nominale è assunta pari a $V_N = 50$ anni, mentre il valore del coefficiente d'uso è definito, al variare della classe d'uso, dalla tabella 2.4.II delle Norme Tecniche:

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

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

Nel caso in esame, essendo la classe d'uso = II, tale coefficiente vale $C_U = 1,0$ e quindi:

$$V_R = 50 \text{ anni}$$

4.2.2 Parametri di pericolosità sismica

In generale l'azione sismica è definita sul sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 : 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.

Tali valori sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici. Per il calcolo dei parametri sismici è stato utilizzato il foglio di calcolo "Spettri di Risposta" ver. 1.0.3 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Nella Tabella 2 sono riportati i parametri sismici ottenuti per il sito di interesse.

Tabella 2 – Parametri di pericolosità sismica

Zona	Long. (°)	Lat. (°)	a_g/g	F_0	T_c^*	S
Bologna	11,340	44,500	0,166	2,400	0,310	1,461

in cui S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2 delle NTC, e a_g è l'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido.

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s ed il coefficiente di amplificazione topografica S_T si ottengono con riferimento alla categoria del sottosuolo e alle condizioni topografiche, secondo le tabelle 3.2.IV e 3.2.V delle Norme Tecniche.

Considerando la categoria di suolo C e la categoria topografica = T1 (Superficie piana, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$) si è ottenuto il valore di $S = 1,461$.

5 ANALISI DEI CARICHI

5.1 PESO PROPRIO (G1)

5.1.1 Acciaio

Il peso proprio degli elementi strutturali è computato considerando un peso specifico dell'acciaio pari a $\gamma_a = 78,5 \text{ kN/m}^3$.

5.1.2 Calcestruzzo armato

Per il peso proprio degli elementi in calcestruzzo armato si considera un peso specifico pari a $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$.

5.2 SOVRACCARICHI PERMANENTI (G2)

5.2.1 Copertura in vetro

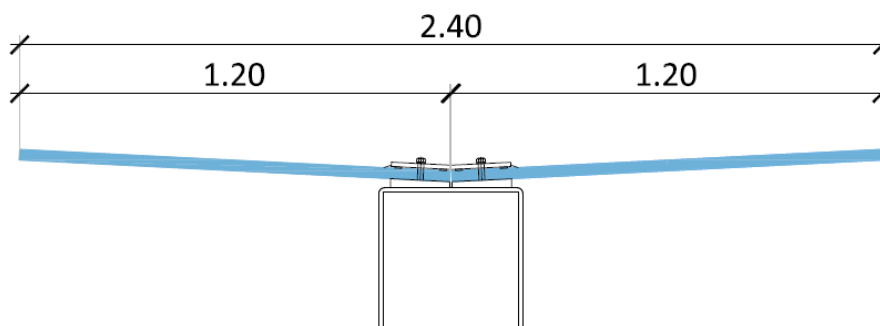
Si considera un peso specifico del vetro di 25 kN/m^3 e uno spessore delle lastre di copertura di 30mm.

Il peso a metro quadrato delle lastre risulta quindi:

$$ppv = 25 \times 0,03 = 0,75 \text{ kN/m}^2$$

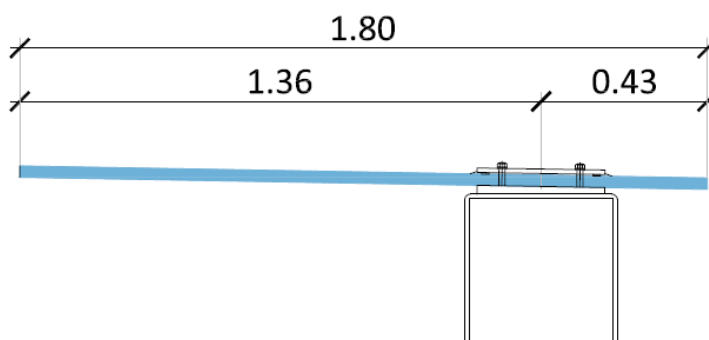
A metro lineare il carico agente sul traverso vale:

- Pensiline centrali:



$$PPV = 0,75 \text{ kN/m}^2 \times 2,4\text{m} = 1,80 \text{ kN/m};$$

- Pensiline laterali:



momento:
 $PPV = 0,75 \text{ kN/m}^2 \times 1,8\text{m} = 1,35 \text{ kN/m}$ associato ad un

$$MPV = 1,35 \times (1,36 - 1,8/2) = 0,62 \text{ kNm/m}$$

5.2.2 Ricoprimento sulle fondazioni

Il ricoprimento sulle fondazioni delle pensiline è di 1m e il suo peso viene valutato considerando un peso specifico del materiale di ricoprimento e finitura di 20kN/m^3 .

5.2.3 Impianti sui montanti

Per tener conto del peso delle dotazioni impiantistiche e dei carter metallici presenti su ciascun montante delle pensiline, si considera un carico lineare di $0,5\text{kN/m}$ applicato su l'intera altezza dei montanti.

5.3 SOVRACCARICO NEVE (Q1)

Secondo il par. 3.4 del DM 17.01.2018 (NTC) il carico neve va valutato con la seguente espressione:

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t \quad [3.4.1]$$

dove:

q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, di cui al § 3.4.2;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, di cui al § 3.4.3;

C_E è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.4;

C_t è il coefficiente termico di cui al § 3.4.5.

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

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

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo [kN/m^2], fornito al § 3.4.2 delle NTC per un periodo di ritorno di 50anni;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, fornito al par. 3.4.3 delle NTC;

C_E è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.4 delle NTC. $C_E = 1,0$ per classe di topografia normale;

C_t è il coefficiente termico di cui al § 3.4.5 delle NTC. Si assume $C_t = 1,0$.

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

Per la zona I Mediterranea a quota $as = 50 \text{ m s.l.m.m.}$ (inferiore a 200 m s.l.m.m.) il valore di riferimento risulta:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

Per coperture ad una o due falde il valore del coefficiente di forma dipende dall'angolo α , espresso in gradi sessagesimali, formato dalla falda con l'orizzontale (vedi Tabella 3.4.II delle NTC).

Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Per $\alpha \cong 3^\circ \leq 30^\circ$ il coefficiente di forma vale $\mu_1 = 0,8$, per cui si ottiene:

$$q_s = 0,8 \times 1,50 \times 1,0 \times 1,0 = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

Tale carico è applicato sulla proiezione orizzontale della copertura.

A metro lineare il carico agente sul traverso vale:

- Pensiline centrali:

$$Q_n = 1,2 \text{ kN/m}^2 \times 2,4 \text{ m} = 2,88 \text{ kN/m} \quad (\text{arrotondato a } 2,9 \text{ kN/m});$$

- Pensiline laterali:

$$Q_n = 1,2 \text{ kN/m}^2 \times 1,86 \text{ m} = 2,23 \text{ kN/m} \text{ associato ad un momento:}$$

$$M_n = 2,23 \times (1,08 - 1,86/2) = 0,34 \text{ kNm/m}$$

5.4 AZIONE DEL VENTO (Q2)

La pressione esercitata dal vento è calcolata con riferimento al D.M. 17 gennaio 2018 e alla relativa circolare applicativa:

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

Di seguito si esplicitano i vari termini dell'equazione.

Ubicazione

L'opera si trova in Zona 2.

L'altitudine del sito è $a_s = 50 \text{ m s.l.m.m.}$

L'altezza massima della copertura sul suolo è circa $z = 3,5 \text{ m}$

La classe di rugosità del terreno è B (Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive)

La categoria di esposizione è la IV (vedi figura riportata qui di seguito).

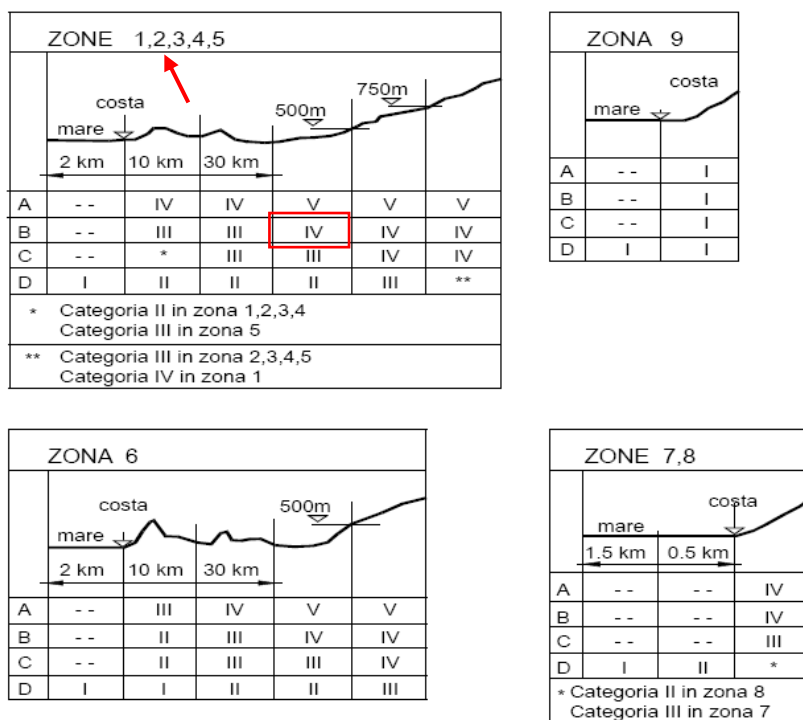


Figura 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione

Velocità di riferimento

La velocità di riferimento è il valore medio su 10 minuti della velocità del vento a 10m di altezza su un terreno pianeggiante e omogeneo con categoria di esposizione II e riferita ad un periodo di ritorno T_R .

$$V_r = V_b \times C_r$$

Con C_r coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_R :

$$c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \times \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

Assunto T_R pari a 50 anni, si ottiene:

$$C_r = 1,0$$

V_b è la velocità base di riferimento:

$$V_b = V_{b,0} \times C_a$$

Con $V_{b,0} = 25 \text{ m/s}$ per la zona 2 è la velocità base di riferimento al livello del mare assegnata in funzione della zona in cui sorge la costruzione.

C_a è il coefficiente di altitudine pari a:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

Nel caso in esame, per altitudine $a_s = 50$ si ottiene:

$$C_a = 1,00$$

Da cui

$$V_b = 25 \text{ m/s}$$

$$V_r = 25 \text{ m/s}$$

Pressione cinetica di riferimento

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2 = 391 \text{ N/m}^2$$

con ρ = densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m^3

Coefficiente di esposizione (c_e)

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Zona 2, Classe B e categoria di esposizione IV, si ha:

$$k = 0,19 \quad z_0 = 0,05 \text{ m} \quad z_{\min} = 4 \text{ m}$$

Inoltre: $c_t = 1.00$ Coefficiente di topografia

$$z = 3,5 \text{ m} < z_{\min}$$

Da cui: $c_e(z) = c_e(z_{\min}) = 1,634$

Coefficienti aerodinamici (cp)

Copertura

Per il calcolo del vento sulla copertura delle pensiline si fa riferimento a quanto indicato nella Circolare n. 7 per le tettoie (par. C3.3.8.2).

Per tutte le pensiline si considera un grado di bloccaggio $\phi=0$, ovvero la condizione di tettoia libera.

Per le **pensiline centrali** si considerano le seguenti condizioni di carico definite al par. C3.3.8.2.2:

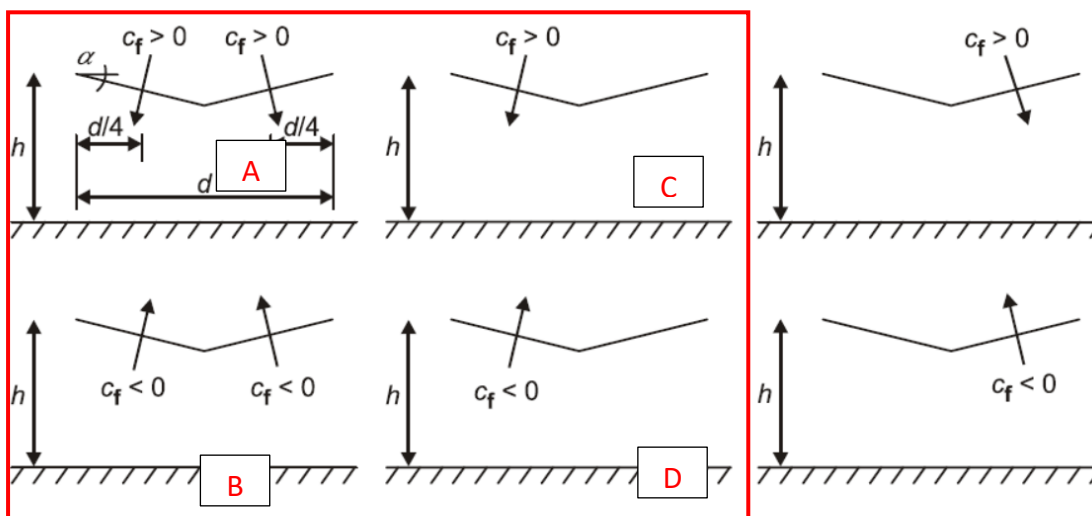


Figura 4 - Tettoie a doppia falda: posizione del punto di applicazione delle forze risultanti in funzione della direzione della forza

Con C_f = Coefficiente di forza, che assume i seguenti valori:

$$C_{f+} = 0,2 + 0,7 \times 3/30 = 0,27 \quad (\text{arrotondato a } C_{f+} = 0,3)$$

$$C_{f-} = -0,5 + 0,1 \times (-3)/30 = -0,53 \quad (\text{arrotondato a } C_{f-} = -0,6)$$

Per le **pensiline laterali** si considerano le seguenti condizioni di carico definite al par. C3.3.8.2.1:

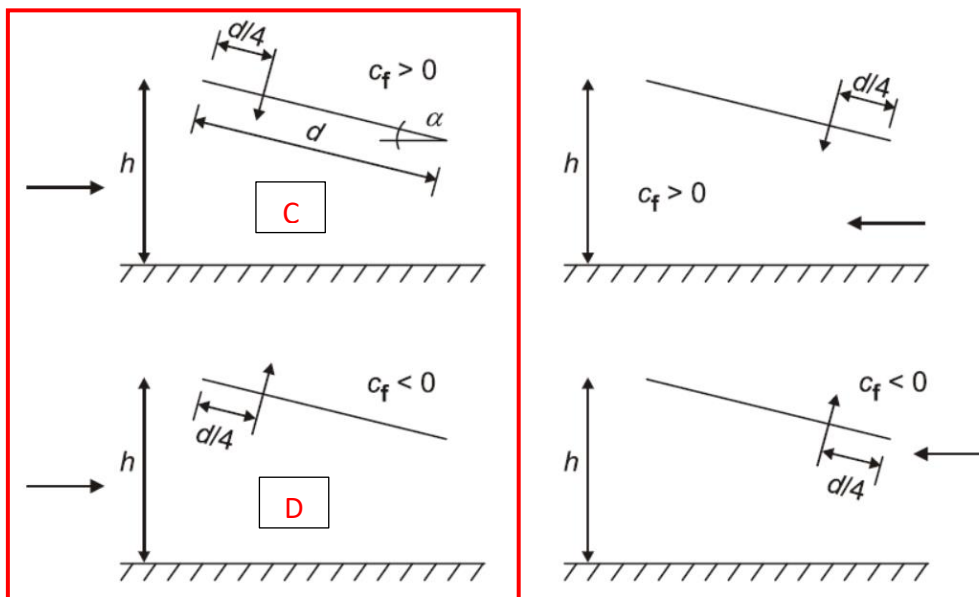


Figura 5 - Tettoie a semplice falda: posizione del punto di applicazione della forza risultante in funzione della direzione di provenienza del vento e della direzione della forza

Con C_f = Coefficiente di forza, che assume i seguenti valori:

$$C_{f+} = 0,2 + 3/30 = 0,30 \quad (\text{arrotondato a } C_{f+} = 0,3)$$

$$C_{f-} = -0,5 - 1,3 \times (+3)/30 = -0,63 \quad (\text{arrotondato a } C_{f-} = -0,6)$$

Vento sul traverso

Si considera il coefficiente di pressione per travi ad anima piena, definito al par. C3.3.8.6.1 della Circolare:

$$C_p = 2,4 - \varphi$$

$$\varphi = 1$$

Da cui $C_p = 1,4$. Sui montanti si assume lo stesso coefficiente di pressione calcolato per il traverso.

Coefficiente dinamico (c_d)

Si assume per la costruzione un coefficiente

$$c_d = 1.00$$

Pressione del vento

In definitiva la pressione del vento da considerare nel calcolo vale:

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

$$p_v = q_b \times c_e \times c_p \times c_d = 0,391 \times 1,634 \times C_p \times 1,00 = 0,64 C_p \text{ kN/m}^2$$

Dove C_p assume i valori definiti nelle pagine precedenti.

In definitiva abbiamo:

Pressione del vento sulla copertura:

$$P_{v+} = 0,3 \times 0,64 = 0,2 \text{ kN/m}^2 \text{ pressione verso il basso}$$

$$P_{v-} = -0,6 \times 0,64 = -0,4 \text{ kN/m}^2 \text{ pressione verso l'alto}$$

Pressione del vento sulla struttura a telaio:

$$P_v = 1,4 \times 0,64 = 0,9 \text{ kN/m}^2$$

5.5 AZIONE TERMICA (Q3)

Con riferimento alla tabella 3.5.II delle NTC18, si considera un carico termico uniforme di $\pm 25^\circ\text{C}$ applicato a tutti gli elementi della struttura metallica considerati come strutture in acciaio esposte.

5.6 AZIONE SISMICA (E)

La valutazione degli effetti del sisma sulla struttura è effettuata tramite un'analisi dinamica lineare con spettri di risposta elastici (fattore di struttura $q = 1$).

Gli spettri considerati, in relazione agli stati limite considerati, al sito, alle caratteristiche del sottosuolo e alle proprietà dissipative della struttura, assumono l'andamento e i valori riportati di seguito.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
a_{max}	0,166 g
F_{max}	2,400
T_{max}	0,210 s
S_{max}	1,461
C_{max}	1,546
S_{max}	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti	
S	1,461
η	1,000
T_{max}	0,160 s
T_{max}	0,479 s
T_{max}	2,242 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_0 \cdot S_1 \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{0,05(S+2)} \geq 0,55 \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; 3.2.3.5})$$

$$T_{\text{max}} = T_{\text{max}} / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_{\text{max}} = C_{\text{max}} \cdot T_{\text{max}} \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_{\text{max}} = 4,0 \cdot a_{\text{max}} / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_{\text{max}} \quad S_1(T) = a_{\text{max}} \cdot S \cdot \eta \cdot E_0 \cdot \left[\frac{T}{T_{\text{max}}} + \frac{1}{\eta \cdot E_0} \left(1 - \frac{T}{T_{\text{max}}} \right) \right]$$

$$T_{\text{max}} \leq T < T_{\text{max}} \quad S_1(T) = a_{\text{max}} \cdot S \cdot \eta \cdot E_0$$

$$T_{\text{max}} \leq T < T_{\text{max}} \quad S_1(T) = a_{\text{max}} \cdot S \cdot \eta \cdot E_0 \cdot \left(\frac{T}{T_{\text{max}}} \right)$$

$$T_{\text{max}} \leq T \quad S_1(T) = a_{\text{max}} \cdot S \cdot \eta \cdot E_0 \cdot \left(\frac{T}{T_{\text{max}}} \right)$$

L'azzeratura di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuta dalle espressioni dello spettro elastico $S_1(T)$ moltiplicando con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 §3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	S ₁ [g]
0,000	0,24
0,160	0,5
0,479	0,5
0,564	0,45
0,649	0,45
0,734	0,21
0,819	0,21
0,904	0,21
0,989	0,21
1,074	0,21
1,158	0,21
1,243	0,21
1,328	0,21
1,413	0,15
1,498	0,15
1,583	0,15
1,668	0,15
1,753	0,15
1,838	0,15
1,923	0,15
2,008	0,15
2,093	0,15
2,178	0,15
2,263	0,15
2,348	0,11
2,433	0,11
2,518	0,11
2,603	0,05
2,688	0,05
2,773	0,05
2,858	0,05
2,943	0,05
3,028	0,05
3,113	0,05
3,198	0,05
3,283	0,05
3,368	0,05
3,453	0,05
3,538	0,05
3,623	0,05
3,708	0,05
3,793	0,05
3,878	0,05
3,963	0,05
4,048	0,05

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

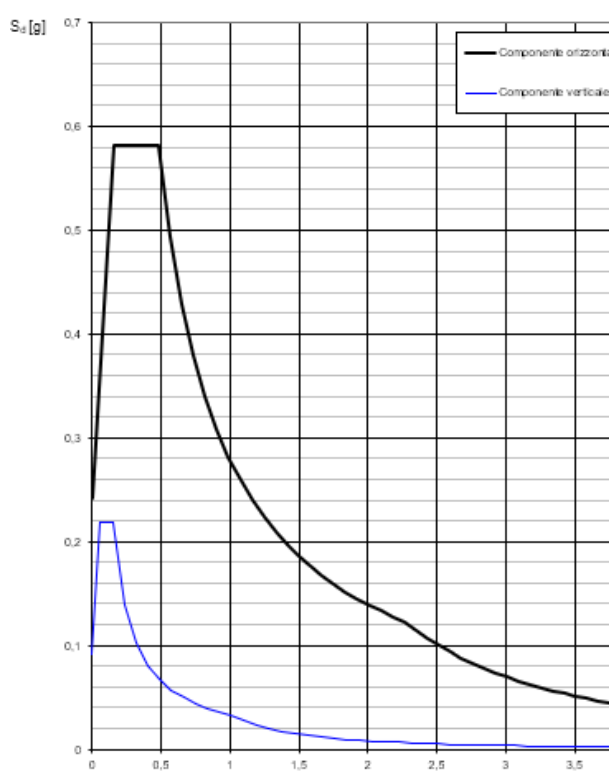


Figura 6 – Spettro elastico componenti orizzontali SLV

La risposta a ciascuna componente (E_x = orizzontale longitudinale, E_y = orizzontale trasversale) sono combinati applicando le seguenti espressioni per determinare le sollecitazioni, deformazioni e spostamenti di progetto:

$$\text{Sisma Long.} = 1,00 E_x + 0,30 E_y$$

$$\text{Sisma Trasv.} = 0,30 E_x + 1,00 E_y$$

6 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico SLU statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante diverse combinazioni dei carichi permanenti ed accidentali, in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura.

I carichi vengono applicati mediante opportuni coefficienti parziali di sicurezza, considerando l'eventualità più gravosa per la struttura.

Le azioni sismiche sono valutate in conformità a quanto stabilito dalle norme e specificato nel paragrafo sulle azioni.

In sede di dimensionamento sono state analizzate tutte le combinazioni, anche sismiche, impostate ai fini della verifica SLU. Sono state altresì processate le specifiche combinazioni di carico introdotte per valutare lo stato limite di esercizio (tensioni, fessurazione, deformabilità).

Oltre all'impostazione spaziale delle situazioni di carico potenzialmente più critiche, in sede di dimensionamento sono state ulteriormente valutate, tutte le condizioni di lavoro statico derivanti dall'alternanza dei carichi variabili, i cui effetti si sovrappongono a quelli dei pesi propri e dei carichi permanenti.

Combinazioni per verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Ai fini delle verifiche SLU si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$ Combinazioni fondamentali (SLU)

$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$ Combinazioni sismiche (SLV)

$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$ Combinazioni eccezionali (ECC)

Combinazioni per verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Ai fini delle verifiche SLE si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$ Combinazioni caratteristiche (RARE)

$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$ Combinazioni frequenti (FREQ)

$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$ Combinazioni quasi permanenti (QP)

I valori dei coefficienti di combinazione γ e Ψ sono riportati nelle seguenti tabelle desunte dalla NTC2018 cap. 2.

Tabella 3 - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni SLU

G1	Carichi permanenti (peso proprio)	γ_{G1}	1,30 sfavorevole
			1,00 favorevole
G2	Sovraccarichi permanenti (permanenti non strutturali)	γ_{G2}	1,50 sfavorevole
			0,80 favorevole
Q1, Q2, Q3	Sovraccarichi variabili (Neve, Vento, Variazioni termiche)	γ_{Q1} γ_{Q2} γ_{Q3}	1,50 sfavorevole
			0,00 favorevole

Tabella 4 - Coefficienti Ψ per le azioni variabili

	Azione	Coefficiente Ψ_0	Coefficiente Ψ_1 (frequente)	Coefficiente Ψ_2 (quasi permanente)
Q1	Neve	0,5	0,2	0,0
Q2	Vento	0,6	0,2	0,0
Q3	Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Combinazioni fondamentali (SLU)

SLU01+: 1,30 G1 + 1,50 G2 + 1,50 Q1 + 1,5*0,6 Q2(cond.A) + 1,5*0,6 Q3+

SLU02+: 1,30 G1 + 1,50 G2 + 1,50 Q1 + 1,5*0,6 Q2(cond.C) + 1,5*0,6 Q3+

SLU03+: 1,00 G1 + 0,80 G2 + 1,50 Q2(cond.B) + 1,50*0,6 Q3+

SLU04+: 1,00 G1 + 0,80 G2 + 1,50 Q2(cond.D) + 1,50*0,6 Q3+

SLU01-: 1,30 G1 + 1,50 G2 + 1,50 Q1 + 1,5*0,6 Q2(cond.A) + 1,5*0,6 Q3-

SLU02-: 1,30 G1 + 1,50 G2 + 1,50 Q1 + 1,5*0,6 Q2(cond.C) + 1,5*0,6 Q3-

SLU03-: 1,00 G1 + 0,80 G2 + 1,50 Q2(cond.B) + 1,50*0,6 Q3-

SLU04-: 1,00 G1 + 0,80 G2 + 1,50 Q2(cond.D) + 1,50*0,6 Q3-

Combinazioni sismiche (SLV)

SLV TRASV: G1 + G2 + 0,30 Ex + 1,00 Ey

(Sisma principale trasv.)

SLV LONG: G1 + G2 + 1,00 Ex + 0,30 Ey

(Sisma principale long.)

Combinazioni caratteristiche RARE (SLE)

RARA01+: $G1 + G2 + Q1 + 0,6 Q2(\text{cond.A}) + 0,6 Q3+$

RARA02+: $G1 + G2 + Q1 + 0,6 Q2(\text{cond.C}) + 0,6 Q3+$

RARA03+: $G1 + G2 + 1,0 Q2(\text{cond.B}) + 0,6 Q3+$

RARA04+: $G1 + G2 + 1,0 Q2(\text{cond.D}) + 0,6 Q3+$

RARA01-: $G1 + G2 + Q1 + 0,6 Q2(\text{cond.A}) + 0,6 Q3-$

RARA02-: $G1 + G2 + Q1 + 0,6 Q2(\text{cond.C}) + 0,6 Q3-$

RARA03-: $G1 + G2 + 1,0 Q2(\text{cond.B}) + 0,6 Q3-$

RARA04-: $G1 + G2 + 1,0 Q2(\text{cond.D}) + 0,6 Q3-$

Combinazioni frequenti FREQ (SLE)

FREQ01: $G1 + G2 + 0,2 Q1$

FREQ02: $G1 + G2 + 0,2 Q2(\text{cond.A})$

FREQ03: $G1 + G2 + 0,2 Q2(\text{cond.B})$

FREQ04: $G1 + G2 + 0,2 Q2(\text{cond.C})$

FREQ05: $G1 + G2 + 0,2 Q2(\text{cond.D})$

FREQ06: $G1 + G2 + 0,5 Q3+$

FREQ07: $G1 + G2 + 0,5 Q3-$

Combinazioni quasi permanenti QP (SLE)

QP01: $G1 + G2$

7 MODELLI DI CALCOLO

La determinazione delle sollecitazioni di calcolo degli elementi strutturali è stata effettuata tramite analisi condotte su un modello tridimensionale agli elementi finiti elaborato mediante il software SAP2000 v23.3.1 Ultimate.

7.1 GEOMETRIA

Gli elementi strutturali metallici delle pensiline sono stati schematizzati mediante l'utilizzo di elementi monodimensionali tipo frame. Essi presentano caratteristiche meccaniche in accordo con le proprietà dei materiali e delle sezioni che li rappresentano.

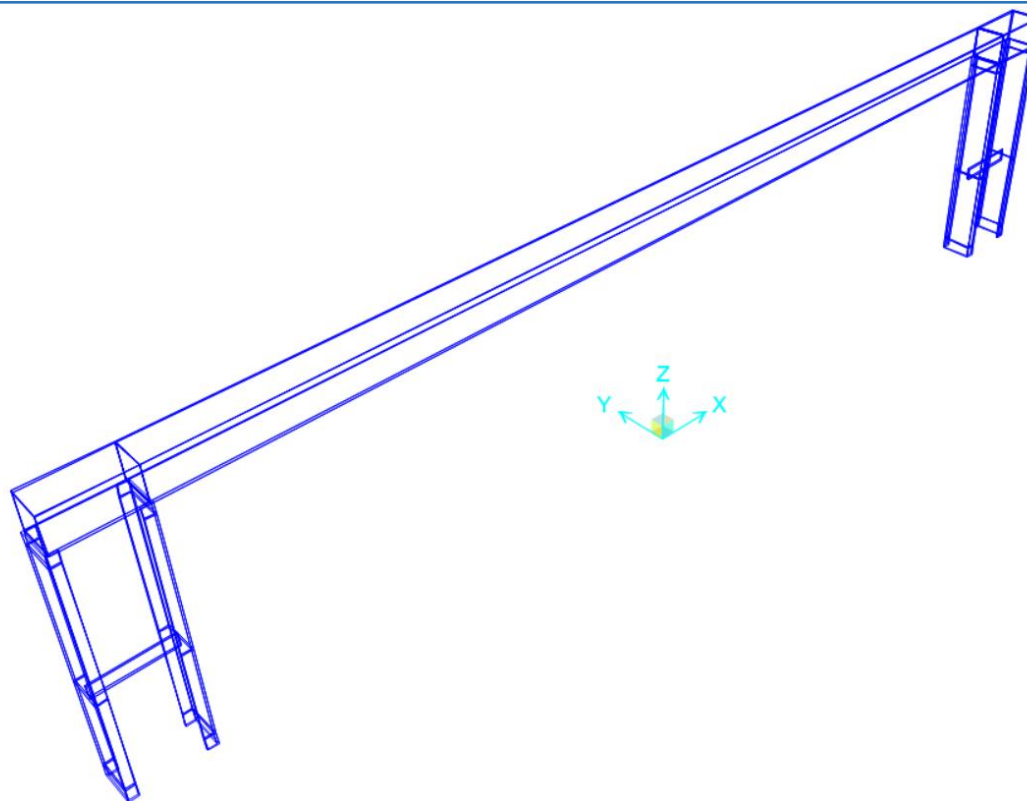


Figura 7 – Modello 3D – Pensiline metalliche

Per le fondazioni sono invece impiegati elementi shell con caratteristiche e spessori dei plinti e muri in c.a.

Il vincolo al terreno è realizzato con molle alla Winkler di rigidità $k_w=10000\text{kN/m}^3$, che simulano la presenza di un terreno di fondazione molto soffice, a favore di sicurezza.

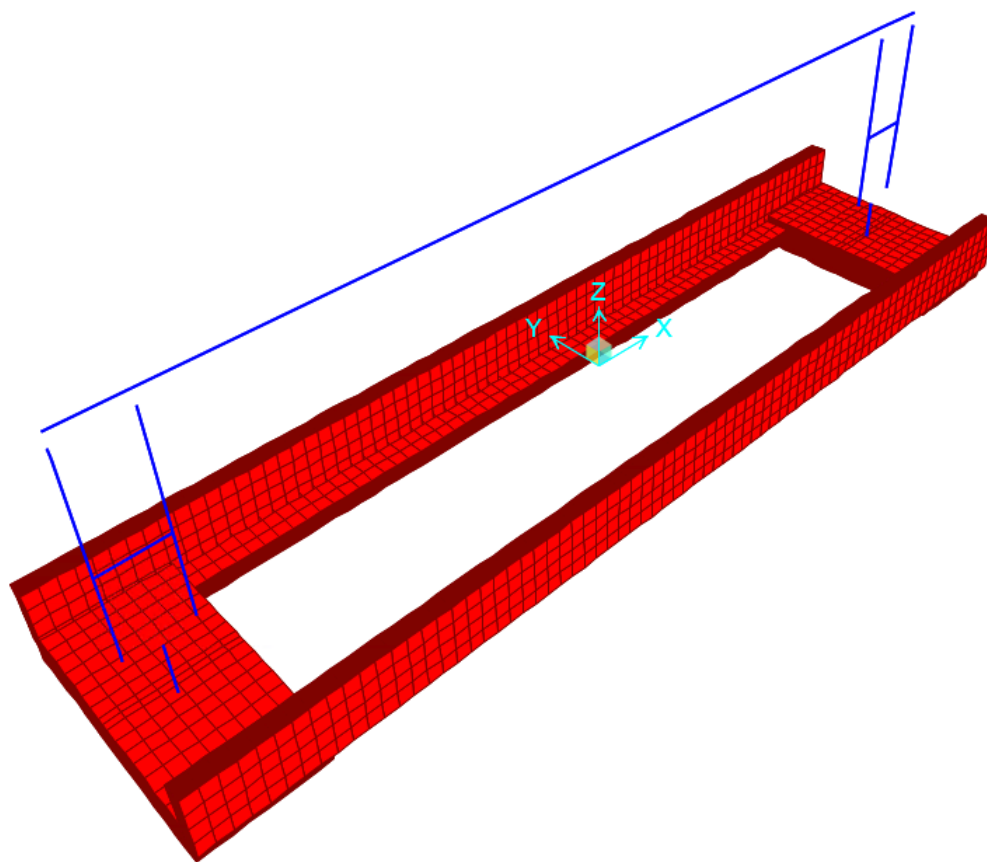


Figura 8 – Modello 3D – Fondazione pensilina Centrale B=3,5m

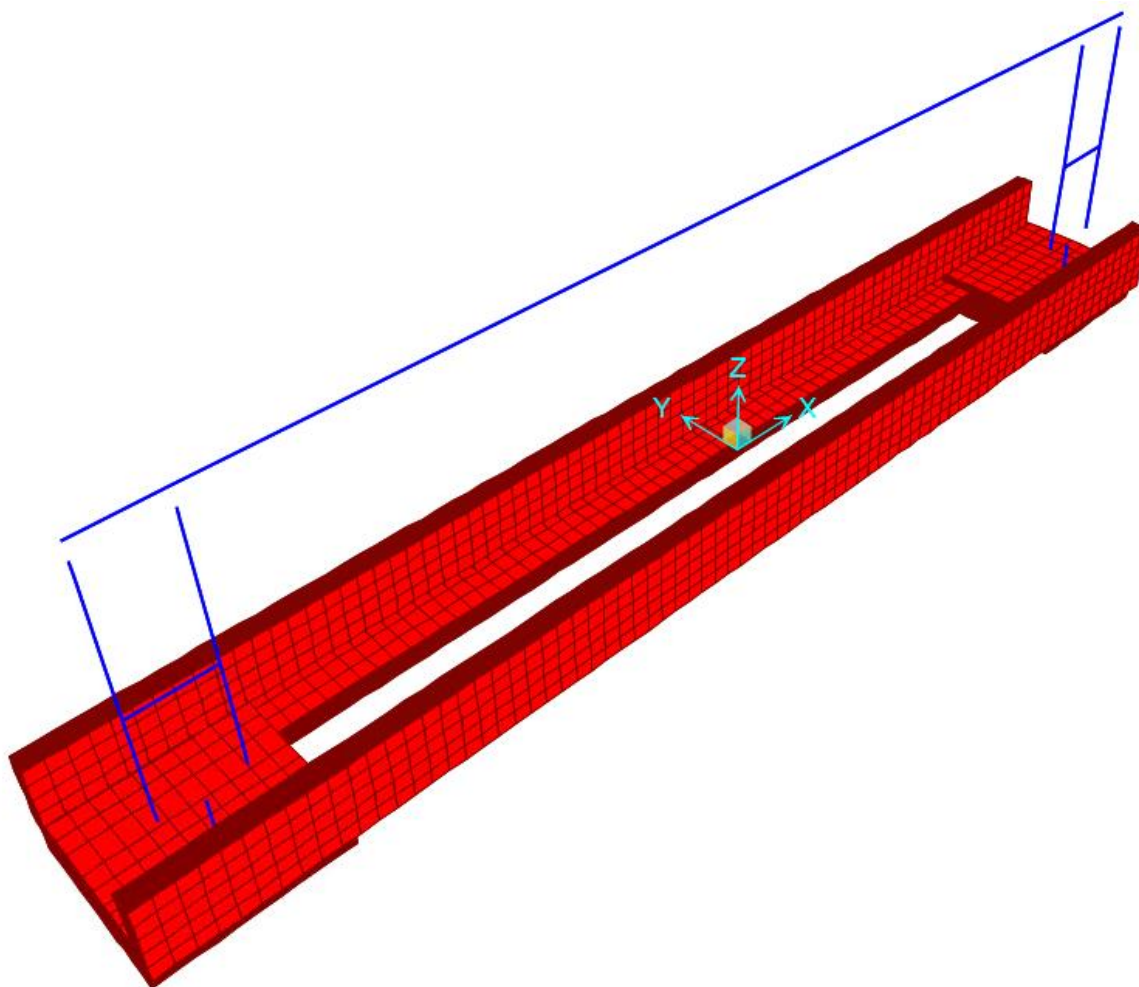


Figura 9 – Modello 3D – Fondazione pensilina Laterale B=2m

7.2 MASSE SISMICHE

Le masse considerate per la valutazione delle azioni sismiche sulla struttura sono relative a:

- masse degli elementi strutturali;
- massa della copertura in vetro;
- massa impianti presenti sui montanti.

La massa sismica complessiva delle pensiline vale:

Pensilina laterale: $M = 1/9,81 \times 2 \times (14+11) \cong 5,1 \text{ ton}$

Pensilina centrale: $M = 1/9,81 \times 2 \times (14+14) \cong 5,7 \text{ ton}$

7.3 ANALISI MODALE

Si riportano nella seguente tabella i risultati dell'analisi modale condotta sulla struttura; in particolare, per i primi 20/25 modi, sono riepilogati: il periodo della struttura e le masse partecipanti (sia del singolo modo, sia le cumulate) per ciascuna direzione principale.

Tabella 5 – Coefficienti di partecipazione modale (pensilina centrale)

StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	0,28	0,10	0,00	0,00	0,10	0,00	0,00
Mode	2	0,17	0,00	0,14	0,00	0,10	0,14	0,00
Mode	3	0,13	0,00	0,00	0,00	0,10	0,14	0,00
Mode	4	0,10	0,00	0,00	0,00	0,10	0,14	0,00
Mode	5	0,09	0,00	0,00	0,99	0,10	0,14	0,99
Mode	6	0,07	0,00	0,00	0,00	0,10	0,14	0,99
Mode	7	0,03	0,00	0,09	0,00	0,10	0,23	0,99
Mode	8	0,03	0,00	0,02	0,00	0,10	0,25	0,99
Mode	9	0,02	0,01	0,00	0,00	0,12	0,25	0,99
Mode	10	0,02	0,00	0,00	0,00	0,12	0,25	0,99
Mode	11	0,02	0,00	0,00	0,00	0,12	0,25	0,99
Mode	12	0,02	0,00	0,00	0,00	0,12	0,26	0,99
Mode	13	0,01	0,00	0,02	0,00	0,12	0,27	0,99
Mode	14	0,01	0,01	0,00	0,00	0,12	0,27	0,99
Mode	15	0,01	0,00	0,02	0,00	0,12	0,29	0,99
Mode	16	0,01	0,01	0,00	0,00	0,13	0,29	0,99
Mode	17	0,01	0,00	0,05	0,00	0,13	0,34	0,99
Mode	18	0,01	0,02	0,00	0,00	0,16	0,34	0,99
Mode	19	0,00	0,82	0,00	0,00	0,97	0,34	0,99
Mode	20	0,00	0,00	0,58	0,00	0,97	0,92	0,99

Tabella 6 – Coefficienti di partecipazione modale (pensilina laterale)

StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	0,26	0,09	0,00	0,00	0,09	0,00	0,00
Mode	2	0,20	0,00	0,15	0,01	0,09	0,15	0,01
Mode	3	0,14	0,00	0,00	0,00	0,09	0,15	0,01
Mode	4	0,10	0,00	0,00	0,00	0,09	0,15	0,01
Mode	5	0,09	0,00	0,00	0,98	0,09	0,15	0,98
Mode	6	0,06	0,00	0,00	0,01	0,09	0,15	0,99

StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	7	0,05	0,00	0,00	0,01	0,09	0,15	1,00
Mode	8	0,04	0,00	0,00	0,00	0,09	0,15	1,00
Mode	9	0,03	0,00	0,10	0,00	0,09	0,25	1,00
Mode	10	0,03	0,00	0,00	0,00	0,09	0,25	1,00
Mode	11	0,02	0,00	0,02	0,00	0,09	0,26	1,00
Mode	12	0,02	0,01	0,00	0,00	0,11	0,26	1,00
Mode	13	0,02	0,00	0,00	0,00	0,11	0,26	1,00
Mode	14	0,02	0,00	0,00	0,00	0,11	0,26	1,00
Mode	15	0,02	0,00	0,00	0,00	0,11	0,26	1,00
Mode	16	0,01	0,00	0,00	0,00	0,11	0,27	1,00
Mode	17	0,01	0,00	0,00	0,00	0,11	0,27	1,00
Mode	18	0,01	0,00	0,03	0,00	0,11	0,30	1,00
Mode	19	0,01	0,00	0,00	0,00	0,11	0,30	1,00
Mode	20	0,01	0,01	0,00	0,00	0,12	0,30	1,00
Mode	21	0,01	0,01	0,00	0,00	0,12	0,30	1,00
Mode	22	0,01	0,00	0,09	0,00	0,12	0,39	1,00
Mode	23	0,00	0,15	0,00	0,00	0,28	0,39	1,00
Mode	24	0,00	0,70	0,00	0,00	0,98	0,39	1,00
Mode	25	0,00	0,00	0,55	0,00	0,98	0,94	1,00

7.4 REAZIONI GLOBALI ALLA BASE

7.4.1 Pensilina centrale di larghezza 3,5m

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN
Peso proprio G1	LinStatic		0,00	0,00	462,42
Sovraccarichi Permanenti					
G2	LinStatic		0,00	0,00	516,43
NEVE	LinStatic		0,00	0,00	39,84
VENTO TELAIO	LinStatic		0,00	-10,14	0,00
VENTO COP A	LinStatic		0,00	0,00	6,87
VENTO COP B	LinStatic		0,00	0,00	-13,74
VENTO COP C	LinStatic		0,00	0,00	3,43
VENTO COP D	LinStatic		0,00	0,00	0,00
Ex	LinRespSpec	Max	131,76	0,02	0,00
Ey	LinRespSpec	Max	0,02	114,57	0,00
DT+	LinStatic		0,00	0,00	0,00
DT-	LinStatic		0,00	0,00	0,00

Peso impianti	LinStatic	0,00	0,00	2,91
Peso ricoprim fond	LinStatic	0,00	0,00	488,80

7.4.2 Pensilina centrale di larghezza 3,0m

OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN
PP G1	LinStatic		0,00	0,00	442,43
Sovrac Perman G2	LinStatic		0,00	0,00	484,43
NEVE	LinStatic		0,00	0,00	39,84
VENTO TELAIO	LinStatic		0,00	-10,14	0,00
VENTO COP A	LinStatic		0,00	0,00	6,87
VENTO COP B	LinStatic		0,00	0,00	-13,74
VENTO COP C	LinStatic		0,00	0,00	3,43
VENTO COP D	LinStatic		0,00	0,00	0,00
Ex	LinRespSpec	Max	125,34	0,01	0,00
Ey	LinRespSpec	Max	0,01	109,99	0,00
DT+	LinStatic		0,00	0,00	0,00
DT-	LinStatic		0,00	0,00	0,00
Peso ric					
Fondazione	LinStatic		0,00	0,00	456,80
Peso impianti	LinStatic		0,00	0,00	2,91
PP COPERT	LinStatic		0,00	0,00	24,73

7.4.3 Pensilina laterale di larghezza 2,5m

OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN
PP G1	LinStatic		0,00	0,00	442,87
Sovr Perm					
G2	LinStatic		0,00	0,00	459,39
NEVE	LinStatic		0,00	0,00	30,63
VENTO					
TELAIO	LinStatic		0,00	10,14	0,00
VENTO COP					
C	LinStatic		0,00	0,00	5,11
VENTO COP					
D	LinStatic		0,00	0,00	-10,30
Ex	LinRespSpec	Max	115,35	0,00	0,00
Ey	LinRespSpec	Max	0,00	103,16	13,74
DT+	LinStatic		0,00	0,00	0,00

DT- Peso Ric	LinStatic	0,00	0,00	0,00
Fond Peso	LinStatic	0,00	0,00	437,25
impianti	LinStatic	0,00	0,00	2,91

7.4.4 Pensilina laterale di larghezza 2,0m

OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN
PP G1	LinStatic		0,00	0,00	422,98
Sovracc Perm					
G2	LinStatic		0,00	0,00	435,74
NEVE	LinStatic		0,00	0,00	30,63
VENTO TELAIO	LinStatic		0,00	10,14	0,00
VENTO COP C	LinStatic		0,00	0,00	5,11
VENTO COP D	LinStatic		0,00	0,00	-10,30
Ex	LinRespSpec	Max	122,10	0,00	0,00
Ey	LinRespSpec	Max	0,00	113,55	11,09
DT+	LinStatic		0,00	0,00	0,00
DT-	LinStatic		0,00	0,00	0,00
Peso Ric Fond	LinStatic		0,00	0,00	413,60
Peso Impianti	LinStatic		0,00	0,00	2,91

8 SOLLECITAZIONI DI CALCOLO

Si riportano le principali sollecitazioni di calcolo ottenute dal modello delle pensiline centrali che risultano le più sollecitate.

I valori sono quelli di involucro ottenuti dalle combinazioni SLU/SLV.

8.1 STRUTTURA METALLICA

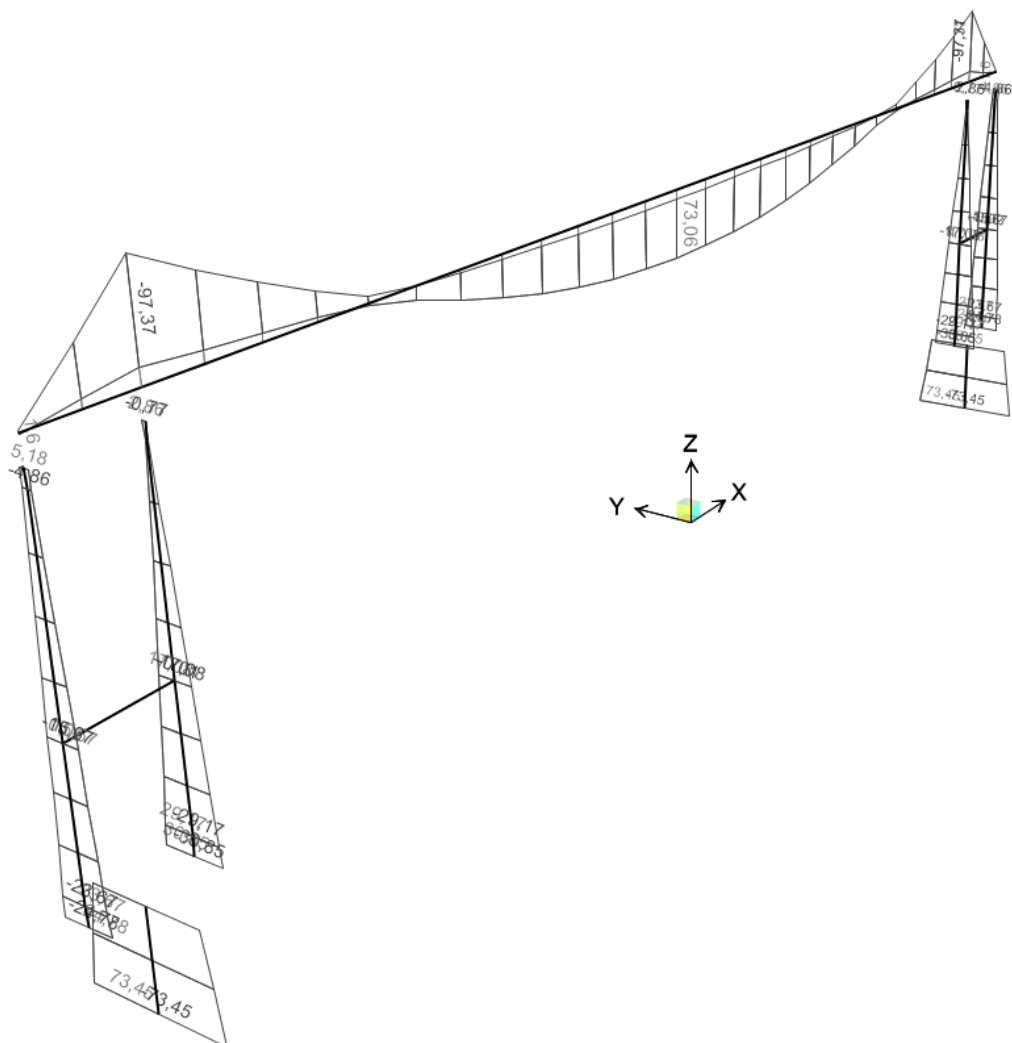


Figura 10 – Involuppo Momenti M_3

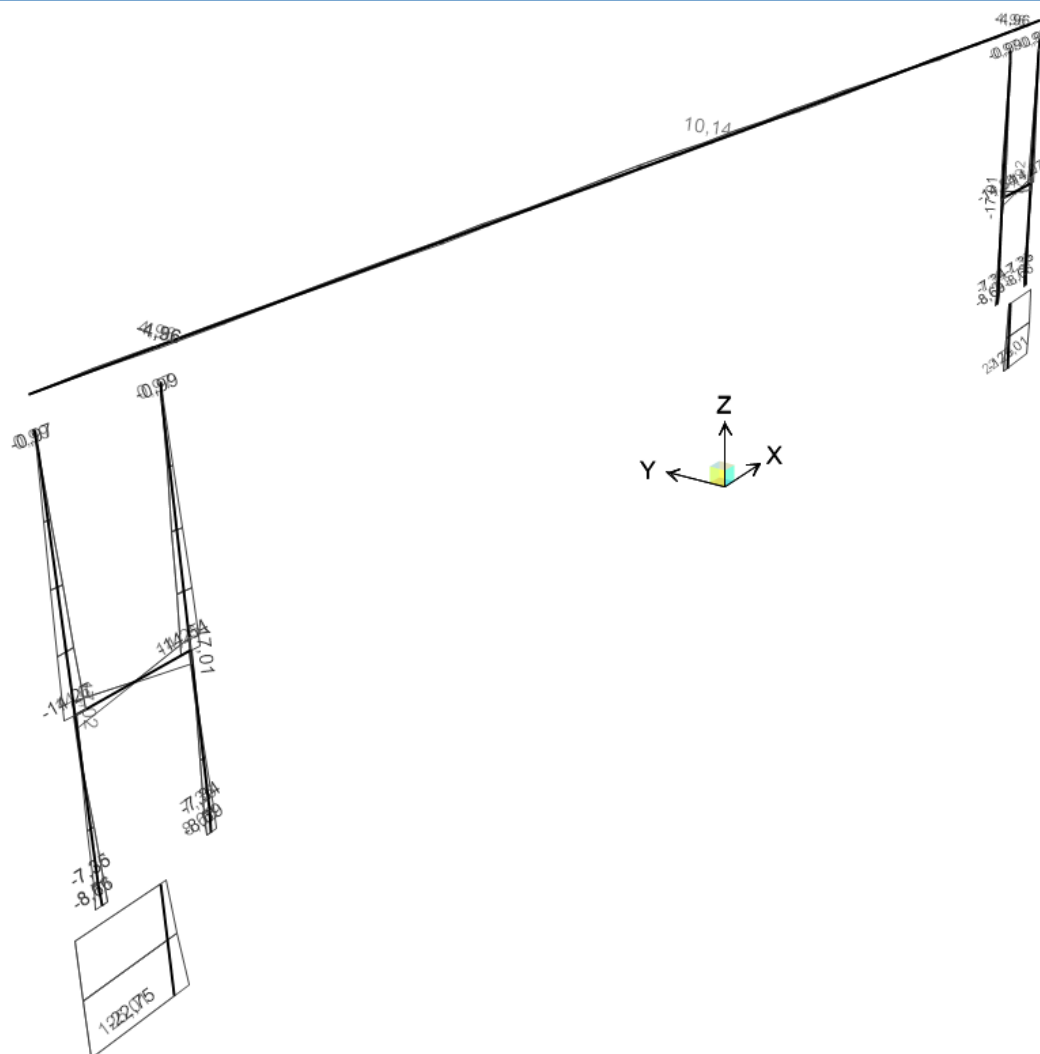


Figura 11 – Involuppo Momenti M2

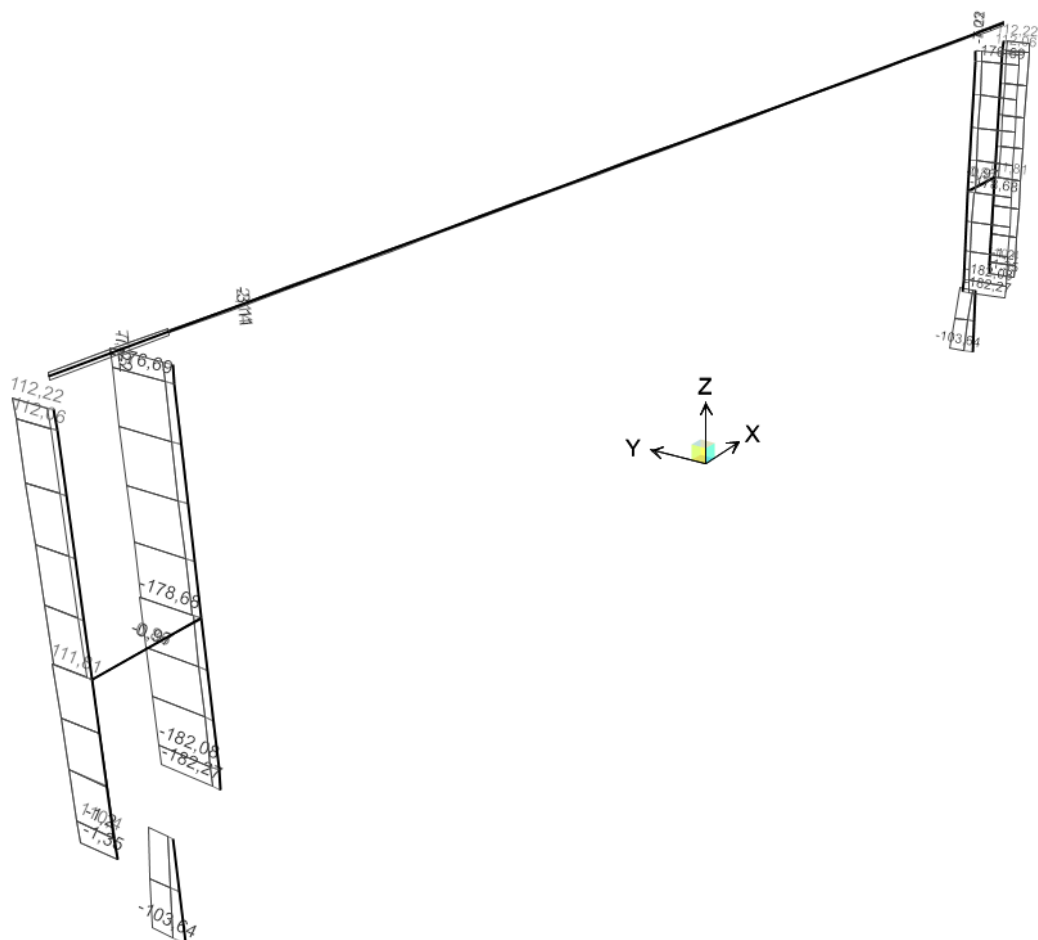


Figura 12 – Involuppo Sforzo assiale N

8.2 FONDAZIONI

Si riportano le sollecitazioni determinate dal modello di calcolo per la fermata centrale di larghezza 3,5m.

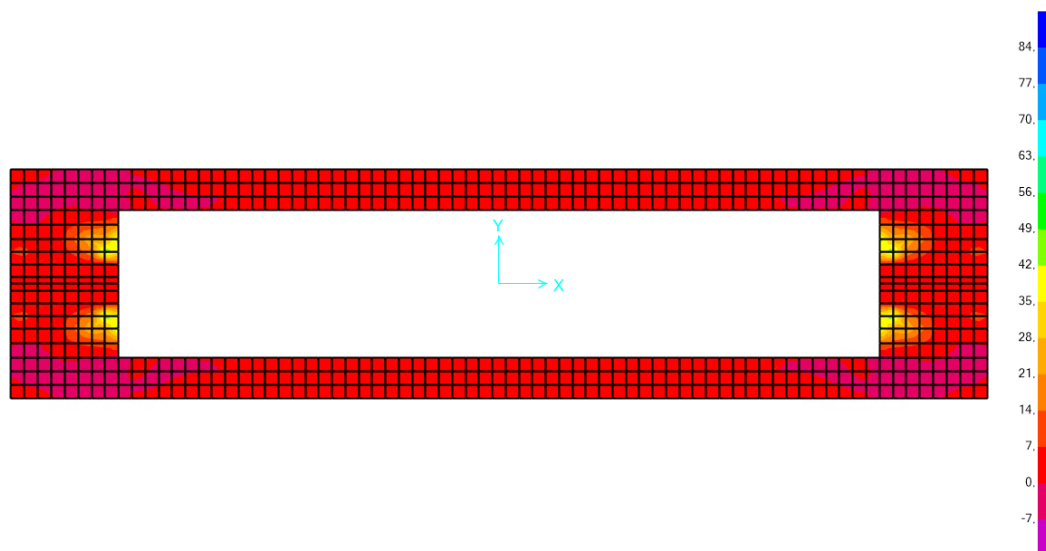


Figura 13 – Fondazione Involuppo Momenti max M22 (attorno asse X)

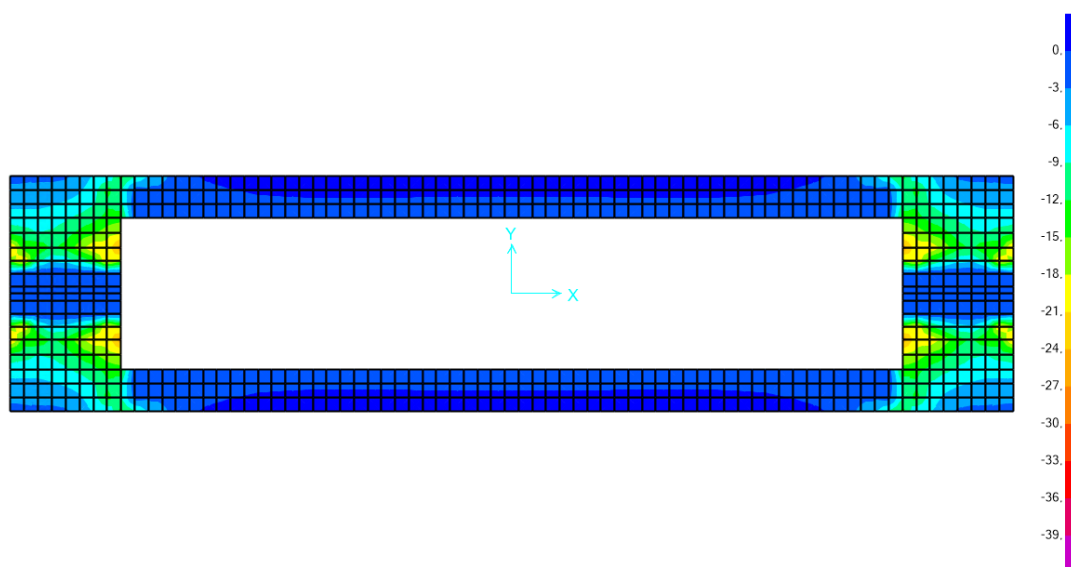


Figura 14 – Fondazione Involuppo Momenti min M22 (attorno asse X)

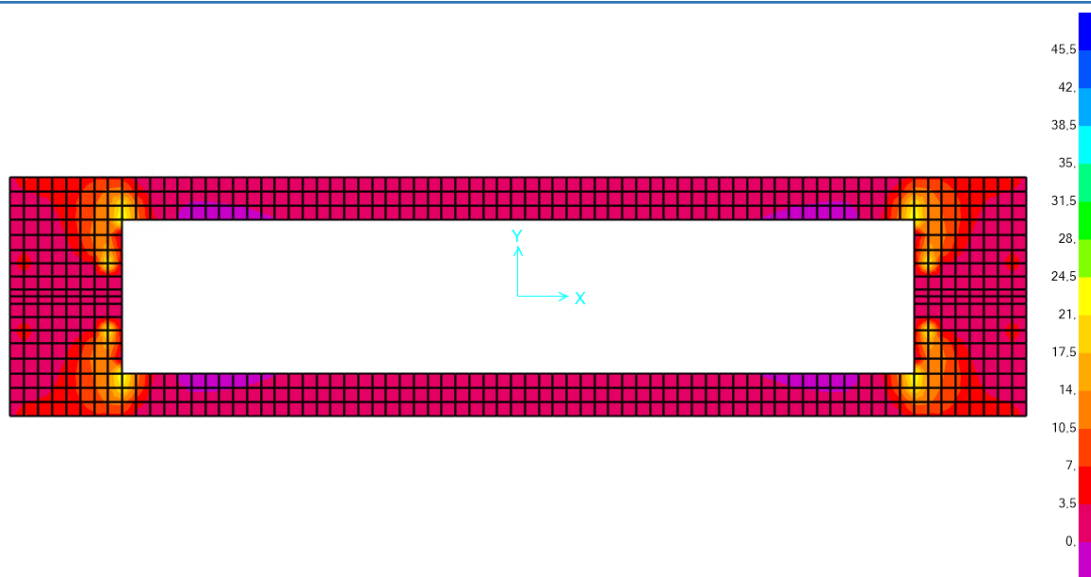


Figura 15 – Fondazione Involuppo Momenti max M11 (attorno asse Y)

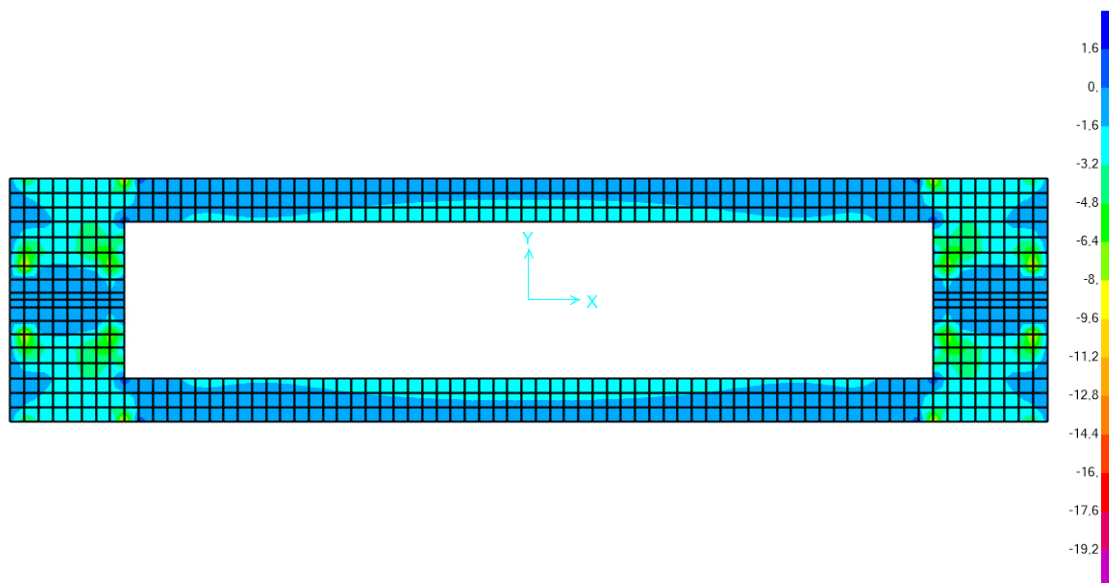


Figura 16 – Fondazione Involuppo Momenti min M11 (attorno asse Y)

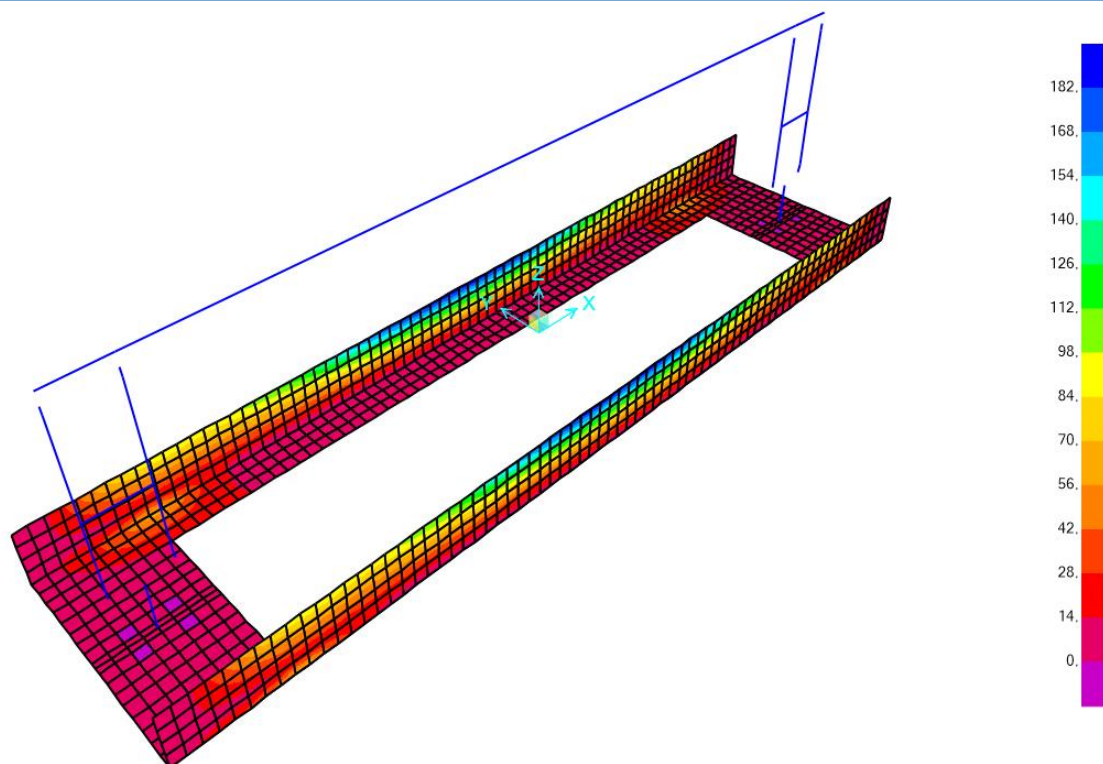


Figura 17 – Fondazione Inviluppo Sforzo assiale F11 max (dir. asse X)

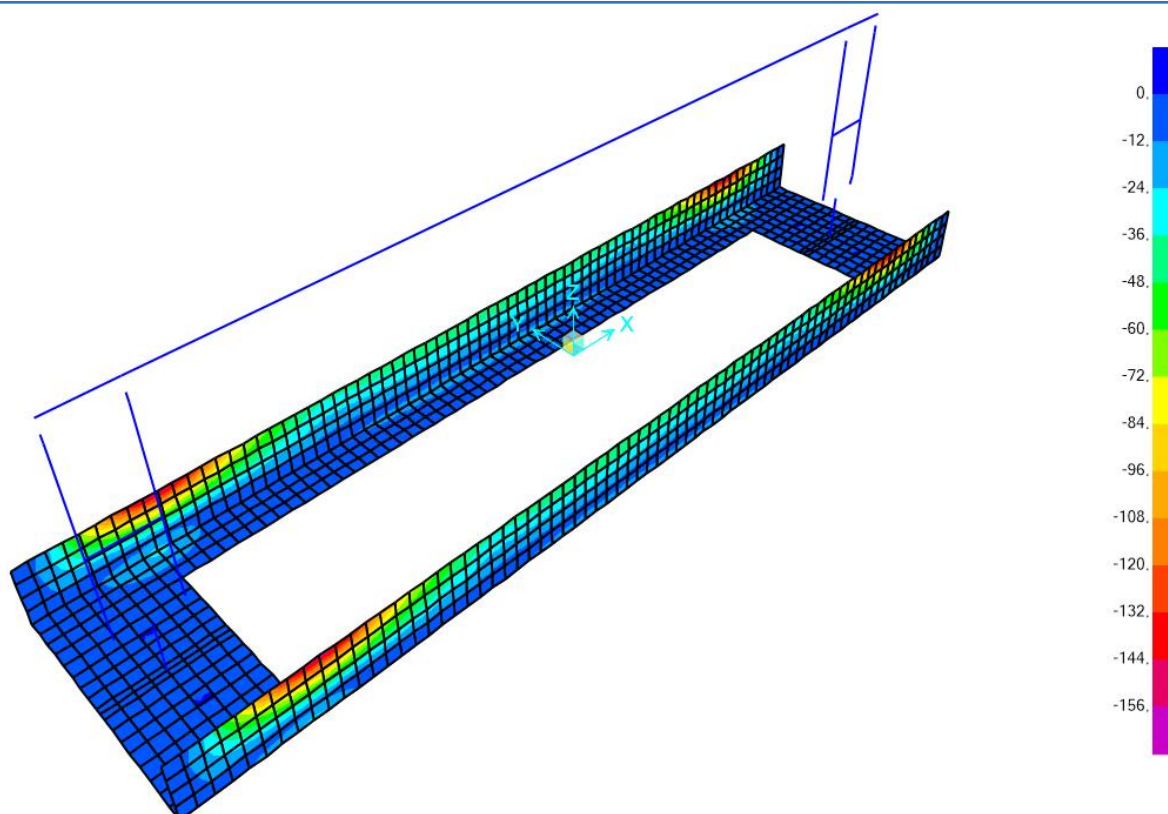


Figura 18 – Fondazione Involuppo Sforzo assiale F11 min (dir. asse X)

9 VERIFICHE STRUTTURALI PENSILINA

9.1 VERIFICA DELLA COPERTURA IN VETRO STRUTTURALE

Si riporta qui di seguito la verifica delle lastre di copertura delle pensiline più sollecitate, ovvero le lastre dello sbalzo anteriore delle pensiline laterali.

Lo sbalzo ha una lunghezza di $L = 1250\text{mm}$.

9.1.1 Calcolo delle sollecitazioni

(G1) Peso proprio lastre di spessore $12+12+1,52\text{mm}$: $0,024 \times 25 + 0,00152 \times 15 = 0,63 \text{ kN/m}^2$

(Q1) Neve: $q_s = 0,8 \times 1,50 \times 1,0 \times 1,0 = 1,2 \text{ kN/m}^2$

(Q2) Vento: $P_{v+} = 0,3 \times 0,64 = 0,2 \text{ kN/m}^2$ pressione verso il basso

$P_{v-} = -0,6 \times 0,64 = -0,4 \text{ kN/m}^2$ pressione verso l'alto

Le combinazioni dei carichi significative per il dimensionamento delle lastre sono le seguenti:

SLU: $1,3 \times G1 + 1,5 \times Q1 + 1,5 \times 0,6 \times Q2$

SLE (RARA): $1,0 \times G1 + Q1 + 0,6 Q2$

Il carico uniformemente distribuito agente sulle lastre è:

$$q_{SLU} = 1,3 \times 0,63 + 1,5 \times 1,20 + 0,9 \times 0,2 = 2,8 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{SLE} = 1,0 \times 0,63 + 1,20 + 0,6 \times 0,2 = 1,95 \text{ kN/m}^2$$

Il massimo momento agente agli SLU vale:

$$Med = \frac{1}{2} \times 2,8 \times 1,25^2 = 2,20 \text{ kNm/m, così ripartito:}$$

$$Med(G) = 0,64 \text{ kNm/m}$$

Momento SLU di progetto per solo carico permanente

$$Med(Q) = 1,56 \text{ kNm/m}$$

Momento SLU di progetto per solo carico variabile (neve principale)

9.1.2 Calcolo degli spessori equivalenti

Il comportamento di un elemento di vetro stratificato è intermedio fra quello di un elemento a strati indipendenti e quello di un elemento monolitico di spessore pari alla somma degli spessori dei singoli strati.

Per la definizione della rigidezza equivalente si applica il modello di Enhanced Effective Thickness (ETT) per travi.

Per la trave di vetro stratificato (caso 1D), il metodo propone la definizione di un momento di inerzia equivalente, dato dalla media armonica tra il momento di inerzia della sezione monolitica di uguale spessore (monolithic limit) e quello delle sezioni di vetro non connesse da intercalare (layered limit), pesata tramite un coefficiente η che rende conto del “grado di accoppiamento” tra le lastre di vetro, dovuto dalla presenza dell’intercalare. Si ha quindi:

$$\frac{1}{J_{eq}} = \frac{\eta_{1D}}{J_{full}} + \frac{1 - \eta_{1D}}{J_{abs}}$$

dove η_{1D} è un coefficiente adimensionale che dipende dalla geometria della trave, dalle condizioni di carico e vincolo e dalle caratteristiche meccaniche di vetro e intercalare. Il valore di tale coefficiente varia tra 0 (corrispondente al layered limit) e 1 (corrispondente al monolithic limit).

Lo spessore effettivo per il calcolo delle deformazioni, essendo queste proporzionali al momento di inerzia e quindi al cubo dello spessore della trave monolitica equivalente, risulta essere pari a:

$$\hat{h}_w = \sqrt[3]{\frac{1}{\frac{\eta}{\sum_{i=1}^N h_i^3 + 12 \sum_{i=1}^N (h_i d_i^2)} + \frac{(1-\eta)}{\sum_{i=1}^N h_i^3}}}$$

Si può dimostrare (si veda [Galuppi & Royer-Carfagni, 2012a; Galuppi & Royer-Carfagni, 2012b]) che lo spessore equivalente per il calcolo delle tensioni nella lastra i esima è dato da:

$$\hat{h}_{i;\sigma} = \sqrt[3]{\frac{1}{\frac{2\eta |d_i|}{\sum_{i=1}^N h_i^3 + 12 \sum_{i=1}^N (h_i d_i^2)} + \frac{h_i}{\hat{h}_w^3}}}$$

Per il caso di trave composta da due sole lastre di vetro, il coefficiente η_{1D} è dato da:

$$\eta_{1D;2} = \frac{1}{1 + \frac{E h_{int} J_{abs}}{G_{int} b J_{full}} A^* \Psi}$$

dove:

hint spessore dell'intercalare polimerico;

b larghezza della trave;

l lunghezza della trave;

E modulo di Young del vetro;

Gint modulo a taglio dell'intercalare;

A* area definita da $A1 \cdot A2 / (A1 + A2)$;

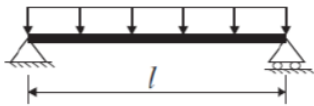
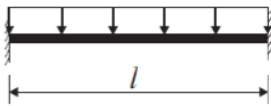
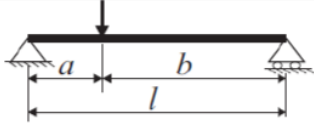
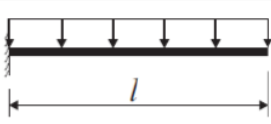
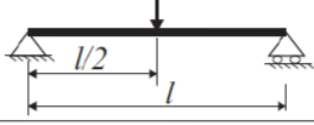
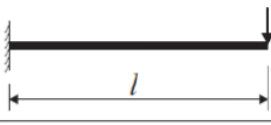
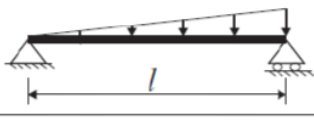
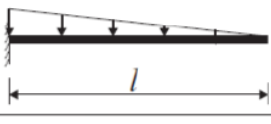
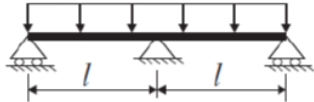
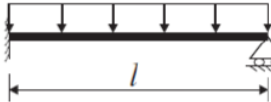
Jabs momento di inerzia relativo al layered limit, definito dalla (6.33);

Jfull momento di inerzia relativo al monolithic limit, definito dalla (6.35);

Ψ coefficiente dimensionale che dipende dalle condizioni di carico e vincolo.

La Tabella 6.3 fornisce i valori del coefficiente Ψ per i casi più ricorrenti nella pratica progettuale.

Tabella 6.3 Travi di vetro laminato: valori del coefficiente Ψ per differenti condizioni di carico e vincolo.

Condizioni di carico e di vincolo	Ψ	Condizioni di carico e di vincolo	Ψ
	$\frac{168}{17 l^2}$		$\frac{42}{l^2}$
	$\frac{15}{l^2 + 2ab}$		$\frac{14}{5 l^2}$
	$\frac{10}{l^2}$		$\frac{5}{2 l^2}$
	$\frac{10}{l^2}$		$\frac{45}{14 l^2}$
	$\frac{21}{l^2}$		$\frac{21}{l^2}$

Per il caso in esame abbiamo:

hint = 1,52mm;

b = 1000mm;

l = 1250mm;

E = 70000 N/mm²;

Gint = 2,0 N/mm²;

A* = 6000 mm²;

Jabs = 2x 144000 = 288000 mm⁴;

Jfull = 1384742 mm⁴;

$\Psi = 14 / (5 \times 1250^2) = 1,792E-6 \text{ mm}^{-2}$.

Da cui si ottiene $\eta_{1D} = 0,893$

Lo spessore equivalente per il calcolo delle deformazioni risulta:

hw = 22,8 mm

Mentre quello equivalente per il calcolo delle tensioni vale, per entrambe le lastre:

hσ = 23,9 mm

9.1.3 Calcolo delle resistenze di progetto

La verifica di resistenza allo SLU andrà effettuata confrontando la massima tensione principale di trazione con la resistenza di progetto $f_{g;d}$ data da:

$$f_{g;d} = \frac{k_{mod} k_{ed} k_{sf} \lambda_{gA} f_{g;k}}{R_M \gamma_M} + \frac{k'_{ed} k_v (f_{b;k} - f_{g;k})}{R_{M,v} \gamma_{M,v}}$$

E' importante notare che, essendo il fattore k_{mod} dipendente dalla durata di applicazione del carico, la resistenza di progetto varia a seconda del tipo di carico. In generale, per combinare l'effetto di due, o più, generiche azioni, in un medesimo punto, si può effettuare la verifica secondo una regola analoga a quella di Palmgren-Miner per il danneggiamento a fatica: si può assumere che il "danneggiamento" parziale dovuto alla tensione causata dall'azione i -esima sia direttamente proporzionale al rapporto la tensione stessa e la resistenza di progetto relativa a quell'azione. La rottura viene prevista quando la somma delle frazioni di "danneggiamento parziale" raggiunge l'unità. La verifica può quindi essere effettuata richiedendo che:

$$\sum_{i=1}^N \frac{\sigma^i}{f_{g;d}^i} \leq 1$$

Dove:

σ^i è la tensione causata dall'azione i -esima

f_{gd} è la resistenza di progetto relativa all'azione i -esima

I vetri che compongono il pacchetto stratificato entrambi termicamente temprati.

Per la lastra **temprata termicamente** abbiamo:

Oltre al peso proprio, che ha durata pari alla vita nominale della struttura ($V_N=50$ anni) e $k_{mod} = 0.26$, nel caso in esame si hanno delle azioni di progetto che per la verifica in esame (Neve predominante) hanno durata nominale pari a 1 settimana, al quale corrisponde il valore di $k_{mod} = 0.42$ (Tabella 2.2).

Per gli altri coefficienti presenti nella formula si pone:

k_{ed} coefficiente per verifiche in prossimità del bordo della lastra o di fori. Nel caso di lastre temprate e verifica in prossimità dei fori si ha $k_{ed} = 0,8$ (rif. Tabella 7.3);

$k_{sf} = 1$ coefficiente per il profilo superficiale del vetro senza trattamenti superficiali (Tabella 7.4);

$f_{g,k} = 45 \text{ N/mm}^2$ valore caratteristico nominale della tensione resistente a trazione per flessione del vetro ricotto (quindi prima degli eventuali trattamenti termici di rafforzamento), determinato sulla base delle procedure del Capitolo 9. Nei casi comuni vale

la UNI EN 572-1 per la quale $f_{g,k} = 45 \text{ N/mm}^2$. Nel caso in cui il valore nominale di $f_{g,k}$ sia inferiore al suddetto valore, il vetro non rientra nei materiali considerati dalle presenti Istruzioni;

$\gamma_M = 2,5$ coefficiente parziale del vetro float (Tabella 7.9);

k'_{ed} = coefficiente per verifiche in prossimità del bordo della lastra o di fori. Nel caso di lastre temprate e verifica in prossimità dei fori si ha $k_{ed} = 0,8$ (rif. Tabella 7.3);

$k_v = 1$ coefficiente per lastre con trattamento termico orizzontale (Tabella 7.8);

$f_{bk} = 120 \text{ N/mm}^2$ valore caratteristico della resistenza a flessione del vetro temprato. In mancanza di dati specifici, si possono assumere i valori di Tabella 7.7, che devono essere comprovati mediante le procedure del Capitolo 9;

$\gamma_{Mv} = 1,35$ coefficiente parziale per il vetro sottoposto a trattamenti termici (Tabella 7.9);

$\lambda_{gA} = 1$ fattore riduttivo della tensione resistente, calcolato tramite la (7.6).

Si ha

$$\lambda_{gA} = \left(\frac{0.24 \text{ m}^2}{k A} \right)^{1/7}, \text{ con } 0.75 \leq \lambda_{gA} \leq 1$$

dove A rappresenta l'area totale della lastra soggetta a trazioni, mentre il coefficiente k che ne definisce l'area efficace è riportato nella Tabella 7.5 per le più ricorrenti condizioni di vincolo. Nel caso in cui le verifiche di resistenza vengano effettuate a una distanza dal bordo $d < 5 s$ (s = spessore lastra), si assume $\lambda_{gA} = 1$.

$\lambda_{gl} = 1$ fattore di scala per le sollecitazioni sul bordo, nel caso di piastre inflesse da carichi ortogonali al piano medio si ha $\lambda_{gl} = 1$.

λ_{gl} = fattore di scala per le sollecitazioni sul bordo, da applicarsi ad elementi con bordo *specificatamente* in trazione (es. travi di costa, pinne, ecc.). Tale coefficiente tiene conto che, da un punto di vista statistico, la lunghezza del bordo è penalizzante. Per verifiche a distanza $d > 5 s$ (s = spessore lastra), o nel caso di piastre inflesse da carichi ortogonali al piano medio, si assume convenzionalmente $\lambda_{gl} = 1$. Per quanto esposto nella Sezione 5.4.3, in mancanza di ulteriori approfondimenti, per verifiche ad una distanza $d < 5 s$ dal bordo si possono assumere i seguenti valori

$$\lambda_{gl} = \left(\frac{0.1667 \cdot 0.45 \text{ m}}{k_b l_b} \right)^{1/5} \leq 1 \text{ per bordi lucidati; } \lambda_{gl} = \left(\frac{0.0741 \cdot 0.45 \text{ m}}{k_b l_b} \right)^{1/12.5} \leq 1 \text{ per bordi molati.} \quad (7.7)$$

In queste espressioni l_b rappresenta la lunghezza totale del bordo soggetto a trazione. Il coefficiente k_b dipende dalla distribuzione delle tensioni nel bordo: in mancanza di più precisi approfondimenti, si possono utilizzare i valori della successiva Tabella 7.6.

I fattori riduttivi dei coefficienti parziali R_M e R_{Mv} (Tabella 7.10) valgono:

$R_M = 0,7$, $R_{Mv} = 0,9$ per verifiche in prima classe;

$R_M = 1,0$ $R_{Mv} = 1,0$ per verifiche in seconda classe.

La copertura in esame rientra nella classe 2, come definito nella Tabella 3.9.

Tabella 3.9. Classificazione degli elementi strutturali di vetro a seconda delle condizioni d'impiego. Prodotti da costruzione non strutturali ricadono per definizione in classe 0.

Tipo	Classe per verifica pre-rottura	Classe per verifica post-rottura
Elementi verticali ^{***} vincolati in modo continuo sui bordi	1	1/NV ^{***}
Elementi verticali ^{***} con vincoli puntuali	2/1	1/NV ^{***}
Coperture orizzontali ^{**}	2	2/1
Parapetti con pericolo di caduta	2	2/1
Pinne (o coste) di rinforzo	2	2/1
Solai, travi portanti	2	2
Pilastri	3 (studi specifici con metodi di livello II o livello III)	2 (con le azioni della pre-rottura)

Note:
 (†) All'interno della stessa categoria, la scelta della classe di verifica più o meno restrittiva dipende dall'importanza dell'opera, dalla pericolosità in caso di collasso del vetro, e del fatto che siano previste/prevedibili contromisure immediate di salvaguardia che riducano le conseguenze del collasso (puntellature, protezioni, recinzioni).
 (**) Un elemento è considerato verticale se l'angolo che il suo piano forma con la verticale è minore di 15°. Un elemento che non ricade in questa definizione è considerato orizzontale.
 (***) La sigla NV indica "Nessuna Verifica". Quando la rottura del vetro presenta rischi trascurabili per danni e perdite di vite umane, la verifica post-rottura può essere omessa.

Tabella 2.2. Fattore k_{mod} ricavato dalla teoria LEFM per $f_g = 45$ MPa, $v_0 = 0.0025$ m/s e $n = 16$, per vari valori t_L della durata del carico. Confronto con i valori riportati nella prEN16612-2013.

Durata t_L	k_{mod} LEFM	k_{mod} prEN16612	Esempio
3÷5 s	0.91-0.88	1.00	vento (raffica)
30 s	0.78	0.89	transito temporaneo
10÷15 min	0.65÷0.64	0.74÷0.72	vento (cumulato)
11 ore	0.50	0.57	variazioni temperatura giornaliera
1 settimana	0.42	0.48	neve (1 settimana)
3 mesi	0.36	0.41	neve (3 mesi)
6 mesi	0.35	0.39	variazioni temperatura stagionale
50 anni	0.26	0.29	Peso proprio

Tabella 7.3. Valori orientativi dei coefficiente k_{ed} e k'_{ed} per verifiche in prossimità del bordo di elementi di vetro e fori, nel caso di elementi con bordo in trazione.

Tipo di vetro	Valori* di k_{ed} e k'_{ed} in corrispondenza di bordo**							
	Tagliato		Sfilettato		Greggio		Lucidato***	
	k_{ed}	k'_{ed}	k_{ed}	k'_{ed}	k_{ed}	k'_{ed}	k_{ed}	k'_{ed}
Ricotto	0.7	0.7	0.7	0.7	0.8	0.8	0.9	0.9
Indurito	da evitare		da evitare		0.8	0.8	0.8	0.8
Temperato termicamente	da evitare		da evitare		0.8	0.8	0.8	0.8
Temperato chimicamente	da evitare		da evitare		0.6	0.7	0.6	0.7
Ricotto stampato	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
(*) Valori da utilizzarsi per verifiche in zone a distanza $d < 5$ s dal bordo o da fori (s = spessore lastra). Per $d > 5$ s e per lastre inflesse si assume $k_{ed} = 1$.								
(**) Le lavorazioni ai bordi sono intese ai sensi della UNI EN ISO 12543-5.								
(***) Nel caso di travi e pinne di vetro dove le trazioni massime sono in corrispondenza delle coste, si raccomanda di utilizzare bordi lucidati a profilo liscio curvo.								

Tabella 7.4. Valori orientativi dei coefficiente k_{sf} per i vari profili superficiali del vetro.

Vetro	k_{sf}	
	Nessun trattamento ⁽²⁾	Sabbiato
Vetro float	1	0.6
Vetro tirato	1	0.6
Vetro smaltato (float o tirato) ⁽¹⁾	(1)	(0.6)
Vetro stampato	0.75	0.45
Vetro smaltato stampato ⁽¹⁾	(0.75)	(0.45)
Vetro lustro armato	0.75	0.45
Vetro stampato armato	0.6	0.36
(1) Questi tipi di vetro non sono generalmente disponibili come vetri ricotti, ma è comunque necessario utilizzare il valore di k_{sf} per il calcolo della resistenza del vetro pre-sollecitato		
(2) Per vetri acidati, è necessario utilizzare i valori di k_{sf} relativi a "Nessun trattamento"		

Tabella 7.5. Valori indicativi del coefficiente k per la definizione dell'area efficace in lastre inflesse da carichi ortogonali al piano (relativi al parametro di Weibull $m = 7$).

Condizioni di vincolo	k
Lastra rettangolare vincolata in modo continuo su 4 bordi	0.145
Lastra rettangolare vincolata in modo continuo su 2 bordi	0.054
Lastra rettangolare incastrata in un bordo; carico distribuito uniformemente	0.013
Lastra rettangolare incastrata in un bordo; carico distribuito su una linea parallela al bordo incastrato	0.019
Lastra rettangolare vincolata su 4 punti in prossimità degli angoli; carico uniformemente distribuito	0.071

Tabella 7.6. Coefficienti k_b per il calcolo dell'effetto scala in prossimità del bordo.

Finitura del bordo	Distribuzione delle tensioni lungo il bordo		
	costante	parabolica	triangolare
Bordo greggio	$k_b = 1$	$k_b = 0.2434$	$k_b = 0.0741$
Bordo lucidato	$k_b = 1$	$k_b = 0.3694$	$k_b = 0.1667$

Tabella 7.7. Resistenza caratteristica a flessione del vetro a seguito di un trattamento di rafforzamento (da eseguirsi nel rispetto delle procedure indicate nel Capitolo 9).

Tipo di vetro	Valori della resistenza caratteristica a flessione $f_{b,k}$ per vetro presollecitato [MPa]		
	Vetro temperato termicamente (UNI EN 12150), vetro temperato termicamente e sottoposto a heat soak test (UNI EN 14179)	Vetro indurito termicamente (UNI EN 1863)	Vetro indurito chimicamente* (UNI EN 12337)
Vetro float o tirato	120	70	150
Vetro stampato	90	55	100
Vetro smaltato (float o tirato)	75	45	/
Vetro smaltato stampato	75	45	/
(*) Data la difficoltà del processo di tempera chimica, risulta di particolare importanza che il materiale venga controllato e qualificato.			

Tabella 7.8. Valori orientativi del fattore riduttivo dell'incremento di resistenza a trazione del vetro conseguente ad un trattamento di presollecitazione.

Trattamento di presollecitazione	k_v
Nessun trattamento	0
Trattamento termico con processo orizzontale	1
Trattamento termico con processo verticale	0.60
Indurimento chimico*	0.95
(*) Il coefficiente indicato potrà essere utilizzato solo nel caso in cui il vetro indurito termicamente sia controllato e qualificato secondo le procedure indicate nella Sezione 9.	

Tabella 7.9. Fattori parziali del vetro ricotto e del vetro presollecitato.

	Vetro ricotto*	Vetro presollecitato*
Coefficienti parziali	$\gamma_M = 2.50$	$\gamma_{M,v} = 1.35$
(*) Valori per verifiche allo SLU. Per quanto riguarda lo SLC, per le porzioni di vetro rimaste integre si potrà applicare i coefficienti relativi allo SLU.		

Tabella 7.10. Fattori riduttivi R_M dei coefficienti parziali per verifiche in prima o seconda classe.

Classe	Vetro ricotto	Vetro presollecitato
prima	$R_M = 0.7$	$R_{M,v} = 0.9$
seconda	$R_M = 1$	$R_{M,v} = 1$

Utilizzando i precedenti valori si ottiene quindi la tensione di progetto per verifiche in prossimità del bordo incastrato per azioni permanenti e azioni variabili dovute al carico neve pari rispettivamente a:

$$fgd(G) = 48,2 \text{ N/mm}^2$$

$$fgd(Q) = 50,5 \text{ N/mm}^2$$

9.1.4 Verifica di resistenza SLU

Dato $h\sigma = 23,9 \text{ mm}$ (vedi par. 9.1.2)

Il modulo resistente vale:

$$W\sigma = 1/6 \times 1000 \times 23,9^2 = 95200 \text{ mm}^3$$

Mentre i momenti di progetto sono:

$Med(G) = 0,64 \text{ kNm/m}$ Momento SLU di progetto per solo carico permanente

$Med(Q) = 1,56 \text{ kNm/m}$ Momento SLU di progetto per solo carico variabile (neve principale)

Da cui le tensioni massime di trazione:

$$\sigma_G = Med(G) / W\sigma = 6,72 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_Q = Med(Q) / W\sigma = 16,39 \text{ N/mm}^2$$

$$6,72 / 48,2 + 16,39 / 50,5 = 0,14 + 0,33 = 0,47 < 1,00$$

La verifica è soddisfatta con un buon margine di sicurezza, che consente di ritenere soddisfatte anche le verifiche locali in prossimità dei fori dove possono instaurarsi delle concentrazioni di tensioni.

9.1.5 Verifica SLE di deformazione

Si considera lo spessore equivalente delle lastre per il calcolo delle deformazioni:

$$h_w = 22,8 \text{ mm} \quad (\text{rif. par. 9.1.2})$$

da cui il momento di inerzia della lastra di larghezza unitaria:

$$J = 1/12 \times 1000 \times 22,8^3 = 987696 \text{ mm}^4$$

Si considera il modulo elastico del vetro pari a $E = 70.000 \text{ N/mm}^2$

Con lo schema di calcolo a sbalzo, di luce $L=1250 \text{ mm}$, si ottengono i seguenti abbassamenti alla punta:

Per solo carico permanente (G):

$$p = 0,63 \text{ N/mm}$$

$$f_G = p \times L^4 / (8 EJ) = 2,78 \text{ mm} \text{ pari a } 1/900 \text{ di } 2L$$

Per soli carichi variabili ($Q_1(\text{Neve}) + 0,6 Q_2(\text{Vento})$)

$$p = 1,2 + 0,6 \times 0,2 = 1,32 \text{ N/mm}$$

$$f_Q = p \times L^4 / (8 EJ) = 5,83 \text{ mm} \text{ pari a } 1/428 \text{ di } 2L < 1/250 \text{ di } 2L$$

Verifica soddisfatta.

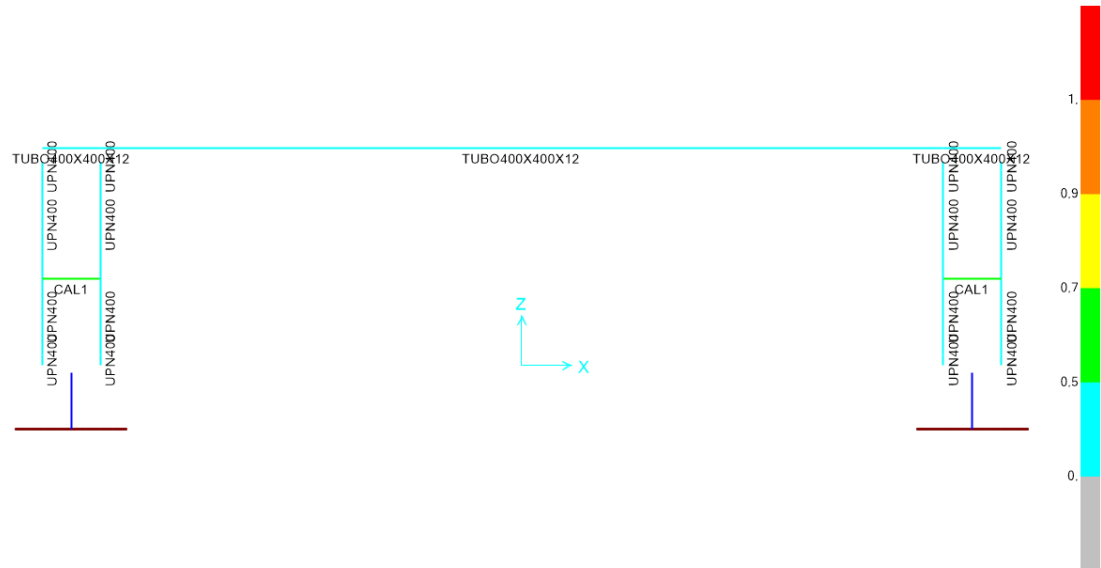
La freccia massima alla punta in combinazione RARA risulta quindi:

$$f_{\max} = f_G + f_Q = 8,6 \text{ mm} \quad \text{pari a } 1 / 290 \text{ di } 2L < 1/200 \text{ di } 2L$$

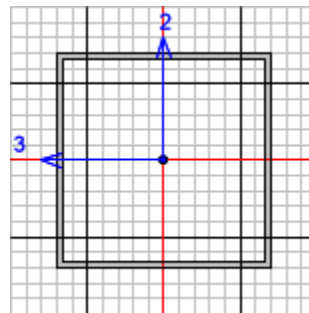
Verifica soddisfatta.

9.2 VERIFICHE STRUTTURA METALLICA

Si riporta la sintesi dei tassi di sfruttamento ottenuti dal programma di calcolo:



9.2.1 Traverso 400x400x12



Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 1 X Mid: 0, Combo: SLU01+ Design Type: Beam
Length: 12,063 Y Mid: 0, Shape: TUBO400X400X12 Frame Type: Non
Dissipative
Loc : 11,58 Z Mid: 3,105 Class: Class 1 Rolled : No

Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done?
Yes
Consider Torsion? Yes

GammaM0=1, GammaM1=1, GammaM2=1,25
An/Ag=1, RLLF=1, PLLF=0,75 D/C Lim=0,95

Aeff=0,019 eNy=0, eNz=0, Wel,yy=0,002 Weff,yy=0,002
A=0,019 Iyy=4,677E-04 iyy=0,158 Wel,zz=0,002 Weff,zz=0,002
It=7,009E-04 Izz=4,677E-04 izz=0,158 Wpl,yy=0,003 Av,y=0,01
Iw=0, Iyz=0, h=0,4 Wpl,zz=0,003 Av,z=0,009
E=210000000, fy=235000, fu=360000,

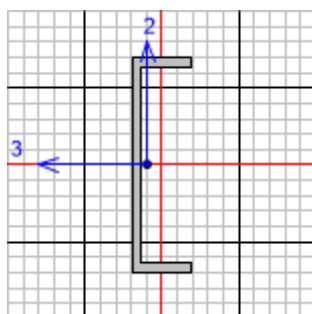
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
	Location	Ned	Med, yy	Med, zz	Ved, z	Ved, y
Ted	11,58	-3,105	-71,547	0,463	51,958	1,998
0,						
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation BS EN 1993-6 Annex A)						
D/C Ratio:		0,162	= 0,153 + 0,009 + 0,	<	0,95	OK
$= (My,Ed) / (Chi_LT \ My,Rk/GammaM1) + Cmz \ (Mz,Ed + Mz,T,Ed) / (Mz,Rk/GammaM1) + (Kw * Kzw * Kalpha) * (Mw,Ed/(Mz,Rk/2.0*GammaM1))$						
(BS EN 1993-6 Annex A)						
AXIAL FORCE DESIGN						
		Ned	Nc,Rd	Nt,Rd		
		Force	Capacity	Capacity		
Axial		-3,105	4376,64	4376,64		
		Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
		4376,64	4827,341	1127106,503	6662,063	1,
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi
Nb,Rd						
Major (y-y)	b	0,34	6662,063	0,811	0,932	0,718
3142,153						
MajorB(y-y)	b	0,34	6662,063	0,811	0,932	0,718
3142,153						
Minor (z-z)	b	0,34	6662,063	0,811	0,932	0,718
3142,153						
MinorB(z-z)	b	0,34	6662,063	0,811	0,932	0,718
3142,153						
Torsional TF	b	0,34	6662,063	0,811	0,932	0,718
3142,153						
MOMENT DESIGN						
		Med	Med,span	Mm,Ed	Meq,Ed	
		Moment	Moment	Moment	Moment	
Major (y-y)		-71,547	-97,708	15,656	-73,281	
Minor (z-z)		0,463	5,995	3,815	4,96	
		Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd	
		Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)		637,004	637,004	637,004	637,004	
Minor (z-z)		637,004	637,004	637,004		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Iw
Mcr						
LTB	d	0,76	0,173	0,505	1,	0,
21302,86						
	Factors	kw	Psi	C2	C3	
		1,	1,132	0,459	0,525	
		za	zs	zg	zz	zj
		0,2	0,	0,2	0,	0,
	Factors	kyy	kyz	kzy	kzz	
		0,693	0,568	0,416	0,946	
SHEAR DESIGN						
		Ved	Ted	Vpl,Rd	Reduction	Stress
Status						

	Force	Torsion	Capacity	Factor	Ratio
Check					
Major (z)	51,958	0,	1224,352	1,	0,042
OK					
Minor (y)	1,998	0,	1302,502	1,	0,002
OK					
Reduction	Vpl,Rd 1224,352	Eta 1,	LambdabarW 0,363		

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor Left	VMajor Right
Major (V2)	56,477	56,477

9.2.2 Montante UPN400



Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 83	X Mid: 6,031	Combo: SLV-LONG	Design Type: Column
Length: 1,548	Y Mid: 0,	Shape: UPN400	Frame Type: Non
Dissipative			
Loc : 0,	Z Mid: 2,011	Class: Class 1	Rolled : Yes
Interaction=Method B			
Yes		MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done?
Consider Torsion? No			
GammaM0=1,	GammaM1=1,	GammaM2=1,25	
An/Ag=1,	RLLF=1,	PLLF=0,75	D/C Lim=0,95
Aeff=0,009	eNy=0,	eNz=0,	
A=0,009	Iyy=2,035E-04	iyy=0,149	Wel,yy=0,001
It=0,	Izz=8,460E-06	izz=0,03	Wel,zz=1,020E-04
Weff,zz=1,020E-04			Weff,yy=0,001
Iw=0,	Iyz=0,	h=0,4	Wpl,yy=0,001
E=210000000,	fy=235000,	fu=360000,	Wpl,zz=2,180E-04
			Av,y=0,004
			Av,z=0,006

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y
Ted					
0,	-67,445	-5,124	-14,637	-3,22	-8,811
0,004					-

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7))
D/C Ratio: 0,335 = 0,031 + 0,018 + 0,286 < 0,95 OK
= (NEd/NRd) + (My,Ed/My,Rd) + (Mz,Ed/Mz,Rd) (EC3 6.2.1(7))

AXIAL FORCE DESIGN

		Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity		
Axial		-67,445	2150,25	2150,25		
		Npl,Rd 2150,25	Nu,Rd 2371,68	Ncr,T 10435,503	Ncr,TF 10360,593	An/Ag 1,
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi
Nb,Rd 2150,25	Major (y-y)	c 0,49	175907,525	0,111	0,484	1,
2018,219	MajorB(y-y)	c 0,49	20916,471	0,321	0,581	0,939
1761,196	Minor (z-z)	c 0,49	7312,912	0,542	0,731	0,819
628,188	MinorB(z-z)	c 0,49	869,55	1,573	2,073	0,292
1865,363	Torsional TF	c 0,49	10360,593	0,456	0,666	0,868

MOMENT DESIGN

		Med Moment	Med, span Moment	Mm,Ed Moment	Meq,Ed Moment	
Major (y-y)		-5,124	-5,124	-2,633	-3,131	
Minor (z-z)		-14,637	-14,637	-7,815	-9,18	
		Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity	
Major (y-y)		292,575	292,575	292,575	260,098	
Minor (z-z)		51,23	51,23	51,23		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Iw
Mcr 2433,569	LTB	d 0,76	0,347	0,616	0,889	0,
	Factors	kw 1, za 0,2	Psi 1,721 zs 0,	C2 0, zg 0,2	C3 0,948 zz 0,	zj 0,
	Factors	kyk 0,613	kyz 0,409	kzy 0,97	kzz 0,681	

SHEAR DESIGN

		Ved Force	Ted Torsion	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major (z)		3,22	0,004	782,315	0,004	OK
Minor (y)		8,811	0,004	550,036	0,016	OK
		Vpl,Rd 782,315	Eta 1,	LambdabarW 0,277		
Reduction						

9.2.3 Verifica di deformabilità Traverso 400x400x12

Si riportano gli abbassamenti del traverso ottenuti per i diversi carichi elementari espressi in mm.

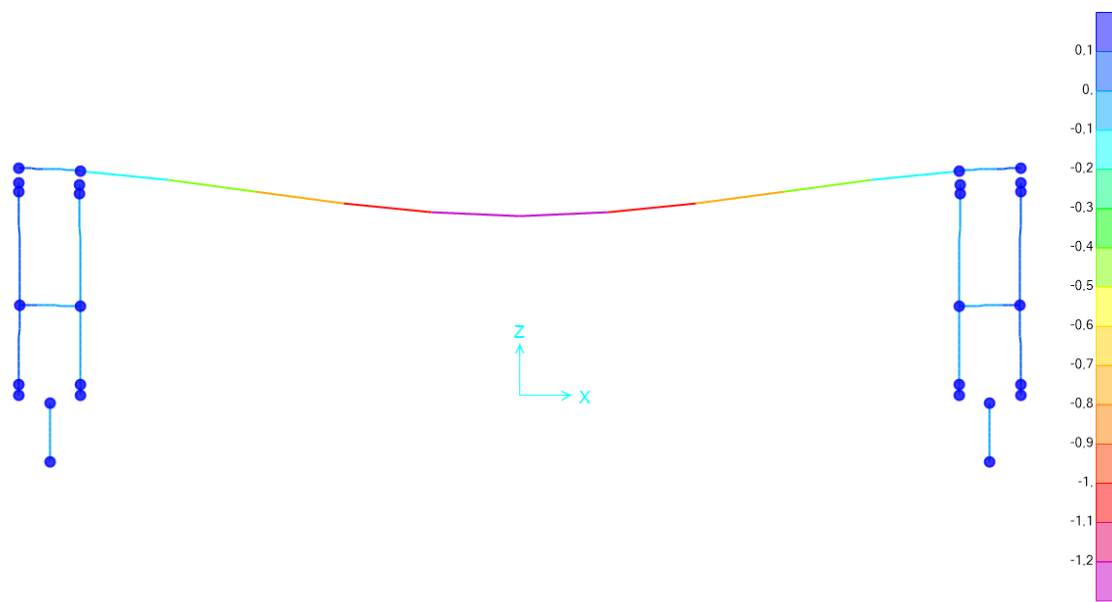


Figura 19 - dG1 (abbassamento per peso proprio)

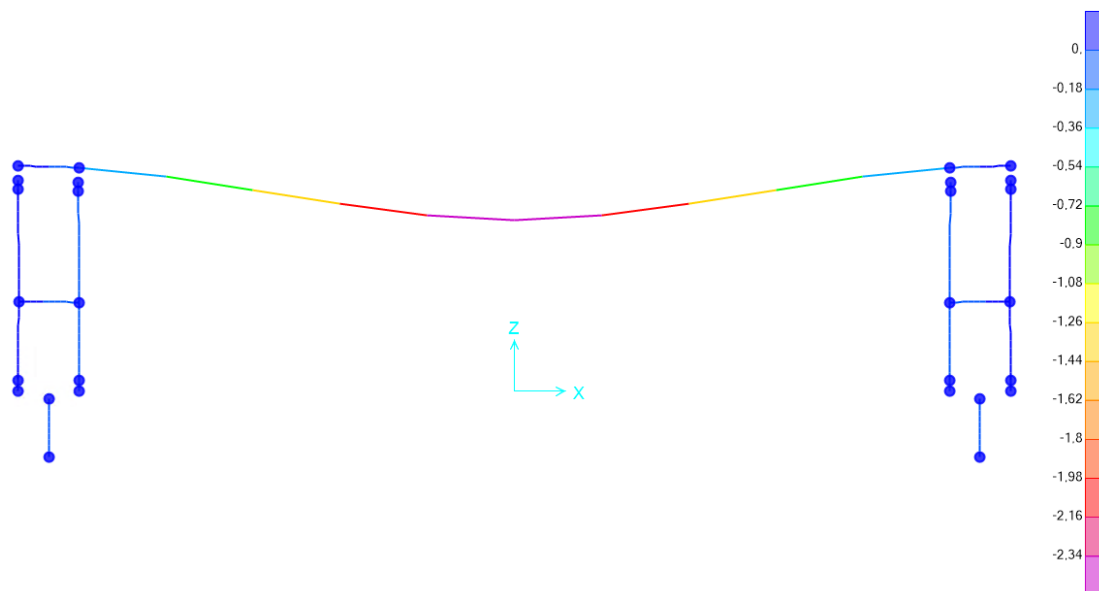


Figura 20 – dG2 (abbassamento per sovracc. perm. portati)

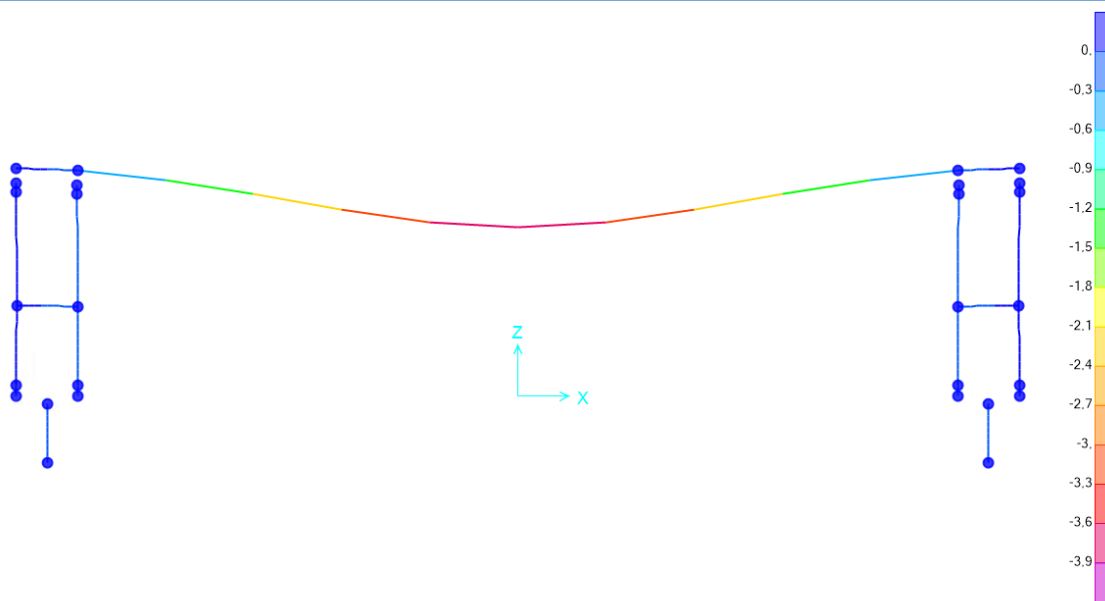


Figura 21 – dQ1 (abbassamento per NEVE)

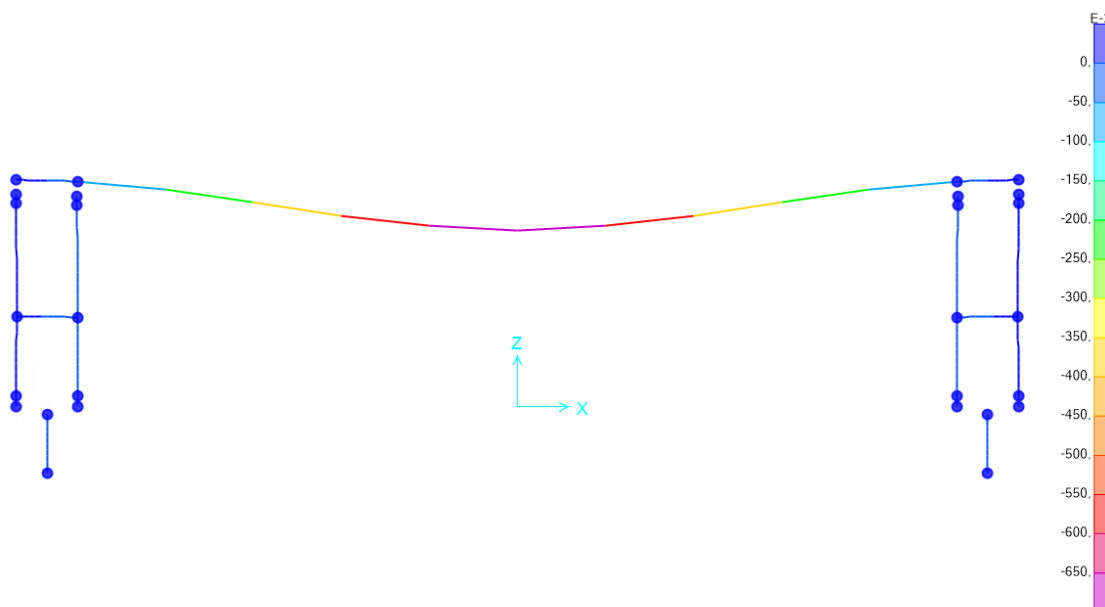


Figura 22 – dQ2 (abbassamento per azione del Vento)

dG1 = 1,2mm

abbassamento per peso proprio G1

dG2 = 2,3mm

abbassamento per sovraccarico permanente G2

dQ1 = 3,9mm

abbassamento per carico neve Q1

dQ2 = 0,7mm

abbassamento per carico vento Q2

Si calcola l'abbassamento dovuto ai soli permanenti:

$$\delta_1 = dG_1 + dG_2 = 3,5 \text{ mm}$$

E quello dovuto ai carichi variabili in comb. RARA:

$$\delta_2 = dQ_1 + 0,6 dQ_2 = 4,3 \text{ mm} \quad \text{pari a } L/2558 \text{ con } L = 11\text{m} \text{ luce di calcolo della pensilina.}$$

Valore accettabile.

Considerando la deformazione complessiva dovuta ai carichi permanenti e accidentali si ottiene:

$$\delta_1 + \delta_2 = 7,8\text{mm} \text{ pari a } L/1410 \quad \text{con } L = 11\text{m} \text{ luce di calcolo della pensilina.}$$

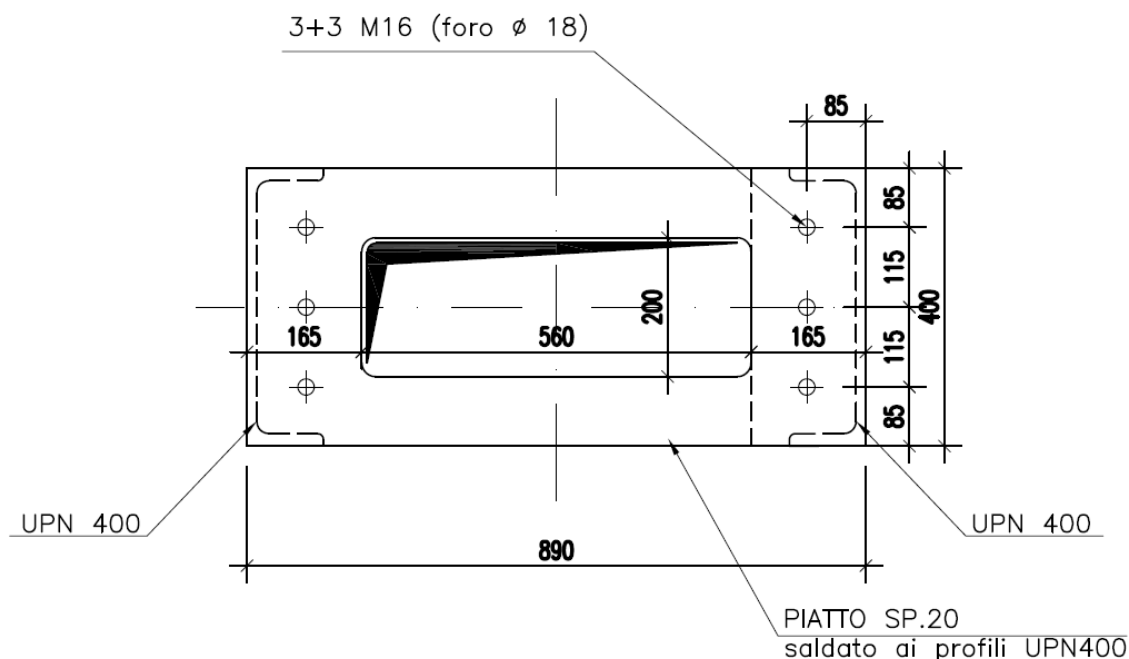
Valore accettabile.

9.3 VERIFICHE GIUNTI

9.3.1 Giunto bullonato traverso-montante

Il giunto è realizzato mediante una piastra flangiata di spessore 20mm forata.

In corrispondenza di ciascun profilo UPN400 si considera una piastra efficace di dimensioni 165x400mm flangiata al traverso mediante tre bulloni M16 classe 8.8.



Le sollecitazioni agenti su questo sistema sono riportate nella seguente tabella:

**TABLE: Element Forces -
Frames**

Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
				112,0					
74	0,12008	SLU01+		8	0,29	1,40	0,02	0,00	-2,21
				109,4					
74	0,12008	SLU02+		1	0,24	1,39	0,02	0,00	-2,58
74	0,12008	SLU03+		17,06	0,48	0,90	0,03	0,00	-3,68
				-					
74	0,12008	SLU04+		34,85	0,19	1,01	0,03	0,00	-4,63
74	0,12008	SLV-TRAS	Max	40,10	6,48	2,54	0,03	0,00	4,08
				-					
74	0,12008	SLV-TRAS	Min	38,28	6,48	2,35	-0,03	0,00	-4,08
74	0,12008	SLV-LONG	Max	42,23	1,94	8,25	0,01	0,00	1,22
				-					
74	0,12008	SLV-LONG	Min	36,16	1,94	8,06	-0,01	0,00	-1,22
				112,2					
74	0,12008	SLU01-		2	0,29	0,46	0,02	0,00	-2,21
				109,5					
74	0,12008	SLU02-		5	0,24	0,47	0,02	0,00	-2,58
				-					
74	0,12008	SLU03-		17,20	0,48	0,96	0,03	0,00	-3,68
				-					
74	0,12008	SLU04-		34,99	0,19	0,86	0,03	0,00	-4,63

Si verifica il collegamento considerando la combinazione più gravosa SLV-TRAS max:

Ned = 40,1 kN

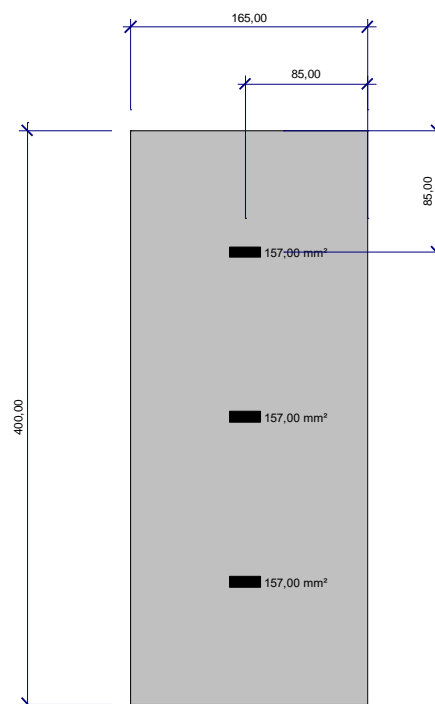
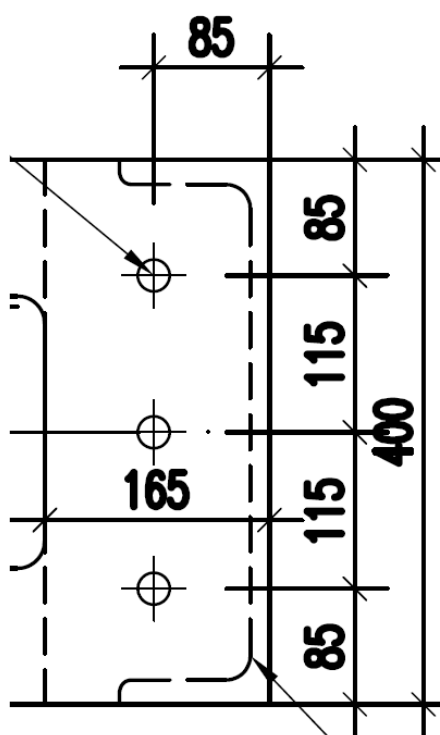
Med = 4,08 kNm

Ved = 7 kN

Il taglio viene assorbito da tutti e 3 i bulloni:

$F_{v,ed,b} = Ved / 6 = 2,3 \text{ kN}$

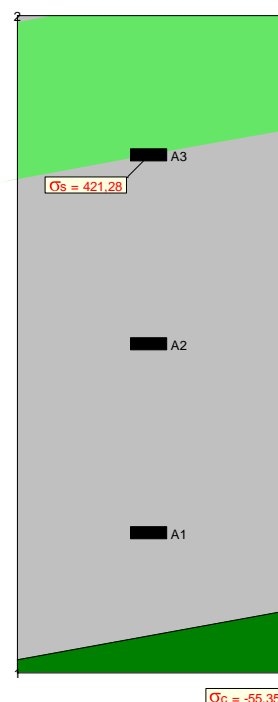
Lo sforzo assiale con momento viene assegnato a tutti i bulloni:



La trazione agente sul bullone più sollecitato vale

$$F_{t,Ed} = 422 \text{ N/mm}^2 \times 157 \text{ mm}^2 = 66,3 \text{ kN}$$

La verifica è ampiamente soddisfatta:



Classe bullone 8.8 diametro d 16 f_{yb} 640 f_{ub} 800 N/mm²

☒ Sezione filettata
☐ Sezione lorde

Area 157,0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) F_{v,Rd} 60,29 kN

Resistenza a trazione F_{t,Rd} 90,43 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

F_{v,Sd} 2,3 F_{t,Sd} 66,3 kN

$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0,038 + 0,524 = 0,562$ OK

9.3.2 Collegamento con tirafondi delle colonne UPN400 al baggiolo

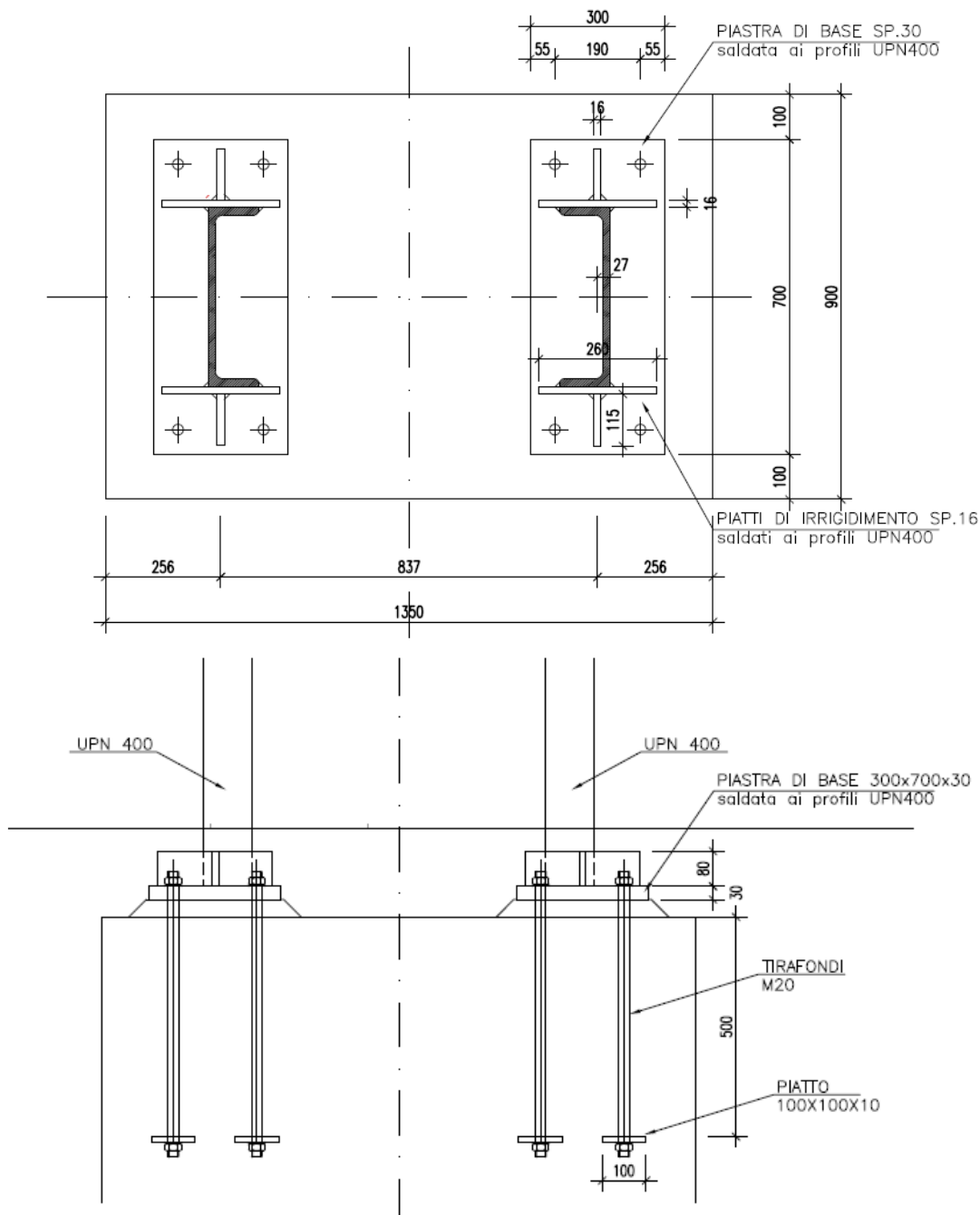
Si verificano i tirafondi M20 in acciaio S275 (A_{res} = 245mm²).

Si riporta qui di seguito le massime sollecitazioni agenti sul collegamento al baggiolo con tirafondi. Le sollecitazioni si riferiscono al singolo montante UPN400.

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
			e				KN-	KN-	
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	m	m	KN-m

			100,4	-					
71	0 SLU01+		4	0,76	2,37	-0,03	1,85	-2,90	
				-					
71	0 SLU02+		97,86	0,80	2,35	-0,03	1,84	-3,40	
				-					
71	0 SLU03+		9,53	1,26	1,80	-0,05	1,54	-4,83	
				-					
71	0 SLU04+		26,73	1,93	1,92	-0,05	1,61	-7,72	
71	0 SLV-TRAS	Max	46,70	7,44	2,80	0,02	2,63	24,78	
				-	-				
71	0 SLV-TRAS	Min	24,52	7,44	2,53	-0,02	-2,58	24,78	
71	0 SLV-LONG	Max	72,57	2,23	9,01	0,01	8,71	7,43	
				-	-				
71	0 SLV-LONG	Min	-1,35	2,23	8,75	-0,01	-8,66	-7,43	
			110,2	-	-				
71	0 SLU01-		1	0,76	1,25	-0,03	-1,35	-2,90	
			107,6	-	-				
71	0 SLU02-		3	0,80	1,27	-0,03	-1,36	-3,40	
				-	-				
71	0 SLU03-		19,30	1,26	1,82	-0,05	-1,65	-4,83	
				-	-				
71	0 SLU04-		36,50	1,93	1,71	-0,05	-1,59	-7,72	



La combinazione più gravosa risulta la SLV-Trasv:

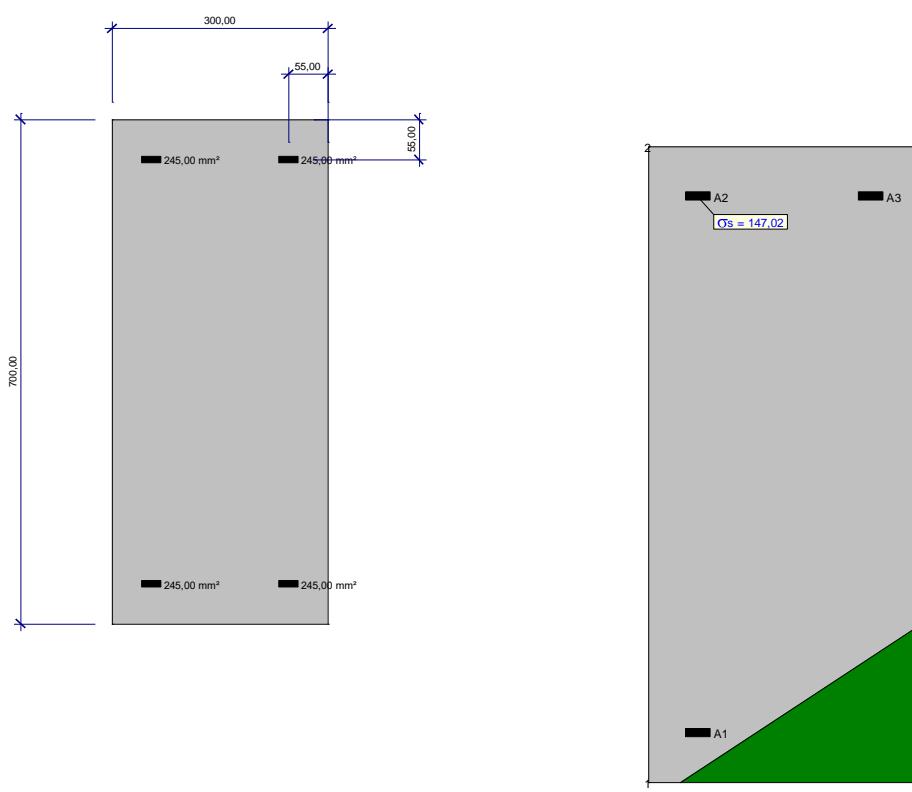
Lo sforzo di taglio vale:

VSRSS = 8 kN

Che viene assorbito dai 4 tirafondi M20: Ved, tirafondo = $8 / 4 = 2 \text{ kN}$

$$\tau = 2000 / (2/3 \times 245) = 13 \text{ N/mm}^2$$

Si calcola ora la massima trazione agente sui tirafondi:



La massima trazione nei tirafondi vale:

$$\sigma = 147 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{id} = (147^2 + 3 \times 13^2)^{0.5} = 150 \text{ N/mm}^2 < 275 / 1,05 = 261,9 \text{ N/mm}^2$$

Verifica soddisfatta.

Verifica ancoraggio tirafondi M20 – Leff = 500mm

Si riporta la verifica dell'ancoraggio dei tirafondi con testa a martello seguendo le indicazioni contenute al par. 7.4.5.4 del testo di Balio – Mazzolani "Strutture in acciaio".

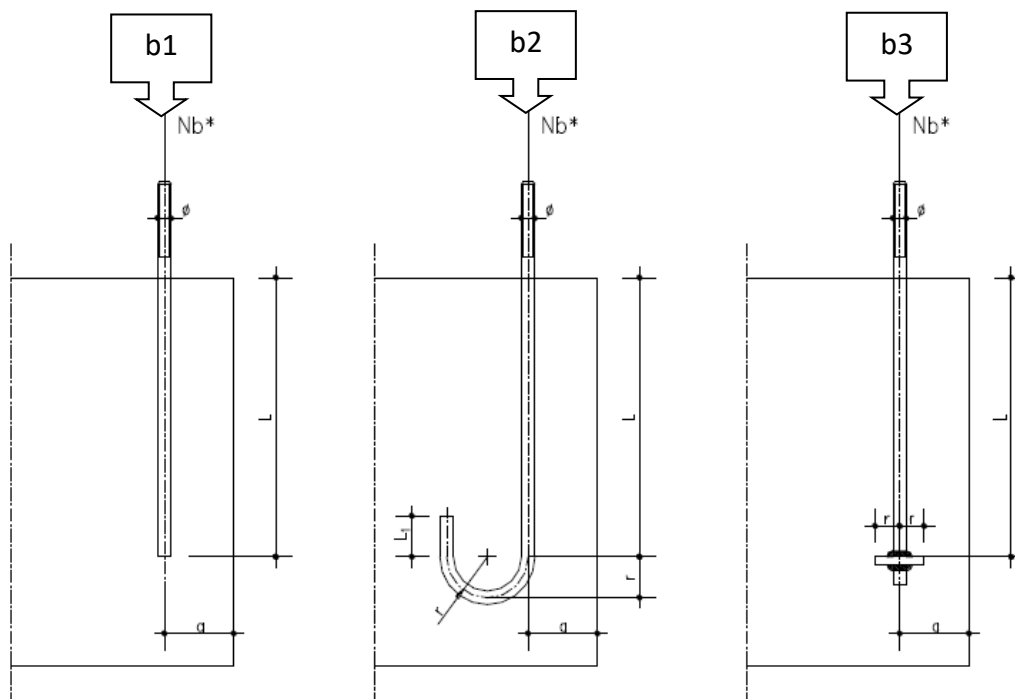


Figura 23 - Schemi di tirafondi: b1, b2 e b3

Per il caso b3 della figura precedente, la portata di ancoraggio a trazione delle barre si può calcolare come:

$$Nb^* = \frac{fbd}{\left(1 + \frac{\phi}{a}\right)^2} \pi \phi L + fcd \alpha \pi r^2$$

Con:

$$\alpha = \begin{cases} 1 - \frac{r}{L} & \text{per } L \leq a \\ 1 - \frac{r}{a} & \text{per } L \geq a \end{cases}$$

Essendo:

$f_{bd} = 1,23 \text{ N/mm}^2$	aderenza delle barre lisce nel calcestruzzo C30/37
$f_{cd} = 17,0 \text{ N/mm}^2$	resistenza di progetto del calcestruzzo C30/37
$\phi = 20 \text{ mm}$	Diametro tirafondi
$L = 500 \text{ mm}$	Lunghezza efficace dei tirafondi
$r = 50 \text{ mm}$	raggio equivalente della piastra a martello
$a = 160 \text{ mm}$	distanza del tirafondo dal bordo della fondazione
$\alpha = 0,69$	

Sostituendo nella formula si ottiene:

$$N_b^* = 122,4 \text{ kN} > N_{ed} = 36 \text{ kN}$$

Verifica ampiamente soddisfatta.

9.4 VERIFICHE FONDAZIONE

9.4.1 Baggioli in c.a.

Si riporta la verifica dei baggioli di fondazione in calcestruzzo di classe C30/37 aventi sezione 90x135cm e altezza 80cm.

L'armatura verticale è costituita da 20 ϕ 16 distribuiti lungo il perimetro, mentre l'armatura trasversale si compone di staffe chiuse ϕ 8/15cm più spilli interni anch'essi del diametro 8mm.

I parametri di sollecitazione agenti alla base del baggiolo delle pensiline centrali sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7 – Parametri di sollecitazione nella sezione di base dei baggioli pensiline centrali

TABLE: Element Forces -

Frames

Fram e	Statio n	OutputCase	StepTy pe	P	V2=V y	V3=V x	T KN- m	M2=M yy	M3=M xx
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	m	KN-m	KN-m

				-					
				103,6					
40	0	SLU01+		4	-4,56	3,11	1,45	-108,88	-14,87
				-					
				102,1					
40	0	SLU02+		0	-4,56	3,07	1,41	-106,12	-15,80
				-					
40	0	SLU03+		-39,17	-7,61	2,06	2,42	-10,39	-24,78
				-					
40	0	SLU04+		-49,48	-8,39	2,27	2,16	-28,78	-30,60
40	0	SLV-TRAS	Max	-51,57	19,96	5,61	1,80	-22,07	73,45
				-					
40	0	SLV-TRAS	Min	-52,91	19,96	-5,18	1,80	-60,49	-73,45
40	0	SLV-LONG	Max	-50,01	5,99	18,18	0,54	22,75	22,04
				-					
40	0	SLV-LONG	Min	-54,48	-5,99	17,75	0,54	-105,31	-22,04
				-					
				103,6					
40	0	SLU01-		4	-4,56	-1,09	1,45	-125,01	-14,87
				-					
				102,1					
40	0	SLU02-		0	-4,56	-1,13	1,41	-122,25	-15,80
				-					
40	0	SLU03-		-39,17	-7,61	-2,14	2,42	-26,53	-24,78
				-					
40	0	SLU04-		-49,48	-8,39	-1,93	2,16	-44,92	-30,60

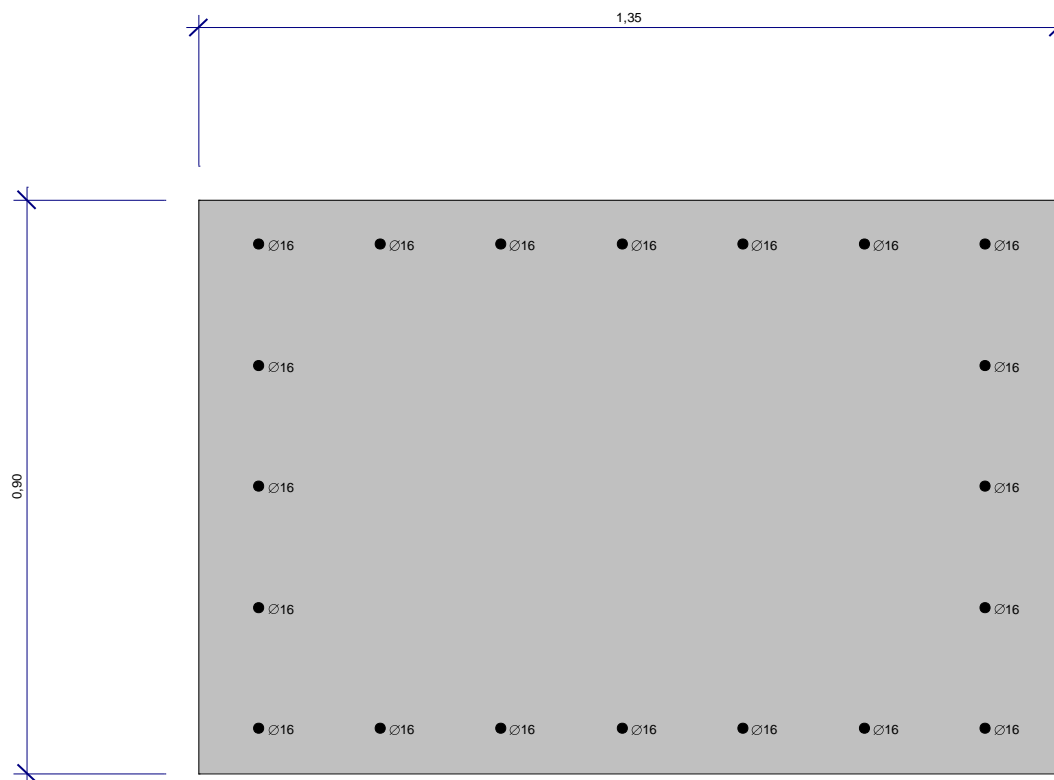
Tabella 8 – Parametri di sollecitazione nella sezione di base dei baggioli pensiline centrali

TABLE: Element Forces -
Frames

Fram e	Station	OutputCase	StepType	P	V2=V y	V3=V x	T KN- m	M2=My y	M3=Mx x
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN		KN-m	KN-m
				-					
				91,8					
40	0	SLU01+		3	4,56	2,56	1,76	-89,81	7,78
				-					
				91,8					
40	0	SLU02+		3	4,56	2,56	1,76	-89,81	7,78

			-					
			39,5					
40	0	SLU03+	5	7,61	1,93	2,25	-11,95	28,42
			-					
			39,5					
40	0	SLU04+	5	-7,61	2,01	2,58	-11,43	-21,15
			-					
			45,0					
40	0	SLV-TRAS	1	18,70	5,03	1,73	-18,68	66,07
			-					
			53,9					
40	0	SLV-TRAS	8	18,70	-4,99	1,61	-55,95	-68,95
			-					
			46,5					
40	0	SLV-LONG	2	6,16	16,02	0,66	19,45	19,74
			-					
			52,4					
40	0	SLV-LONG	6	-6,16	15,99	0,54	-94,08	-22,62
			-					
			91,8					
40	0	SLU01-	3	4,56	-1,66	1,76	-106,12	7,78
			-					
			91,8					
40	0	SLU02-	3	4,56	-1,66	1,76	-106,12	7,78
			-					
			39,5					
40	0	SLU03-	5	7,61	-2,29	2,25	-28,26	28,42
			-					
			39,5					
40	0	SLU04-	5	-7,61	-2,22	2,58	-27,75	-21,15

Sezione di verifica



Baggiolo pensiline centrali

Sollecitazioni di progetto

Comb	Descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	SLU01+	-103,64	0,00	0,00	-14,87	-
108,88						
2	SLU02+	-102,10	0,00	0,00	-15,80	-
106,12						
3	SLU03+	-39,17	0,00	0,00	-24,78	-
10,39						
4	SLU04+	-49,48	0,00	0,00	-30,60	-
28,78						
5	SLV-TRAS	-51,57	0,00	0,00	73,45	-
22,07						
6	SLV-TRAS	-52,91	0,00	0,00	-73,45	-
60,49						
7	SLV-LONG	-50,01	0,00	0,00	22,04	22,75
8	SLV-LONG	-54,48	0,00	0,00	-22,04	-
105,31						
9	SLU01-	-103,64	0,00	0,00	-14,87	-
125,01						
10	SLU02-	-102,10	0,00	0,00	-15,80	-
122,25						
11	SLU03-	-39,17	0,00	0,00	-24,78	-
26,53						

12	SLU04-	-49,48	0,00	0,00	-30,60	-
44,92						

3.2 Sollecitazioni Resistenti (M,N)

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-21547,31	-0,0035 (sez)	1546,40	0,01 (arm)
Mx	-620,40	0,01 (arm)	621,34	0,01 (arm)
My	-939,75	0,01 (arm)	915,45	0,01 (arm)

3.3 Verifiche

Comb	Descrizione	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	SLU01+	16,9947	sezione
2	SLU02+	17,5847	sezione
3	SLU03+	54,7921	sezione
4	SLU04+	36,8403	sezione
5	SLV-TRAS	11,3521	armatura
6	SLV-TRAS	10,5829	sezione
7	SLV-LONG	62,4462	sezione
8	SLV-LONG	11,9408	sezione
9	SLU01-	13,1837	sezione
10	SLU02-	13,5272	sezione
11	SLU03-	42,2043	sezione
12	SLU04-	28,4868	sezione

Baggiolo pensiline laterali

Sollecitazioni di progetto

Comb	Descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	SLU01+	-91,83	0,00	0,00	7,78	-
89,81						
2	SLU02+	-91,83	0,00	0,00	7,78	-
89,81						
3	SLU03+	-39,55	0,00	0,00	28,42	-
11,95						
4	SLU04+	-39,55	0,00	0,00	-21,15	-
11,43						
5	SLV-TRAS	-45,01	0,00	0,00	66,07	-
18,68						
6	SLV-TRAS	-53,98	0,00	0,00	-68,95	-
55,95						
7	SLV-LONG	-46,52	0,00	0,00	19,74	19,45
8	SLV-LONG	-52,46	0,00	0,00	-22,62	-
94,08						
9	SLU01-	-91,83	0,00	0,00	7,78	-
106,12						
10	SLU02-	-91,83	0,00	0,00	7,78	-
106,12						
11	SLU03-	-39,55	0,00	0,00	28,42	-
28,26						
12	SLU04-	-39,55	0,00	0,00	-21,15	-
27,75						

Sollecitazioni Resistenti (M,N)

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-21547,31	-0,0035 (sez)	1546,40	0,01 (arm)
Mx	-620,40	0,01 (arm)	621,34	0,01 (arm)
My	-939,75	0,01 (arm)	915,45	0,01 (arm)

Verifiche

Comb	Descrizione	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	SLU01+	22,3481	sezione
2	SLU02+	22,3481	sezione
3	SLU03+	42,2855	armatura
4	SLU04+	70,7257	sezione
5	SLV-TRAS	12,5232	armatura
6	SLV-TRAS	11,6309	sezione
7	SLV-LONG	73,3002	sezione
8	SLV-LONG	13,6529	sezione
9	SLU01-	16,2143	sezione
10	SLU02-	16,2143	sezione
11	SLU03-	35,4957	sezione

La verifica di resistenza allo SLU di presso-flessione deviata è soddisfatta con ampi margini di sicurezza, sia per i baggioli delle pensiline centrali, sia per quelli delle pensiline laterali.

Con questi margini di sicurezza (maggiori di 10) le verifiche di fessurazione si possono ritenere implicitamente soddisfatte.

9.4.2 Plinti pensiline centrali

Si riporta la verifica di resistenza del plinto di fondazione della pensilina centrale con banchina di larghezza 3,5m.

Il massimo momento flettente che tende le fibre inferiori vale

$M_{Ed} = 45 \text{ kNm/m}$

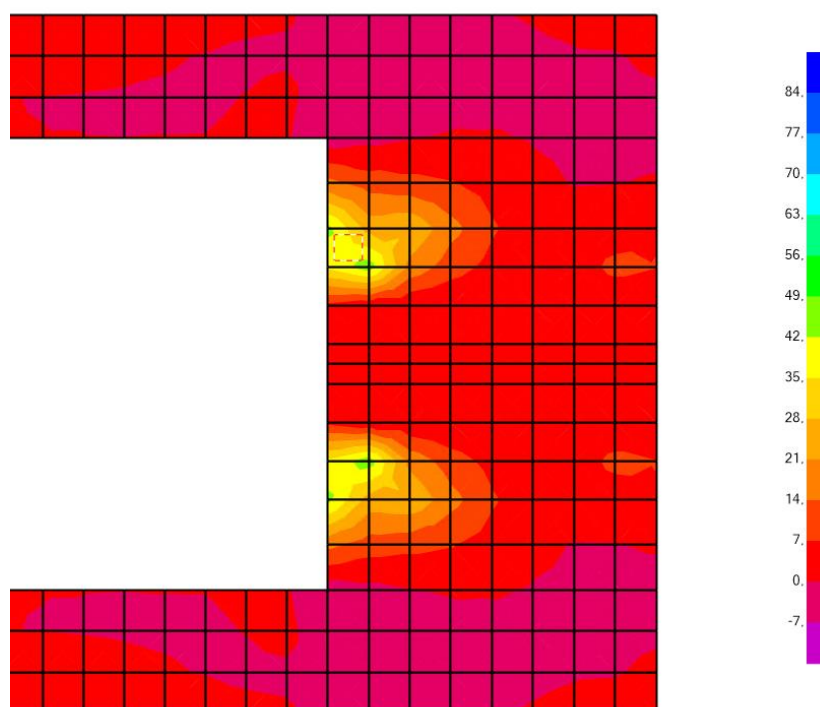


Figura 24 – Involuppo massimo momento positivo attorno asse X

Il minimo momento flettente che tende le fibre superiori vale:

$M_{Ed} = -25 \text{ kNm/m}$

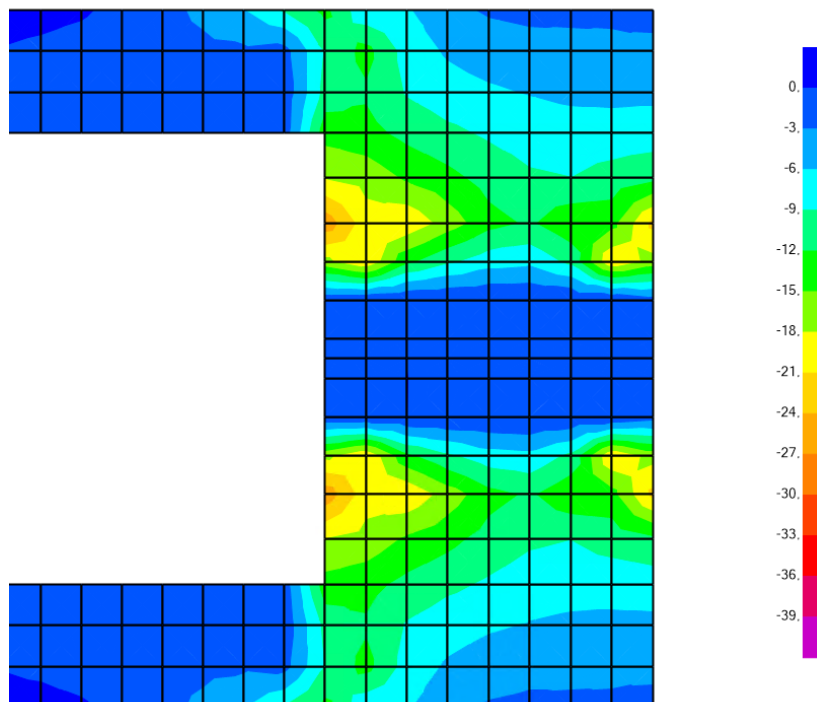


Figura 25 – Involuppo massimo momento positivo attorno asse X

Si verifica la sezione rettangolare di base 1m e spessore 50cm armata simmetricamente con barre inferiori e superiori $\varnothing 16$ passo 20cm.

SEZIONE RETTANGOLARE: Base $b = 1000$ mm; Altezza $h = 500$ mm.

CALCESTRUZZO

$f_{ck} = 30,0$ N/mm² Resistenza caratteristica cilindrica a compressione;

$\gamma_c = 1,5$ Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo;

$\alpha_{cc} = 0,85$ Coefficiente riduttivo delle resistenze di lunga durata;

$f_{cd} = 0,85f_{ck}/\gamma_c = 17,0$ N/mm² Resistenza di calcolo a compressione.

ACCIAIO B450C

$f_{yk} = 450$ N/mm² Tensione caratteristica di snervamento;

$\gamma_s = 1,15$ Coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio;

$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391$ N/mm² Tensione di calcolo;

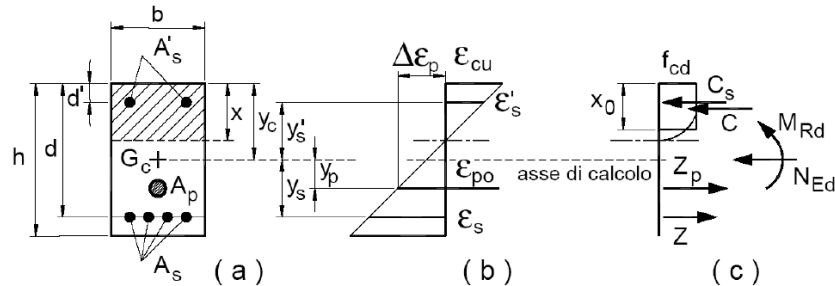
$E_s = 2,0 \times 10^5$ N/mm² Modulo elastico dell'acciaio;

$\epsilon_{yd} = 0,002$ Deformazione limite di snervamento.

ARMATURE

$A_s = 1005 \text{ mm}^2$ Armatura tesa; $d = 440 \text{ mm}$ distanza da bordo compresso;

$A's = 1005 \text{ mm}^2$ Armatura compressa; $d' = 60 \text{ mm}$ distanza da bordo compresso.



SOLLECITAZIONI ESTERNE AGENTI (SEZ. 0)

$N_{Ed} = 0,0 \text{ kN}$ Sforzo normale ("-" = compressione);

$M_{Ed} = 45,0 \text{ kNm}$ Momento flettente.

DEFORMAZIONI LIMITE

$X = 45,8 \text{ mm}$ Distanza asse neutro da bordo compresso;

$X_o = 0,8X = 36,6 \text{ mm}$ Altezza dello stress-block;

$\epsilon_{cu} = -0,35\%$ Deformazione calcestruzzo;

$\epsilon'_s = 0,11\%$ Deformazione acciaio compresso $A's$;

$\epsilon_s = 3,01\%$ Deformazione acciaio teso.

SOLLECITAZIONI INTERNE

$C = -622,7 \text{ kN}$ Risultante delle compressioni nel calcestruzzo;

$C_s = 229,3 \text{ kN}$ Risultante nell'acciaio $A's$;

$Z = 393,4 \text{ kN}$ Risultante nell'acciaio teso A_s .

SOLLECITAZIONI RESISTENTI

$N_{Rd} = C + C_s + Z = N_{Ed} = 0,0 \text{ kN}$ Sforzo normale;

$M_{Rd} = 175,4 \text{ kNm}$ Momento resistente;

$M_{Rd} / M_{Ed} = 3,90 > 1$ Verifica soddisfatta.

9.4.3 Plinti pensiline laterali

Si riporta la verifica di resistenza del plinto di fondazione della pensilina laterale con banchina di larghezza 2,5m.

Il massimo momento flettente che tende le fibre inferiori vale

$M_{Ed} = 32 \text{ kNm/m}$

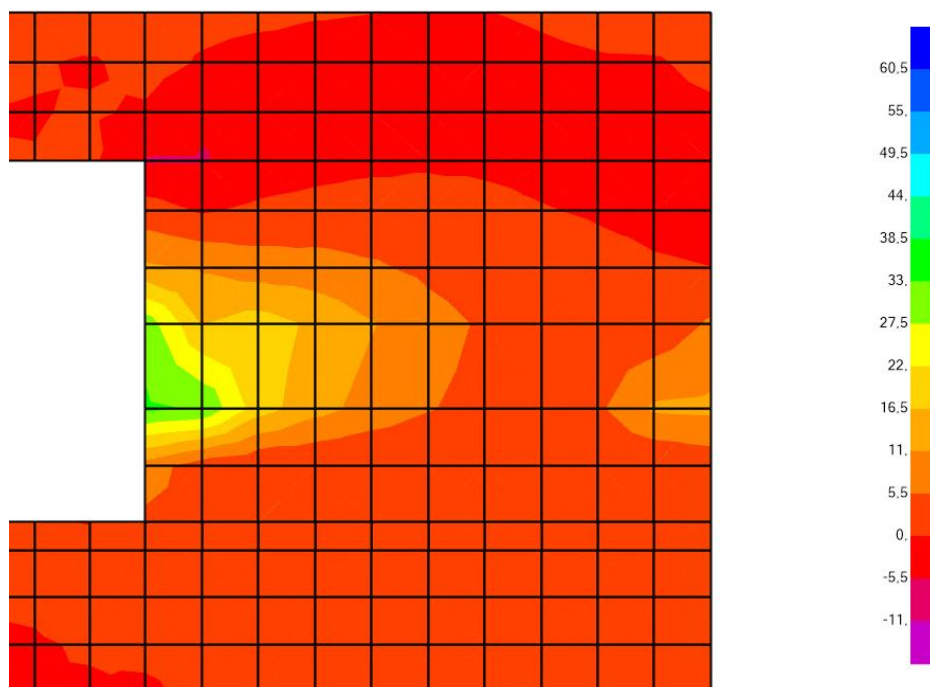


Figura 26 – Involuppo massimo momento positivo attorno asse X

Il minimo momento flettente che tende le fibre superiori vale:

$$M_{Ed} = -55 \text{ kNm/m}$$

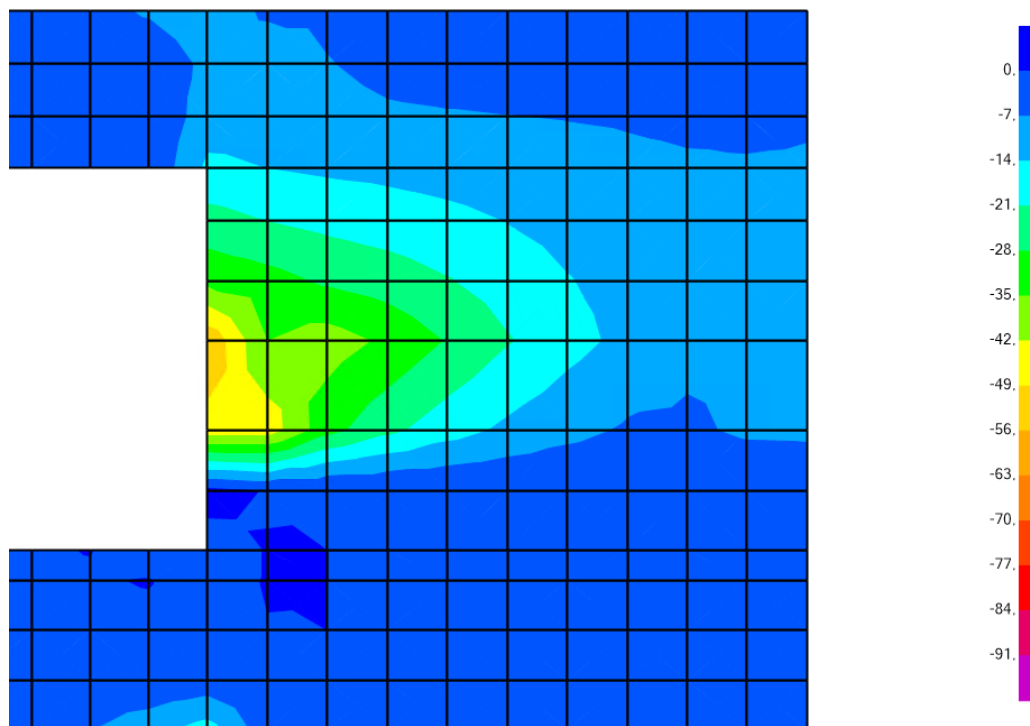


Figura 27 – Involuppo massimo momento positivo attorno asse X

Si verifica la sezione rettangolare di base 1m e spessore 50cm armata simmetricamente con barre inferiori e superiori $\varnothing 16$ passo 20cm.

SEZIONE RETTANGOLARE: Base $b = 1000$ mm; Altezza $h = 500$ mm.

CALCESTRUZZO

$f_{ck} = 30,0$ N/mm² Resistenza caratteristica cilindrica a compressione;

$\gamma_c = 1,5$ Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo;

$\alpha_{cc} = 0,85$ Coefficiente riduttivo delle resistenze di lunga durata;

$f_{cd} = 0,85f_{ck}/\gamma_c = 17,0$ N/mm² Resistenza di calcolo a compressione.

ACCIAIO B450C

$f_{yk} = 450$ N/mm² Tensione caratteristica di snervamento;

$\gamma_s = 1,15$ Coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio;

$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391$ N/mm² Tensione di calcolo;

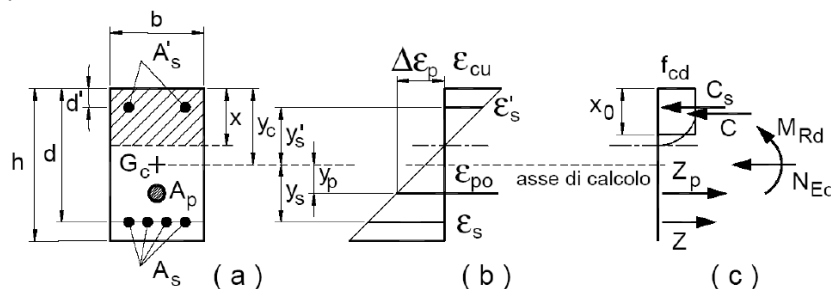
$E_s = 2,0 \times 10^5$ N/mm² Modulo elastico dell'acciaio;

$\epsilon_{yd} = 0,002$ Deformazione limite di snervamento.

ARMATURE

$A_s = 1005 \text{ mm}^2$ Armatura tesa; $d = 440 \text{ mm}$ distanza da bordo compresso;

$A's = 1005 \text{ mm}^2$ Armatura compressa; $d' = 60 \text{ mm}$ distanza da bordo compresso.



SOLLECITAZIONI ESTERNE AGENTI (SEZ. 0)

$N_{Ed} = 0,0 \text{ kN}$ Sforzo normale ("-" = compressione);

$M_{Ed} = 55,0 \text{ kNm}$ Momento flettente.

DEFORMAZIONI LIMITE

$X = 45,8 \text{ mm}$ Distanza asse neutro da bordo compresso;

$X_o = 0,8X = 36,6 \text{ mm}$ Altezza dello stress-block;

$\epsilon_{cu} = -0,35\%$ Deformazione calcestruzzo;

$\epsilon'_s = 0,11\%$ Deformazione acciaio compresso $A's$;

$\epsilon_s = 3,01\%$ Deformazione acciaio teso.

SOLLECITAZIONI INTERNE

$C = -622,7 \text{ kN}$ Risultante delle compressioni nel calcestruzzo;

$C_s = 229,3 \text{ kN}$ Risultante nell'acciaio $A's$;

$Z = 393,4 \text{ kN}$ Risultante nell'acciaio teso A_s .

SOLLECITAZIONI RESISTENTI

$N_{Rd} = C + C_s + Z = N_{Ed} = 0,0 \text{ kN}$ Sforzo normale;

$M_{Rd} = 175,4 \text{ kNm}$ Momento resistente;

$M_{Rd} / M_{Ed} = 3,19 > 1$ Verifica soddisfatta.

9.4.4 Travi di collegamento

Si considera la trave-cordolo più sollecitata della fondazione pensiline laterali di larghezza 2m.

La combinazione più gravosa è la SLU01+. L'andamento degli sforzi assiali nella parete più sollecitata è riportato nella seguente figura.

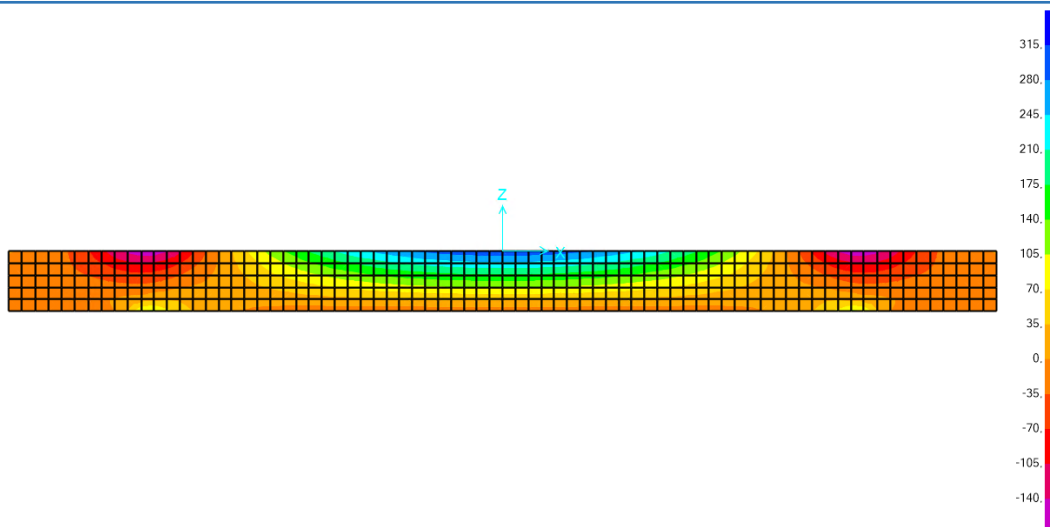


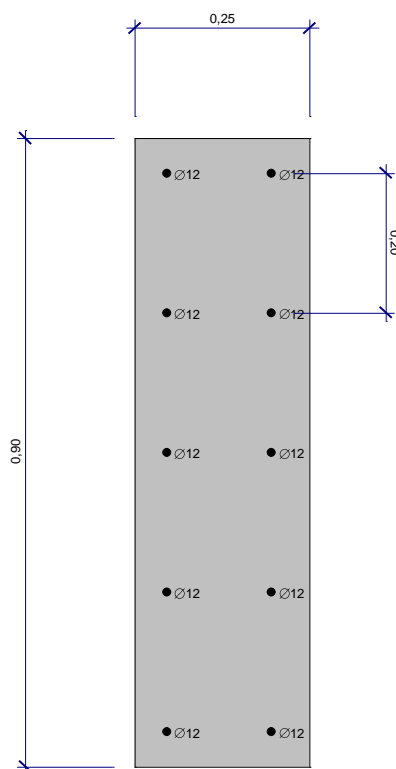
Figura 28 – Sforzo assiale nelle pareti delle travi di collegamento

La sezione di mezzeria è quella più sollecitata. Facendo l'integrale degli sforzi assiali sull'altezza della sezione si ottengono i seguenti parametri di sollecitazione:

$$N_{Ed} = +125 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 24 \text{ kNm}$$

La sezione di verifica è la seguente:



Sollecitazioni di progetto

Comb	Descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	Combinazione 1	125,00	0,00	0,00	24,00	0,00

Sollecitazioni Resistenti (M,N)

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-4121,84	-0,0035 (sez)	420,91	0,01 (arm)
Mx	-174,64	0,01 (arm)	174,44	0,01 (arm)
My	-47,53	0,01 (arm)	43,04	0,01 (arm)

Verifiche

Comb	Descrizione	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	Combinazione 1	2,3925	armatura

La verifica trascura il contributo alla resistenza offerto dalla fondazione. L'elevato margine di sicurezza anche in questo caso consente di ritenere le verifiche di fessurazione implicitamente soddisfatte.

10 VERIFICHE GEOTECNICHE

Dall'analisi delle reazioni alla base si vede che il carico assiale stabilizzante dovuto ai soli carichi permanenti è mediamente 10 volte superiore alle azioni orizzontali trasmesse dalla sovrastruttura.

La geometria della fondazione consente infatti una elevata sicurezza nei confronti dello scorrimento e del ribaltamento.

Anche i cedimenti differenziali tra i due plinti sono irrilevanti grazie alle travi che collegano i due plinti.

Si riporta nel seguito la verifica delle pressioni sul terreno per la fondazione delle pensiline laterali di larghezza 2m.

10.1 PRESSIONI SUL TERRENO

L'inviluppo delle pressioni minime mostra che la fondazione è sempre interamente compressa in tutte le combinazioni analizzate.

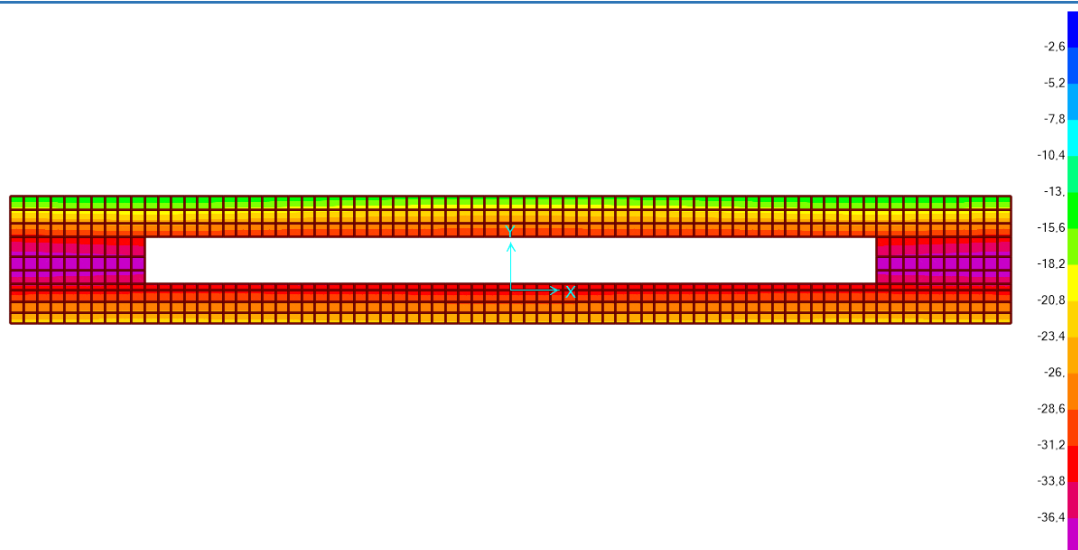


Figura 29 – Involuppo Pressioni minime (fondazione interamente compressa)

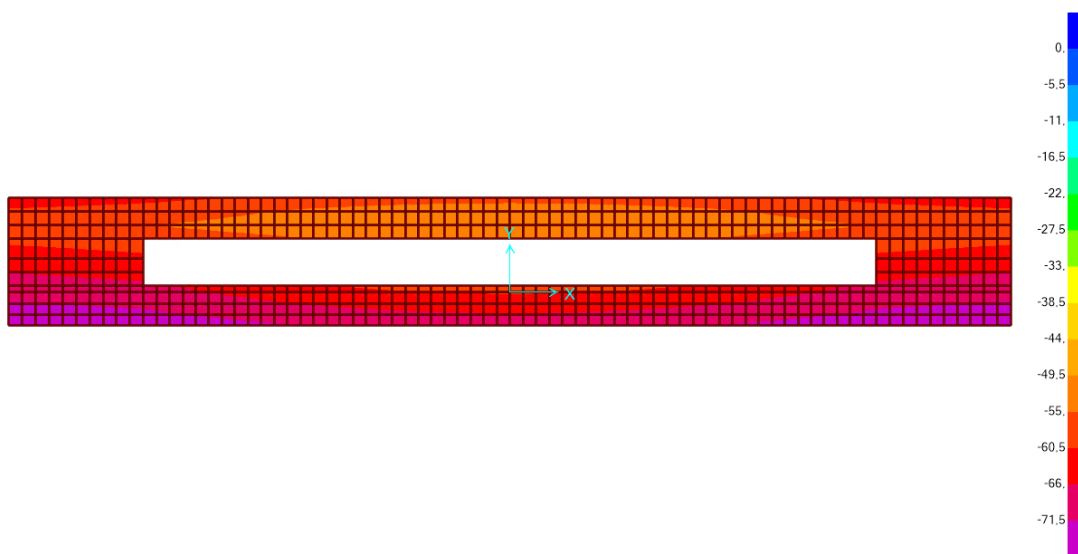


Figura 30 – Involuppo Pressioni massime

La massima pressione trasmessa dalla fondazione al terreno in comb. SLU/SLV vale:

$$\sigma_t = 70 \text{ kN/m}^2 \quad \text{pari a } 0,7 \text{ daN/cm}^2$$

10.2 CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE

Si considera una fondazione nastriforme di larghezza 60cm e lunghezza 15m.

La pressione ultima del terreno risulta:

$$q_{lim} = 280 \text{ kN/m}^2$$

Applicando il coefficiente di sicurezza $\gamma_{R3} = 2,3$ si ottiene il carico resistente di progetto:

$$q_{Rd} = 280/2,3 = 122 \text{ kN/m}^2 > 70 \text{ kN/m}^2$$

Verifica soddisfatta. Qui di seguito si riporta il calcolo della resistenza di progetto del terreno.

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI DIRETTE

Dimensioni della fondazione tipo NASTRIFORME

$$B = 0,60 \text{ m}$$

$$L = 15,00 \text{ m}$$

$$A = 9,00 \text{ m}^2$$

$$D = 1,20 \text{ m}$$

profondità del piano di fondazione

Sollecitazioni alla base della fondazione

Comb. 0

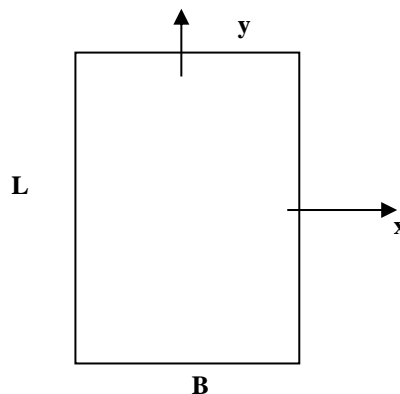
$$N = 630,0 \text{ kN}$$

$$H_x = 0,0 \text{ kN}$$

$$H_y = 0,0 \text{ kN}$$

$$M_{xx} = 0,0 \text{ kNm}$$

$$M_{yy} = 0,0 \text{ kNm}$$



Caratteristiche del terreno

Condizioni	D	(D = Drenate; ND = Non Drenate)
Terreno immerso [s/n] =	n	
$\gamma =$	19 kN/m ³	peso specifico del terreno posto sopra il piano di fondazione
$\gamma' =$	19 kN/m ³	
$\gamma_2 =$	19 kN/m ³	peso specifico del terreno di fondazione
$\gamma_2' =$	19 kN/m ³	
$\phi =$	22 °	
$c' =$	0 kN/m ²	

Calcolo della capacità portante (Vesic, 1973, 1975):

H =	0 kN	
H/N =	0,00	
ex =	0,00 m	ey = 0,00 m
B' =	0,60 m	L' = 15,00 m
q = $\gamma' D$ =	22,8 kN/m ²	ped = N/(B'xL') = 70,00 kN/m ²

Fattori di capacità portante:

Nc =	16,88
Nq =	7,82
N γ =	7,13

Fattori di forma della fondazione con eccentricità:

sc =	1,00
sq =	1,00
s γ =	1,00

Fattore di inclinazione del carico:

ic =	1,00	m = 1,96
iq =	1,00	
i γ =	1,00	

Fattori di profondità della fondazione:

k =	1,11
dc =	1,44
dq =	1,35
d γ =	1,00

Calcolo carico limite in condizioni Drenate

qlim =	281 kN/m ²	qlim/2,3 = 122,3246
Nlim =	2.532 kN	
γR_3 =	2,3	
NRd = Nlim/ γR_3 =	1101	
Fs = NRd / N =	1,75	

11 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

Nel presente capitolo si riporta il giudizio motivato di accettabilità dei risultati a mezzo di confronto con risultati forniti da schemi approssimati, come richiesto dal DM 17/01/2018 – 10.2.

Per lo scopo si confrontano i risultati ottenuti dal modello di calcolo della pensilina metallica a portale incastrato alla base con le formulazioni analitiche della scienza delle costruzioni.

In particolare si considera la condizione di carico neve agente sulla copertura della pensilina centrale che esercita sul traverso un carico uniforme pari a:

$$Q_n = 2,9 \text{ kN/m}$$

11.1 SOLLECITAZIONI DAL MODELLO DI CALCOLO

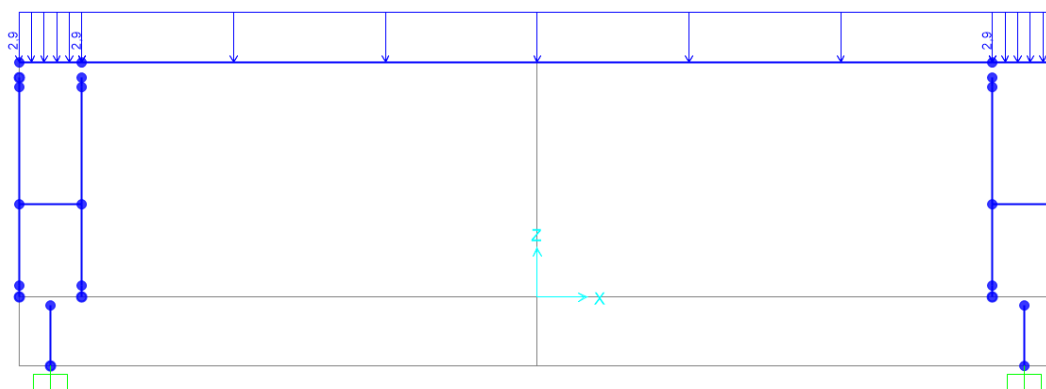


Figura 31 – Carico neve sulla pensilina centrale [kN/m]

Il modello di calcolo implementato fornisce i seguenti risultati in termini di momento flettente sul traverso.

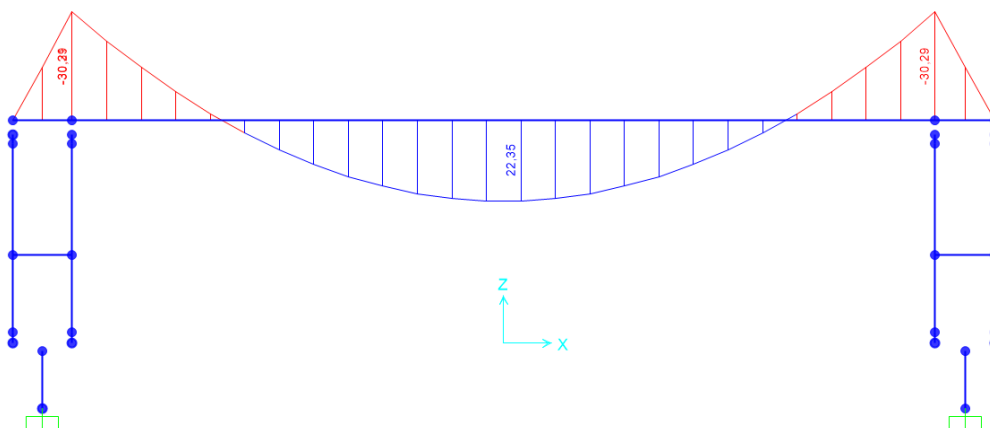


Figura 32 – Momento flettente dovuto al carico neve sulla pensilina centrale [kNm]

11.2 SOLLECITAZIONI DALLA FORMULAZIONE ANALITICA

La formulazione analitica per portali incastrati con carico uniforme p sul travesso è la seguente:

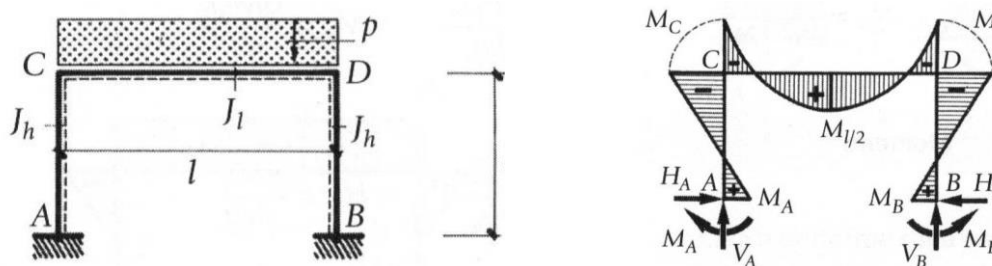


Figura 33 – Schema di calcolo della struttura a portale

La luce di calcolo del portale è $l=12,05\text{m}$, mentre l'altezza è $h=3,1\text{m}$.

Il carico uniforme vale $p=2,9\text{kN/m}$.

I momenti di inerzia delle colonne e del travesso sono:

- $J_h = (2 \times 8,460\text{E}-6 + 9,150\text{E}-3 \times 0,42^2) = 0,00163\text{ m}^4$ momento d'inerzia colonna composta
- $J_l = 4,677\text{E}-4\text{ m}^4$ momento d'inerzia travesso

Si definisce quindi:

$$k = (J_l / J_h) \times (h / l) = 7,38\text{E}-2$$

I momenti sul travesso calcolati analiticamente sono:

$$M_C = M_D = - \frac{pl^2}{6(2+k)}$$

$$M_{l/2} = \frac{pl^2}{8} - \frac{pl^2}{6(2+k)}$$

$$M_C = M_D = - 2,9 \times 12,05^2 / 6(2+3,7E-2) = -33,84 \text{ kNm}$$

$$M_{l/2} = 52,64 - 34,45 = 18,79 \text{ kNm}$$

11.3 CONFRONTO DEI RISULTATI OTTENUTI

Nel modello di calcolo il momento di incastro risulta leggermente inferiore a quello di calcolo: 30,29kNm contro 33,84kNm, probabilmente perché il modello tiene conto della minor rigidezza del nodo dovuta alla deformabilità del tratto di traverso che collega la sommità dei due profili con compongono ciascuna colonna.

Di conseguenza il momento in mezzzeria del traverso risulta superiore a quello calcolato analiticamente: 22,35kNm contro 18,79kNm.

La somma del momento di incastro e quello di mezzzeria risulta in entrambi i casi pari al momento atteso:

$$M_o = M_c + M_l / 2 = 1/8 p l^2 = 52,64 \text{ kNm}$$

I valori ottenuti dal modello sono confrontabili con quelli calcolati analiticamente. Le differenze riscontrate sono comunque motivate dalla diversa rigidezza del nodo di continuità traverso-colonna, che nel modello risulta meno rigido di quanto assunto nel calcolo analitico.

I risultati ottenuti dal modello si ritengono pertanto accettabili.