

PROGRAMMA INVESTIMENTI PER LE AREE PROTETTE 2024



ASSESSORATO PROGRAMMAZIONE TERRITORIALE, EDILIZIA, POLITICHE ABITATIVE, PARCHI E FORESTAZIONE, PARI OPPORTUNITÀ COOPERAZIONE INTERNAZIONALE ALLO SVILUPPO

REALIZZAZIONE DI UNA PASSERELLA SUL TORRENTE TRESINARO NEL COMUNE DI RUBIERA PER IL COMPLETAMENTO DELLA CICLOVIA DI INTERESSE REGIONALE ER13 E LA MOBILITA' SOSTENIBILE SUL FIUME SECCHIA IN VARIANTE ALLO STRUMENTO URBANISTICO COMUNALE (ART. 53 DELLA LR 24/2017)

CUP : D21B24000310002 CIG: B4EA3E0AEF

Progettisti:

Arch. Enrico Guaitoli Panini
Arch. Irene Esposito
Ing. Michele Baratta

Direttore dell' Ente per la Gestione dei Parchi e la Biodiversità Emilia Centrale

Arch. Valerio Fioravanti

Collaboratori:

Arch. Eleonora Vaccari
Arch. Alberto Coppi
Paes. Giulia Mazzali
Dott. Paes. Sara Martignoni
Dott. Arch. Michela Mezzetti

Responsabile del Procedimento Responsabile Unico del Progetto

Geom. Gabriele Mordini

Relazioni specialistiche e indagini:

Verifica preventiva dell'Interesse Archeologico
Archeomodena
Geologica-Geotecnica
Geol. Gianluca Vaccari
Idraulica-Idrologica
Ing. Yos Zorzi
Ing. Enrico Mongardi

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO ECONOMICA

Relazione di calcolo della passerella ciclopeditale

SCALA	FORMATO	
-	A4	
CODICE	REV.	DATA
RT-04	B	Maggio 2026

Enrico Guaitoli Panini e Irene Esposito architetti associati

Viale Marcello Finzi, 597 - 41122 - Modena

tel. 328/7421242 - 335/6058479

sito: www.fahreassociati.it mail: info@fahreassociati.it

P.IVA e C.F. 03224820369

RELAZIONE DI CALCOLO DELLA PASSERELLA CICLOPEDONALE

Indice generale

1	Premesse	3
2	Riferimenti normativi	7
3	Caratteristiche dei materiali	9
3.1	Materiali utilizzati.....	9
3.2	Copriferro	11
3.3	Aderenza barre per c.a.....	13
3.4	Durabilità e prescrizioni sui materiali	13
4	Caratteristiche del terreno	14
5	Codice di calcolo utilizzato	16
5.1	Origine e caratteristiche del codice di calcolo	16
5.2	Affidabilità' del codice utilizzato	16
6	Descrizione del modello di calcolo	17
7	Sezioni degli elementi strutturali	19
8	Carichi agenti sulla struttura	22
8.1	Analisi dei carichi.....	22
8.2	Combinazioni di carico	32
9	Analisi sismica della struttura.....	34
10	Apparecchi di appoggio.....	35
11	Stato di sollecitazione	36
11.1	Platee di fondazione spalle	36
11.2	Pareti in elevazione spalle.....	37
11.3	Baggioli.....	39
11.4	Correnti superiori, inferiori, diagonali	41
11.5	Traversi.....	42
11.6	Controventi inferiori	43
11.7	Controventi superiori.....	44
12	Verifiche di deformabilità	45
13	Verifiche di resistenza degli elementi strutturali in c.a.....	46
13.1	Platea di fondazione SPA	46

13.2	Parete in elevazione anteriore SPA.....	49
13.3	Parete in elevazione posteriore SPA.....	51
13.4	Soletta superiore SPA.....	53
13.5	Orecchi SPA.....	55
13.6	Platea di fondazione SPB.....	57
13.7	Parete in elevazione SPB.....	59
13.8	Muri d'ala	61
13.9	Paraghiaia.....	63
13.10	Baggioli.....	66
14	Verifiche di resistenza degli elementi strutturali in acciaio	67
14.1	Corrente superiore - tub. quad. 160x160x6.3mm	67
14.2	Corrente inferiore – tub. quad. 160x160x5mm.....	69
14.3	Diagonale - tub. quad. 160x160x5mm.....	70
14.4	Traverso inferiore - tub. quad. 160x160x5mm	71
14.5	Traverso superiore - tub. quad. 160x160x5mm	72
14.6	Longherina laterale – L60x60x8mm.....	74
14.7	Longherina centrale – 2xL60x60x8mm	75
14.8	Controvento inferiore – profilo circolare ϕ 16mm	76
14.9	Controvento superiore – profilo circolare ϕ 16mm.....	77
15	Verifica delle unioni bullonate	78
16	Verifica delle unioni saldate.....	78
17	Verifica d'instabilità fuori dal piano	79
18	Verifiche di portanza delle fondazioni	80
19	Verifiche allo stato limite di vibrazione.....	91
20	Accettabilità dei risultati (par.10.2 NTC2018).....	92
20.1	Verifica dei risultati	92
20.2	Giudizio motivato di accettabilità	93

1 Premesse

La presente relazione si inquadra nell'ambito del progetto di fattibilità economica dei lavori di miglioramento dell'accessibilità alla riserva regionale "cassa di espansione del Secchia" e del sito Rete Natura 2000, oltre all'integrazione della connessione con la Ciclovia del fiume Secchia e il percorso natura Secchia, mediante la realizzazione di una passerella ciclopeditone sul fiume Tresinaro.

Oggetto specifico di questa relazione è il calcolo strutturale di tale passerella.

Per l'opera in oggetto, avente luce di calcolo pari a 45m, si prevede un impalcato in acciaio autopatinabile (tipo Corten) a via ribassata costituito da n.2 travate reticolari a sezione scatolare, da traversi superiori ed inferiori posti ad interasse $i=3.00m$ e da controventi superiori e inferiori.

Il piano ciclabile, di larghezza netta pari a 2.50m, è realizzato mediante un grigliato elettroforgiato in acciaio zincato ed è delimitato da parapetti non scalabili "a bacchette" di altezza $H=1.50m$.

L'impalcato poggia mediante idonei apparecchi (schema statico di semplice appoggio) su due spalle in c.a. a fondazione diretta, che presentano due diverse geometrie: la spalla A (fissa per azioni sismiche longitudinali) è fondata su una platea di fondazione di spessore $s=0.80m$ ed è costituita da un portale in c.a. (elevazione frontale di spessore pari a 1.10m, elevazione posteriore di spessore pari a 0.50m, soletta superiore di spessore pari a 0.30m), che garantisce una maggiore trasparenza idraulica all'opera; la spalla B (mobile per azioni sismiche longitudinali) è costituita da una platea di fondazione avente spessore 0.80m, muro in elevazione frontale di spessore pari a 1.00m; paraghiaia ($s=0.20m$).

Orecchi e muri d'ala ($s=0.30m$) completano le due opere d'arte di sottofondazione, realizzando il sostegno dei rilevati di approccio alle spalle, dotati di parapetto in legno. Il riempimento a tergo delle spalle in corrispondenza del cuneo di spinta, all'intradosso del pacchetto di pavimentazione della pista ciclabile, è previsto in misto granulometrico stabilizzato.

Non si è considerata la presenza sulla passerella di un mezzo di soccorso e/o manutenzione: per tale motivo sarà necessario, all'atto esecutivo, prevedere dei paletti dissuasori in corrispondenza delle due estremità della struttura, al fine di consentire l'esclusivo transito di biciclette e pedoni.

Dal punto di vista altimetrico, la passerella è stata progettata prevedendo un franco idraulico pari a 1.50m (in accordo con le NTC2018 al punto 5.1.2.3) rispetto alla quota di tirante idraulico della piena duecentennale sia del fiume Tresinaro, sia del fiume Secchia (si rimanda alla relazione idraulica allegata al presente progetto).

Per la realizzazione delle spalle sono previsti movimenti terra (scavi e riporti) di modesta entità, ricadenti interamente nell'ambito del cantiere.

Per la costruzione dell'impalcato si prevede la preparazione in officina di n.5 conci interamente saldati in officina, che saranno poi trasportati a piè d'opera e ivi collegati mediante unioni bullonate, per poi procedere al varo mediante sollevamento.

Nelle seguenti figure sono riportate le caratteristiche geometriche dell'opera.

Si rimanda ai prossimi capitoli e agli elaborati grafici per maggiori dettagli.



Figura 1: Planimetria dell'intervento

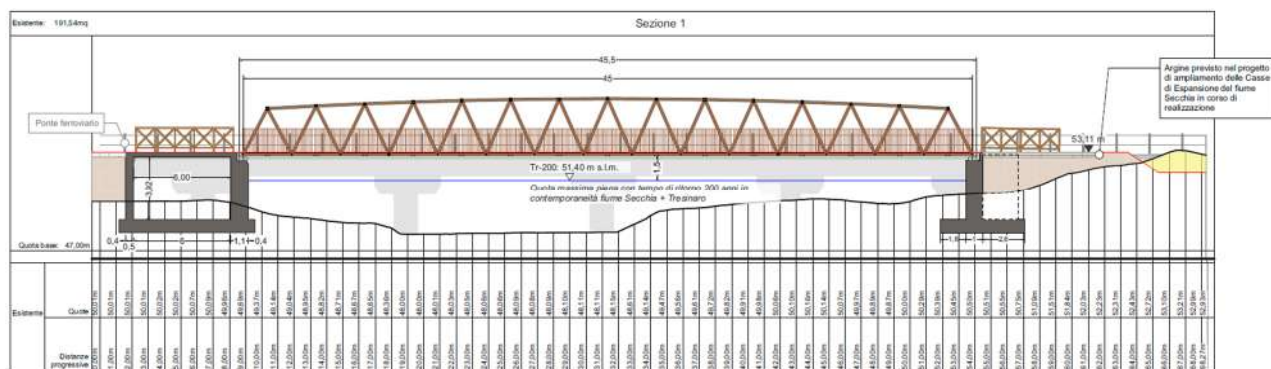


Figura 2 - Passerella ciclopeditonale - Prospetto

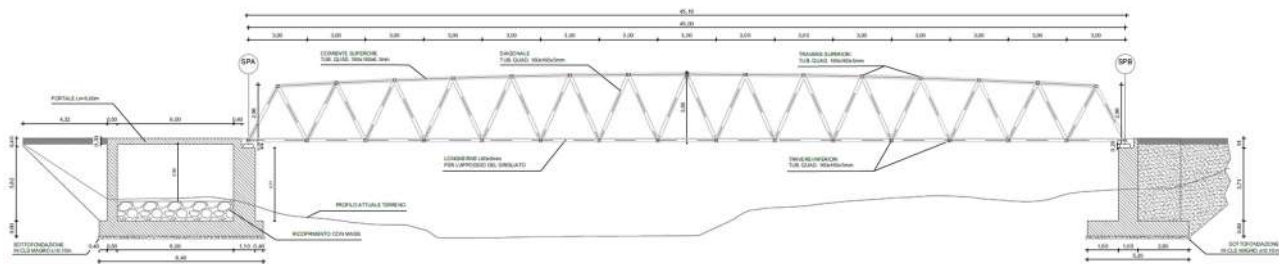


Figura 3 – Passerella ciclopedonale – Sezione longitudinale

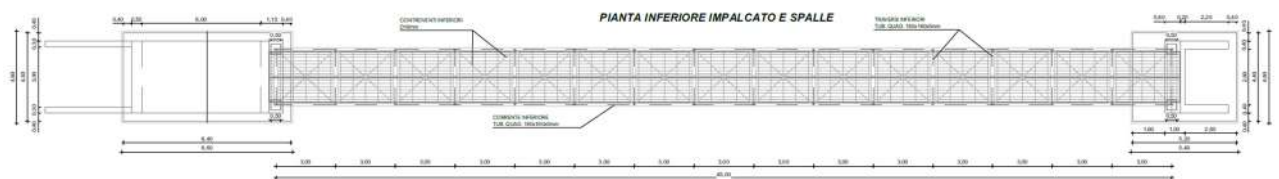


Figura 4 – Passerella ciclopedonale – Pianta strutturale inferiore

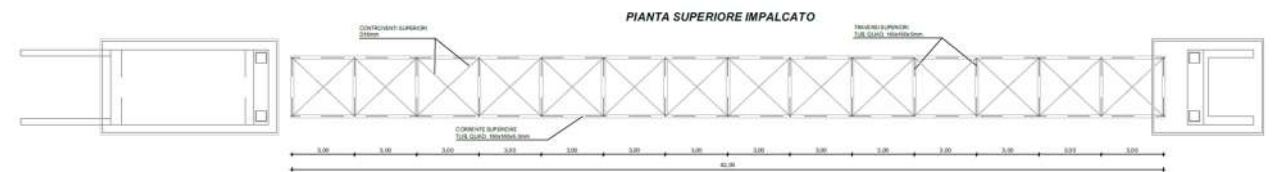


Figura 5 – Passerella ciclopedonale – Pianta strutturale superiore

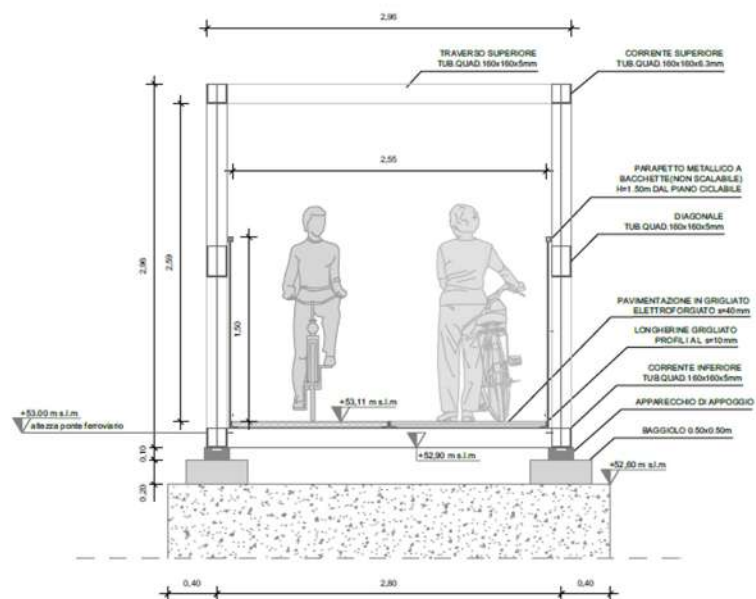


Figura 6 – Passerella ciclopedonale – Sezione trasversale



REGIONE EMILIA ROMAGNA - PROGRAMMA INVESTIMENTI AREE PROTETTE 2024

REALIZZAZIONE DI UNA PASSERELLA SUL TORRENTE TRESINARO NEL COMUNE DI RUBIERA PER IL COMPLETAMENTO DELLA CICLOVIA DI INTERESSE REGIONALE ER13 E LA MOBILITA' SOSTENIBILE SUL FIUME SECCHIA IN VARIANTE ALLO STRUMENTO URBANISTICO COMUNALE (ART. 53 DELLA LR 24/2017)

RELAZIONE DI CALCOLO DELLA PASSERELLA CICLOPEDONALE

2 Riferimenti normativi

Si riporta nel seguito il dettaglio del quadro normativo a cui si è fatto riferimento nella progettazione dell'opera in oggetto.

- D. M. 17/01/2018 – Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare C.S.LL.PP. 21/012019, n.7 - Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al D.M. 17/01/2018.
- D.M. 14/01/2008 - Norme tecniche per le Costruzioni 2008;
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;
- UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale;
- UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici;
- UNI EN 1991-1-2:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco;
- UNI EN 1991-1-3:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve;
- UNI EN 1991-1-4:2005 01/07/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento;
- UNI EN 1991-1-5:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche;
- UNI EN 1991-1-6:2005 26/09/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione;
- UNI EN 1991-1-7:2006 05/12/2006 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali;
- UNI EN 1991-2:2005 01/03/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti;
- UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1992-1-2:2005 01/04/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio;
- UNI EN 1992-2:2006 26/01/2006 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi;

- UNI EN 1993-1-1:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1993-1-2:2005 01/07/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio;
- UNI EN 1993-1-8:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti;
- UNI EN 1993-1-9:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-9: Fatica;
- UNI EN 1993-2:2007 25/01/2007 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio;
- UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali;
- UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- UNI EN 1998-2:2006 09/02/2006 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 2: Ponti;
- UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;
- Annessi nazionali degli eurocodici approvati nel 2011.

Il calcolo e le verifiche degli elementi strutturali sono effettuati secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite, in accordo con le NTC2018 e relative specificazioni.

3 Caratteristiche dei materiali

3.1 Materiali utilizzati

Si illustrano le caratteristiche e le prescrizioni per i materiali previsti per gli interventi strutturali in progetto.

Conglomerato cementizio per le sottofondazioni

- Classe C12/15
- Resistenza caratteristica cubica $f_{ck,cube} = 15 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck,cyl} = 12 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione -
- Classe di consistenza S3

Conglomerato cementizio per le platee di fondazione delle spalle

- Classe C28/35
- Resistenza caratteristica cubica $f_{ck,cube} = 35.00 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck,cyl} = 28.00 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione XC2 – XS2
- Classe di consistenza S4
- Diametro massimo inerte 32 mm

Conglomerato cementizio per le strutture in elevazione delle spalle

- Classe C32/40
- Resistenza caratteristica cubica $f_{ck,cube} = 40.00 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck,cyl} = 32.00 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione XC4 – XF1 – XS1
- Classe di consistenza S4
- Diametro massimo inerte 22 mm

Acciaio per cemento armato

- Classe B450C
- Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica a rottura $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1,15 = 391,30 \text{ N/mm}^2$

Acciaio da carpenteria per membrature e piastre

- Classe S355 J0 W
- Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$

3.2 Copriferro

I valori nominali di copriferro negli elementi strutturali in calcestruzzo armato sono stabiliti come segue:

Le Norme tecniche del 2008^[N3] nel paragrafo 4.1.6.1.3 prescrivono, a proposito dei dettagli costruttivi degli elementi monodimensionali, che "al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature".

Coerentemente a quanto prevede la normativa europea e consigliato dalle Norme tecniche come valido riferimento, è possibile utilizzare la norma UNI EN 1992-1-1^[N4] per dimensionare correttamente i copriferri. Si ricorda che la normativa europea prevede 6 classi strutturali, da S1 a S6: in Italia occorre considerare la S4 e la S6 corrispondenti rispettivamente ad una vita utile di progetto di 50 e 100 anni.

La norma prescrive nel capitolo 4.4.1 il valore nominale del copriferro:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

dove:

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm \}$$

in cui

$$\Delta c_{dev} = 10mm \text{ e } \Delta c_{dur,y} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0_{[N10]}$$

$c_{min,b}$ è il copriferro minimo necessario per l'aderenza delle armature.

Per armature ordinarie $c_{min,b}$ è pari al diametro della barra, nel caso di barre singole e al diametro equivalente, nel caso di barre raggruppate.

Per armature da precompressione post-tese $c_{min,b}$ è pari al diametro delle guaine a sezione circolare o alla dimensione più piccola o la metà della dimensione più grande, se quest'ultima è superiore, nel caso di guaine a sezione rettangolare.

Per armature da precompressione pre-tese $c_{min,b}$ è pari a 2 volte il diametro del trefolo o del filo liscio, a 1,5 volte il diametro del trefolo o del filo liscio nei solai, a 3 volte il diametro del filo indentato^[N10].

Se la dimensione nominale massima dell'aggregato è maggiore di 32mm, la norma raccomanda di maggiorare $c_{min,b}$ di 5 mm.

$c_{min,dur}$ è il copriferro minimo correlato alle condizioni ambientali e si ricava dai prospetti 4.3N (Fig. 3.1), 4.4N (Fig. 3.2) e 4.5N (Fig. 3.3) in funzione della classe di esposizione, ricordando che la classe strutturale per un periodo di vita presunta della struttura pari a 50 anni è la classe strutturale S4. Il prospetto 4.3N consente di variare la classe strutturale nella maniera seguente:

- n1 per vite utili di progetto di 100 anni si incrementa la classe strutturale di 2;
- n2 se vengono utilizzati calcestruzzi con classe di resistenza superiore ai minimi previsti dal prospetto 4.3N, si riduce la classe strutturale di 1;
- n3 per elementi strutturali assimilabili a solette si riduce la classe strutturale di 1;
- n4 se la produzione del calcestruzzo è sottoposta a un rigoroso controllo di qualità, si riduce la classe strutturale di 1.

Criterio	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
	Classe di esposizione	Classe di esposizione	Classe di esposizione	Classe di esposizione	Classe di esposizione	Classe di esposizione	Classe di esposizione
Vita utile di progetto di 100 anni	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi
Classe di resistenza ^{[1][2]}	≥ C30/37 ridurre di 1 classe	≥ C30/37 ridurre di 1 classe	≥ C35/45 ridurre di 1 classe	≥ C40/50 ridurre di 1 classe	≥ C40/50 ridurre di 1 classe	≥ C40/50 ridurre di 1 classe	≥ C45/55 ridurre di 1 classe
Elemento di forma simile ad una soletta (posizione delle armature non influenzata dal processo costruttivo)	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe
È assicurato un controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe

Prospetto 4.3N estratto dalla UNI EN 1992-1-1^[N4] che permette di variare la classe strutturale in funzione di alcuni criteri costruttivi.

FIGURA 3.2

Requisito Ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Prospetto 4.4N estratto dalla UNI EN 1992-1-1_(N4) che prescrive i valori del copriferro minimo $c_{min,dur}$ con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080.

FIGURA 3.3

Requisito Ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

Prospetto 4.5N estratto dalla UNI EN 1992-1-1_(N4) che prescrive i valori del copriferro minimo $c_{min,dur}$ con riferimento alla durabilità per acciai da precompressione.

Δc_{dev} è la tolleranza di esecuzione relativa al copriferro. Può essere ridotta a:

- $5 \text{ mm} \leq \Delta c_{dev} \leq 10 \text{ mm}$ se l'esecuzione è sottoposta ad un sistema sicuro di controllo della qualità, nel quale siano incluse le misure dei copriferri;
- $0 \leq \Delta c_{dev} \leq 10 \text{ mm}$ se è possibile assicurare che sia utilizzato un sistema di misura molto accurato per il monitoraggio e che gli elementi non conformi siano respinti (ad es. negli elementi prefabbricati).

Nel caso in cui la superficie esterna del calcestruzzo sia irregolare, il valore di c_{min} deve essere incrementato di almeno 5 mm.

Nel caso di un calcestruzzo soggetto a fenomeni abrasivi, è possibile aumentare il valore del copriferro di uno strato sacrificale in funzione della classe di abrasione:

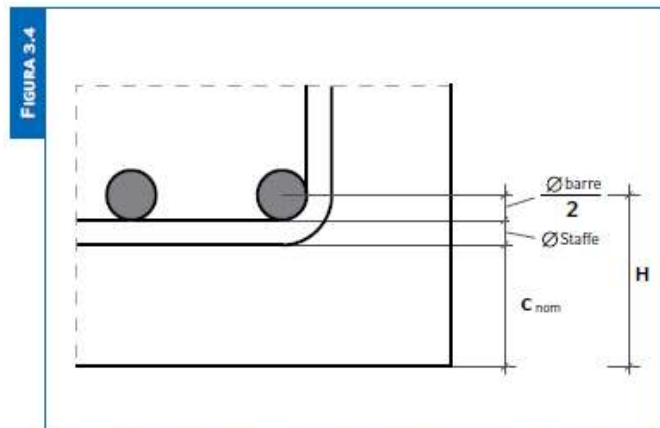
- $k_1 = 5 \text{ mm}$ per la classe di abrasione XM1 (abrasione lieve);
- $k_2 = 10 \text{ mm}$ per la classe di abrasione XM2 (abrasione notevole);
- $k_3 = 15 \text{ mm}$ per la classe di abrasione XM3 (abrasione estrema)_(N101)

Nel caso di getti di calcestruzzo contro terra occorre utilizzare $c_{nom} > 40 \text{ mm}$ con terreno preparato, altrimenti $c_{nom} > 75 \text{ mm}$.

Si ricorda che l'Eurocodice 2 prevede un'armatura di superficie nel caso che i copriferri siano superiori a 70 mm (appendice J).

Una volta stabilito lo spessore del copriferro c_{nom} lo spessore del distanziatore, generalmente posizionato sulle barre longitudinali, è dato dalla relazione di seguito riportata (vedi Fig. 3.4):

$$H = c_{nom} + \varnothing \text{ staffe} + \frac{\varnothing \text{ barre}}{2}$$



Calcolo della misura del distanziale da posizionare sulle barre longitudinali in funzione della dimensione delle armature e del copriferro c_{nom}

Si adotta pertanto, per tutti gli elementi strutturali in c.a, un copriferro pari a 40mm.

3.3 Aderenza barre per c.a.

Come prescrizione minima, a meno di valutazioni specifiche, si adottano:

$$\text{➤ } l_{\min_zona_tesa} = 80 \text{ Ø}$$

$$\text{➤ } l_{\min_zona_comp} = 40 \text{ Ø}$$

3.4 Durabilità e prescrizioni sui materiali

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti del degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

4 Caratteristiche del terreno

Per le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni in sito si rimanda alla relazione geologica allegata al presente progetto.

Ai fini delle verifiche condotte nella presente relazione, si è fatto riferimento, a favore di sicurezza alla seguente schematizzazione geotecnica (estratto della relazione geologica).

- **UNITÀ A** (0,0-1,4 m): Deposito alluvionale limoso argilloso debolmente sabbioso prevalentemente coesivo, a consistenza bassa.
- **UNITÀ B** (1,4-6,7 m): Ghiaia, ghiaia sabbiosa e sabbia con ghiaia in matrice sabbiosa e sabbiosa limosa.
- **UNITÀ C** (6,7-17,1 m): Limo argilloso e argilla debolmente limosa
- **UNITÀ D** (17,1-20,0 m): Ghiaia in matrice limoso sabbiosa

Legenda: Puv: Peso unità di volume (t/m^3), PuvS: Peso unità di volume saturo (t/m^3), Cu: Coesione non drenata (Kg/cm^2), C': Coesione drenata (Kg/cm^2), Fi: Angolo di resistenza al taglio ($^\circ$), Mo: Modulo Edometrico (Kg/cm^2) Ey: Modulo di Young (Kg/cm^2)

UNITÀ	Prof. (m)	Puv (t/m^3)	PuvS (t/m^3)	Fi ($^\circ$)	Cu (Kg/cm^2)	C' (Kg/cm^2)	Mo (Kg/cm^2)	Ey (Kg/cm^2)	Modulo Poisson
A	0,0-1,4	1,7	1,8	21	0,27	0,03	24	22	0,35
B	1,4-6,7	1,8	2,0	33	--	--	--	170	0,31
C	6,7-17,1	1,9	2,2	21	0,50	0,05	45	--	0,35
D	17,1-20,0	1,8	2,0	34	--	--	--	195	0,31

Il valore di C' è stato definito con la relazione $C' = Cu/10$

La quota 0.0 m di riferimento corrisponde al piano campagna dell'area terrazzata, sopraelevata di circa 1 m rispetto all'alveo del torrente Tresinaro.

Nei fori di prova non è stata rilevata la presenza di acqua, tuttavia nel sondaggio, eseguito nel Gennaio 2019 è stata rilevata la presenza della falda a -5,7 m dal p.c.

Considerata la natura prevalentemente incoerente dei terreni presenti, e quindi l'elevata permeabilità, si ritiene che il livello della falda vari in funzione della quota dell'acqua nel torrente Tresinaro.



REGIONE EMILIA ROMAGNA - PROGRAMMA INVESTIMENTI AREE PROTETTE 2024

REALIZZAZIONE DI UNA PASSERELLA SUL TORRENTE TRESINARO NEL COMUNE DI RUBIERA PER IL COMPLETAMENTO DELLA CICLOVIA DI INTERESSE REGIONALE ER13 E LA MOBILITA' SOSTENIBILE SUL FIUME SECCHIA IN VARIANTE ALLO STRUMENTO URBANISTICO COMUNALE (ART. 53 DELLA LR 24/2017)

RELAZIONE DI CALCOLO DELLA PASSERELLA CICLOPEDONALE

5 Codice di calcolo utilizzato

Il calcolo agli elementi finiti della struttura è stato condotto mediante l'utilizzo del software MIDAS CIVIL 2023 ver.1.2.

5.1 Origine e caratteristiche del codice di calcolo

MIDAS Information Technology, Co., Ltd.

SKn Technopark Tech-center 15th fl. 190-1 Sangdaewon1-dong

- Jungwon-gu, Seongnam, Gyeonggi-do, 462-721, Korea
- Tel: 82-31-789-2000 Fax: 82-31-789-2001
- numero di serie della licenza: CFENCIV0000962
- Intestato alla Ditta: *Ing. Michele Baratta – Libero professionista*

Si allega la licenza d'uso:



5.2 Affidabilità del codice utilizzato

La documentazione di validazione a corredo del software, fornita dal distributore del prodotto e preliminarmente esaminata dal progettista, è disponibile su richiesta in formato telematico.

6 Descrizione del modello di calcolo

Per il calcolo della passerella si è impostato un modello strutturale tridimensionale agli elementi finiti, schematizzando gli elementi delle travature reticolari, i traversi, le longherine come elementi "beam" e i controventi come elementi "truss".

Gli appoggi delle travi sui baggioli sono stati modellati mediante elementi "elastic link" con rigidezze nelle due direzioni orizzontali tarate per simulare il comportamento reale degli apparecchi di appoggio previsti.

Gli elementi strutturali costituenti le spalle in c.a. sono stati modellati mediante elementi "plate", ad eccezione dei baggioli, schematizzati come elementi "beam".

I vincoli esterni del modello sono costituiti dalle molle alla Winkler applicate ai nodi delle platee di fondazione, per le quali è stata considerata una rigidezza verticale $k_w-v=30000 \text{ kN/m}^3$.

Per la descrizione dettagliata dei profili utilizzati per ogni elemento strutturale e per la geometria della struttura si rimanda ai seguenti capitoli e agli elaborati grafici.

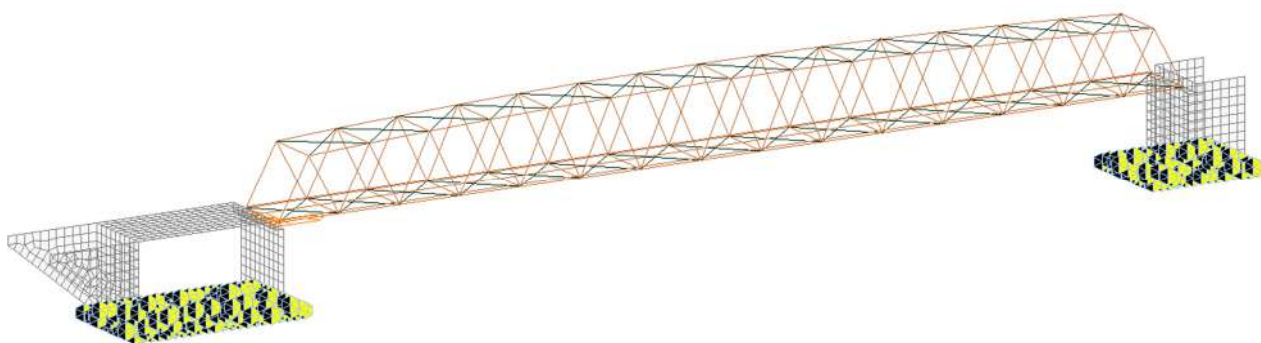


Figura 7 – Modello di calcolo agli elementi finiti 3D – letti di molle in fondazione

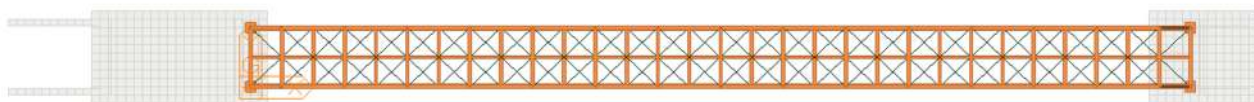


Figura 8 – Rendering strutturale – pianta

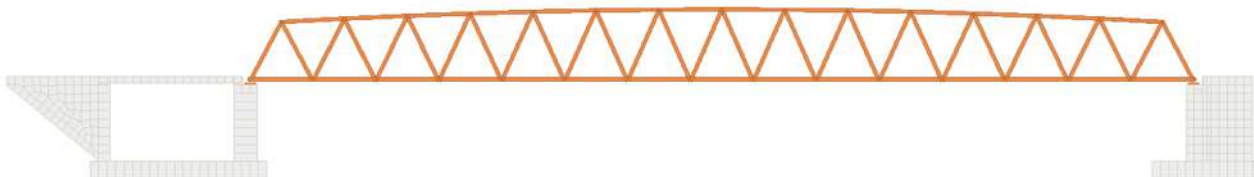


Figura 9 – Rendering strutturale – prospetto

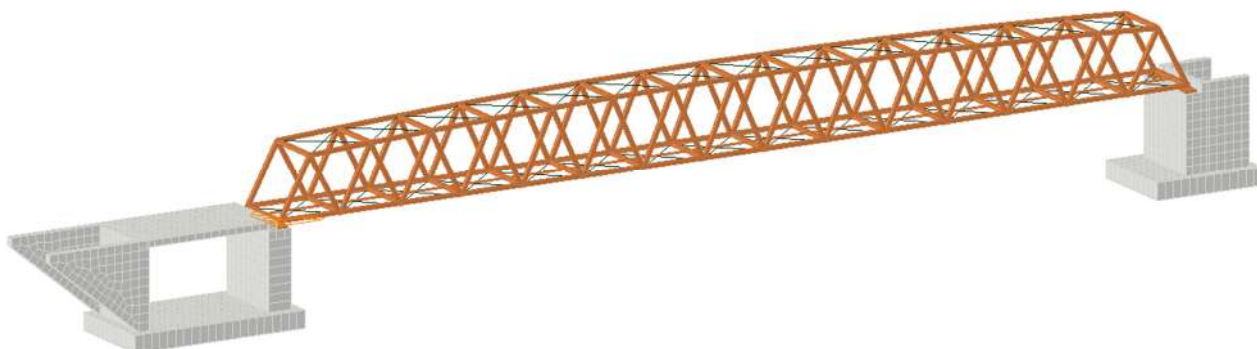


Figura 10 – Rendering strutturale – assonometria

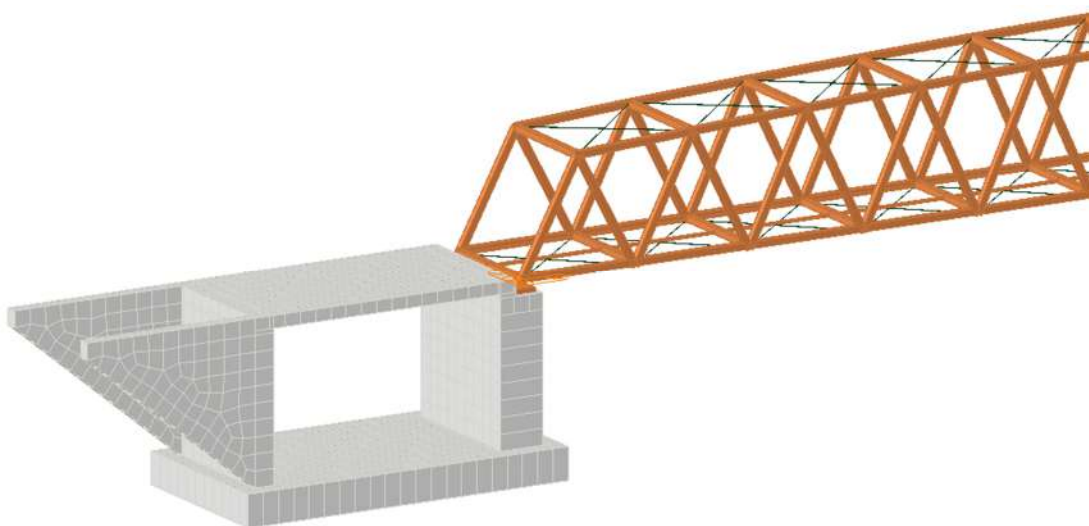


Figura 11 – Rendering strutturale – particolare spalla A

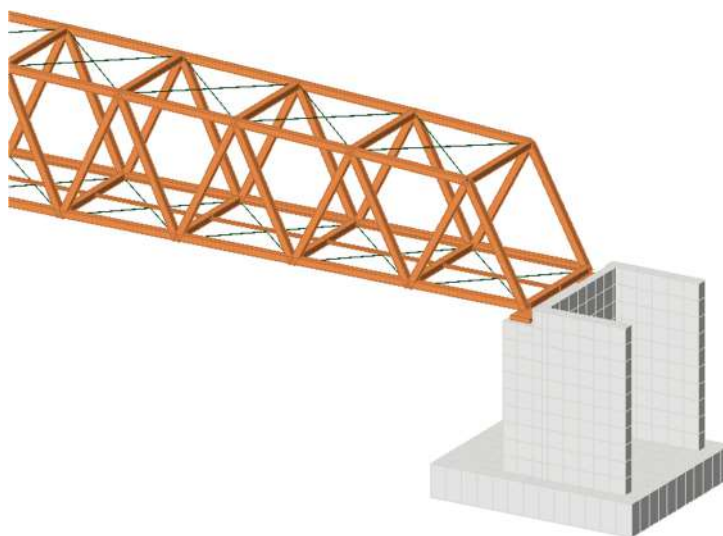


Figura 12 – Rendering strutturale – particolare spalla B

7 Sezioni degli elementi strutturali

Si illustrano le caratteristiche delle sezioni degli elementi tipo “beam” utilizzati nella modellazione strutturale.

- Corrente superiore – tub.quad. 160x160x6.3mm

Section ID: 9

Name: Corrente superiore

Sect. Name: RHS-CF 160X160X5 UNI781

DB Name: AISC10(US)

Sect. Name:

H: 0.16 m

B: 0.16 m

tw: 0.005 m

tf1: 0.005 m

C: 0 m

tf2: 0 m

- Corrente inferiore - tub.quad. 160x160x5mm

Section ID: 1

Name: Corrente inferiore

Sect. Name: RHS-CF 160X160X5 UNI781

DB Name: AISC10(US)

Sect. Name:

H: 0.16 m

B: 0.16 m

tw: 0.005 m

tf1: 0.005 m

C: 0 m

tf2: 0 m

- Diagonale - tub.quad. 160x160x5mm

Section ID: 8

Name: Diagonale

Sect. Name: RHS-CF 160X160XS UNI781

Get Data from Single Angle

DB Name: AISC10(US)

Sect. Name:

H	0.16	m
B	0.16	m
tw	0.005	m
tf1	0.005	m
C	0	m
tf2	0	m

- Traverso inferiore - tub.quad. 160x160x5mm

Section ID: 2

Name: Traverso inf

Sect. Name: RHS-CF 160X160XS UNI781

Get Data from Single Angle

DB Name: AISC10(US)

Sect. Name:

H	0.16	m
B	0.16	m
tw	0.005	m
tf1	0.005	m
C	0	m
tf2	0	m

- Traverso superiore – tub.quad. 160x160x5mm

Section ID: 11

Name: Traverso sup

Sect. Name: RHS-CF 160X160XS UNI781

Get Data from Single Angle

DB Name: AISC10(US)

Sect. Name:

H	0.16	m
B	0.16	m
tw	0.005	m
tf1	0.005	m
C	0	m
tf2	0	m

- Longherina laterale - L60x60x8mm

Section ID: 3

Angle

Name: Longherina laterale

User ☐ DB ☒ UNI

Sect. Name: L60x8

Built-Up Section ☐

Get Data from Single Angle

DB Name: AISC10(US)

Sect. Name:

H: 0.06 m

B: 0.06 m

tw: 0.008 m

tf: 0.008 m

➤ Longherina centrale – 2xL60x60x8mm

Section ID: 10

Double Angle

Name: Longherina centrale

User ☒ DB ☐ AISC10(US)

Sect. Name:

Built-Up Section ☒

Get Data from Single Angle

DB Name: AISC10(US)

Sect. Name:

H: 0.06 m

B: 0.06 m

tw: 0.008 m

tf: 0.008 m

C: 0 m

➤ Controvento - $\phi 16$ mm

Section ID: 12

Solid Round

Name: Controvento sup

User ☒ DB ☐ AISC10(US)

Sect. Name:

Built-Up Section ☒

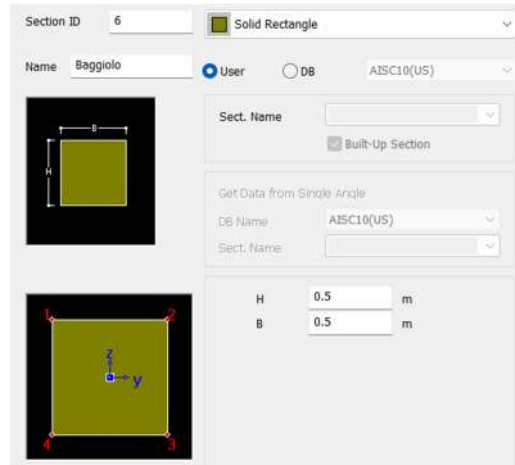
Get Data from Single Angle

DB Name: AISC10(US)

Sect. Name:

D: 0.016 m

➤ **Baggiolo – 0.50x0.50m**



8 Carichi agenti sulla struttura

8.1 Analisi dei carichi

Nel modello di calcolo si sono applicati alla struttura i seguenti carichi:

- Peso proprio elementi strutturali in c.a. $\gamma_{cls} = 25.00 \text{ kN/m}^3$
- Peso proprio elementi strutturali in acciaio (+10%) $\gamma_{acc} = 78.50 \text{ kN/m}^3$
- Carico permanente portato - pavimentazione in grigliato $q_{perm} = 0.40 \text{ kN/m}^2$
- Carico permanente portato - parapetto $q_{perm} = 2 \times 0.30 \text{ kN/m}$
- Effetti reologici: ritiro e viscosità NTC 2018 par. 5.1.3.2
- Variazioni termiche uniformi $\Delta T_u = \pm 30^\circ \text{ C}$
- Pressione del vento su struttura $p_{vento} = 0.80 \text{ kN/m}^2$
- Carichi da folla - Schema di carico n.5 NTC 2018 par. 5.1.3.3 $q_{folla} = 3.60 \text{ kN/m}^2$
- Mezzo di manutenzione o soccorso NON PREVISTO
- Ricoprimento terreno sulle platea SPA $H_{int}=1.00\text{m}; H_{post}=4.22\text{m}; \gamma_t = 20.00 \text{ kN/m}^3$
- Spinta del terreno $k_0 = 0.5; \gamma_t = 20.00 \text{ kN/m}^3$
- Spinta del terreno da sovraccarico $k_0=0.5; q = 5.00 \text{ kN/m}^2$
- Sovrappinta sismica del terreno (teoria di Wood) $S=1.470; a_g/g=0.162; \gamma_t = 20.00 \text{ kN/m}^3 H_A=4.22\text{m}$
- Azione sismica Analisi dinamica lineare

Per quanto riguarda il peso proprio dell'impalcato in acciaio, valutato automaticamente dal programma di calcolo sulla base degli elementi strutturali considerati nel modello, nel calcolo si è considerato un incremento pari al 10%, per tener conto della presenza di piastre, bulloni e irrigidimenti.

Tale peso proprio, comprensivo dell'incremento sopracitato (ad esclusione dei carichi permanenti portati costituiti dal grigliato elettroforgiato costituente la pavimentazione e dal parapetto), risulta pertanto pari a:

$$P_{imp} = 4 \times 35.80 \text{ kN} = 143.20 \text{ kN} = 14320 \text{ kg}$$

(si veda la figura seguente)

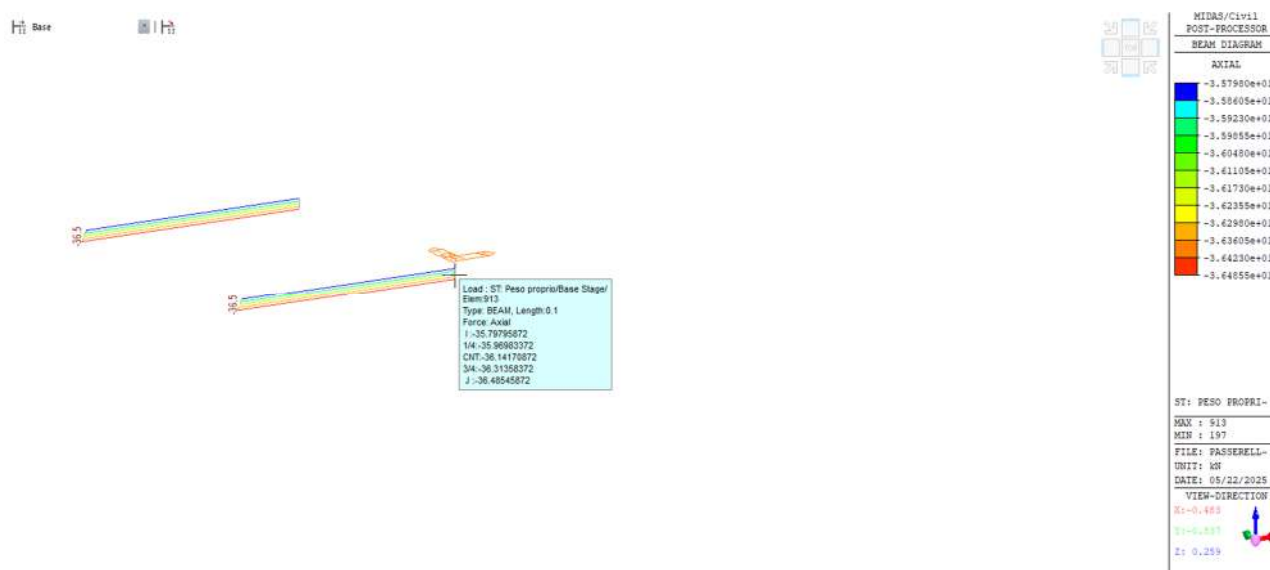
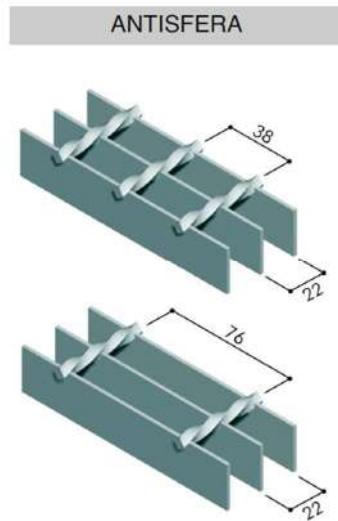


Figura 13 – Peso impalcato (N nei nodi del baggiolo)

Per quanto riguarda il grigliato elettroforgiato costituente la pavimentazione dell'impalcato, si prevede l'adozione di un grigliato antisfera di altezza pari a 30mm, idoneo per il superamento della luce netta, da longherina a longherina, pari a 1210mm, prevedendo (orditura del grigliato in direzione trasversale all'asse della passerella).



Tipologia			Grata		
Maglia mm	Barra Portante mm	Barra Trasversale mm	Dimensioni mm	Peso Zincato kg/m²	Peso Grezzo kg/m²
22 x 38	25 x 2	∅ 4	6100 x 1000	23,3	21,7
22 x 38	30 x 2	∅ 4	6100 x 1000	27,2	25,5
22 x 38	25 x 3	∅ 5	6100 x 1000	34,1	31,8
22 x 38	30 x 3	∅ 5	6100 x 1000	40,0	37,4
22 x 76	25 x 2	∅ 4	6100 x 1000	21,5	20,2
22 x 76	30 x 2	∅ 4	6100 x 1000	25,5	23,9
22 x 76	25 x 3	∅ 5	6100 x 1000	31,7	29,8
22 x 76	30 x 3	∅ 5	6100 x 1000	37,2	35,3
22 x 76	40 x 3	∅ 5	6100 x 1000	49,6	46,4

come previsto dal D.M. 14 giugno 1989 n° 236 - art. 4.2.2 / 8.2.2

Figura 14 – Caratteristiche tecniche del grigliato elettroforgiato



PRODOTTI SIDERURGICI

Tabelle di Portata

CLASSE 1 - Tabella di Portata

In ogni doppia colonna sono espresse la luce netta max. tra gli appoggi (L_n) e la relativa freccia elastica (f), in funzione del corrispondente interasse delle barre portanti (in orizzontale) e della corrispondente dimensione ($h \times s$) delle barre portanti (in verticale).

Portata: folla compatta - Carico dinamico: 630 daN/m²

Sigma ammissibile: 1600 daN/cm² / Freccia elastica ammissibile:

≤ 1/200 L_n / Freccia elastica ammissibile: ≤ 5 mm /

Materiale: acciaio S 235 JR (UNI EN 10025:1995) 1 kg ≈ 1 daN

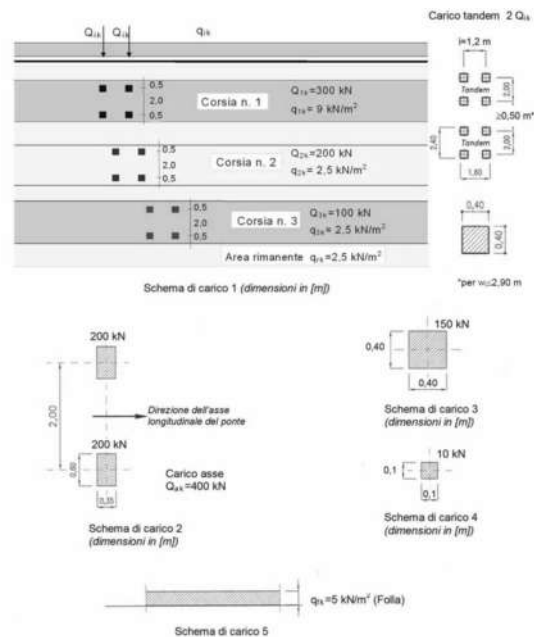
BARRA PORTANTE $h \times s$	INTERASSE BARRE PORTANTI (mm)															
	11		15		17		21		22		25		30		33	
	L_n	f	L_n	f	L_n	f	L_n	f	L_n	f	L_n	f	L_n	f	L_n	f
20 x 2	1116	5,00	1032	5,00	1005	5,00	933	4,66	918	4,58	880	4,39	828	4,14	802	4,01
25 x 2	1319	5,00	1220	5,00	1183	5,00	1122	5,00	1109	5,00	1074	5,00	1026	5,00	993	4,96
30 x 2	1512	5,00	1399	5,00	1356	5,00	1286	5,00	1272	5,00	1232	5,00	1177	5,00	1140	5,00
35 x 2	1698	5,00	1571	5,00	1523	5,00	1444	5,00	1427	5,00	1383	5,00	1321	5,00	1290	5,00
40 x 2	1876	5,00	1736	5,00	1683	5,00	1596	5,00	1578	5,00	1528	5,00	1460	5,00	1426	5,00
45 x 2	2050	5,00	1897	5,00	1838	5,00	1744	5,00	1724	5,00	1669	5,00	1595	5,00	1557	5,00
50 x 2	2218	5,00	2053	5,00	1990	5,00	1887	5,00	1865	5,00	1807	5,00	1726	5,00	1686	5,00
25 x 3	1460	5,00	1351	5,00	1309	5,00	1242	5,00	1227	5,00	1189	5,00	1136	5,00	1109	5,00
30 x 3	1674	5,00	1549	5,00	1501	5,00	1424	5,00	1407	5,00	1363	5,00	1302	5,00	1272	5,00
35 x 3	1879	5,00	1739	5,00	1685	5,00	1598	5,00	1580	5,00	1530	5,00	1462	5,00	1427	5,00
40 x 3	2077	5,00	1922	5,00	1863	5,00	1767	5,00	1746	5,00	1691	5,00	1616	5,00	1578	5,00
45 x 3	2269	5,00	2099	5,00	2035	5,00	1930	5,00	1908	5,00	1848	5,00	1765	5,00	1724	5,00
50 x 3	2455	5,00	2272	5,00	2202	5,00	2089	5,00	2064	5,00	2000	5,00	1910	5,00	1865	5,00
60 x 3	2815	5,00	2605	5,00	2525	5,00	2395	5,00	2367	5,00	2293	5,00	2190	5,00	2139	5,00
70 x 3	3160	5,00	2924	5,00	2834	5,00	2688	5,00	2657	5,00	2574	5,00	2459	5,00	2401	5,00
80 x 3	3493	5,00	3232	5,00	3133	5,00	2972	5,00	2937	5,00	2845	5,00	2718	5,00	2654	5,00
90 x 3	3816	5,00	3531	5,00	3422	5,00	3246	5,00	3208	5,00	3108	5,00	2969	5,00	2899	5,00
100 x 3	4129	5,00	3821	5,00	3704	5,00	3513	5,00	3472	5,00	3363	5,00	3213	5,00	3138	5,00

Figura 15 – Tabella di portata del grigliato elettroforgiato

Per quanto riguarda carichi da traffico (folla compatta) si è fatto riferimento a quanto previsto dalle NTC 2018 par. 5.1.3.3, di cui seguono gli estratti.

SC5 - Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

RELAZIONE DI CALCOLO DELLA PASSERELLA CICLOPEDONALE



Schemi di carico NTC 2018

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 5)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_1	Forza centrifuga q_2	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m ²
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

Valori caratteristici delle azioni da traffico

RELAZIONE DI CALCOLO DELLA PASSERELLA CICLOPEDONALE

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{c1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{c2}, \gamma_{c3}, \gamma_{c4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	---	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento q_s	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	---	0,0
Neve q_s	Vento a ponte carico	0,6		
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Coefficienti γ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Facendo inoltre riferimento a quanto riportato al paragrafo C5.1.8 della Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni", si è considerata una riduzione del carico da folla ($q_f = 5.0 \text{ kN/m}^2$) potendo escludere la presenza di folla compatta, essendo l'opera prevista in una zona scarsamente abitata.

C5.1.8 PONTI PEDONALI

Per i ponti pedonali si deve considerare lo schema di carico 4, folla compatta, applicato su tutta la parte sfavorevole della superficie d'influenza.

L'intensità del carico, comprensiva degli effetti dinamici, è di $5,0 \text{ kN/m}^2$. Tuttavia, quando si possa escludere la presenza di folla compatta, come accade per ponti in zone scarsamente abitate, l'intensità del carico può essere ridotta, previa adeguata giustificazione, a

$$2,50 \text{ kN/m}^2 \leq q_{f,r} = 2,0 + \frac{120}{L + 30} \leq 5,00 \text{ kN/m}^2 \quad [\text{C5.1.9}]$$

dove L è la lunghezza della stesa di carico in m.

Si è pertanto considerato un carico variabile da folla pari a:

$$q_{f,r} = 2.0 + \frac{120}{L + 30} = 3.60 \text{ kN/m}^2$$

Non si è considerata la presenza sulla passerella di un mezzo di soccorso e/o manutenzione: per tale motivo sarà necessario, all'atto esecutivo, prevedere dei paletti dissuasori in corrispondenza delle due estremità della struttura.

Si è, inoltre, ritenuto trascurabile il carico verticale da neve rispetto a quello da folla compatta.

Riguardo alla valutazione dell'azione del vento sulle travate reticolari delle passerelle, si è tenuto in considerazione quanto prescritto per le travi reticolari al paragrafo 3.3.10.4 della Circolare 21 gennaio 2019, n.7 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni", di cui si riporta un estratto:

C3.3.8.6 COEFFICIENTI DI PRESSIONE PER TRAVI AD ANIMA PIENA E RETICOLARI

Salvo più approfondite determinazioni, possono essere assunti per i coefficienti c_p i valori seguenti.

C3.3.8.6.1 Travi isolate

Indicate con:

S la superficie delimitata dal contorno della trave;

S_p la superficie della parte piena della trave;

$$\varphi = \frac{S_p}{S} \quad [\text{C3.3.7}]$$

la pressione totale si considera agente solo su S_p e si valuta utilizzando i seguenti valori del coefficiente c_p :

$$\begin{aligned} c_p &= 2 - \frac{4}{3} \varphi && \text{per } 0 \leq \varphi < 0,3 \\ c_p &= 1,6 && \text{per } 0,3 \leq \varphi \leq 0,8 \\ c_p &= 2,4 - \varphi && \text{per } 0,8 < \varphi \leq 1 \end{aligned} \quad [\text{C3.3.8}]$$

Si è pertanto considerato, sui profili tubolari quadrati 160x160mm previsti per correnti e diagonali delle travate reticolari:

$$q_{\text{vento}} = p_{\text{vento}} \times c_p \times H_{\text{profilo}} = 0.80 \times 1.708 \times 0.16 = 0.22 \text{ kN/m}$$

ove si è considerato a favore di sicurezza, una pressione del vento pari a 0.80 kN/m², valore cautelativo rispetto alla pressione del vento tipica dell'area, di cui si riporta il calcolo:

Località: RUBIERA

Provincia: REGGIO NELL'EMILIA

Regione: EMILIA-ROMAGNA

Coordinate GPS:

Latitudine : 44,65300 N

Longitudine: 10,78300 E

Altitudine s.l.m.: 53,0 m

Normativa di riferimento:

D.M. 17 gennaio 2018 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4

Zona vento = 2

Velocità base della zona, $V_{b.o} = 25 \text{ m/s}$ (Tab. 3.3.I)

Altitudine base della zona, $A_o = 750 \text{ m}$ (Tab. 3.3.I)

Altitudine del sito, $A_s = 53 \text{ m}$

Velocità di riferimento, $V_b = 25,00 \text{ m/s}$ ($V_b = V_{b.o}$ per $A_s \leq A_o$)

Periodo di ritorno, $T_r = 50 \text{ anni}$

$C_r = 1$ per $T_r = 50 \text{ anni}$

Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto, $V_r = V_b C_r = 25,00 \text{ m/s}$

Classe di rugosità del terreno: B

[Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive]

Esposizione: Cat. IV - Entroterra fino a 500 m di altitudine

($K_r = 0,22$; $Z_o = 0,30 \text{ m}$; $Z_{min} = 8 \text{ m}$)

Pressione cinetica di riferimento, $q_b = 39 \text{ daN/mq}$

Coefficiente di forma, $C_p = 1,00$

Coefficiente dinamico, $C_d = 1,00$

Coefficiente di esposizione, $C_e = 1,63$

Coefficiente di esposizione topografica, $C_t = 1,00$

Altezza dell'edificio, $h = 8,00 \text{ m}$

Pressione del vento, $p = q_b C_e C_p C_d = \mathbf{64 \text{ daN/mq}}$

Nelle seguenti figure sono illustrate in forma grafica, a meno del peso proprio, le azioni applicate sulle strutture.

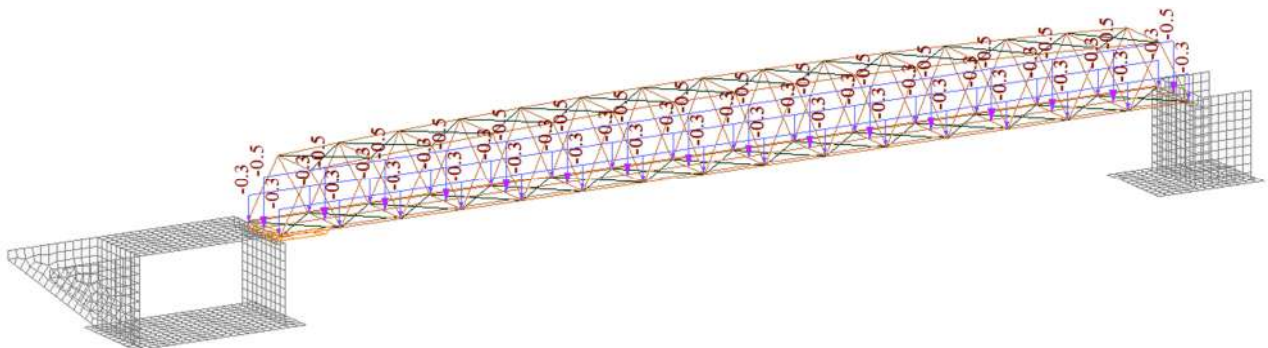


Figura 16 – Carichi permanenti portati – grigliato elettroforgiato

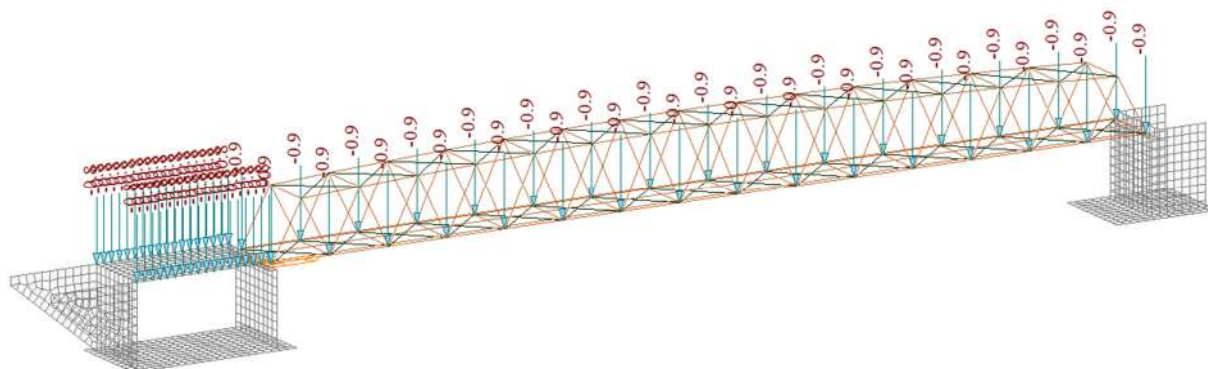


Figura 17 – Carichi permanenti portati – parapetti

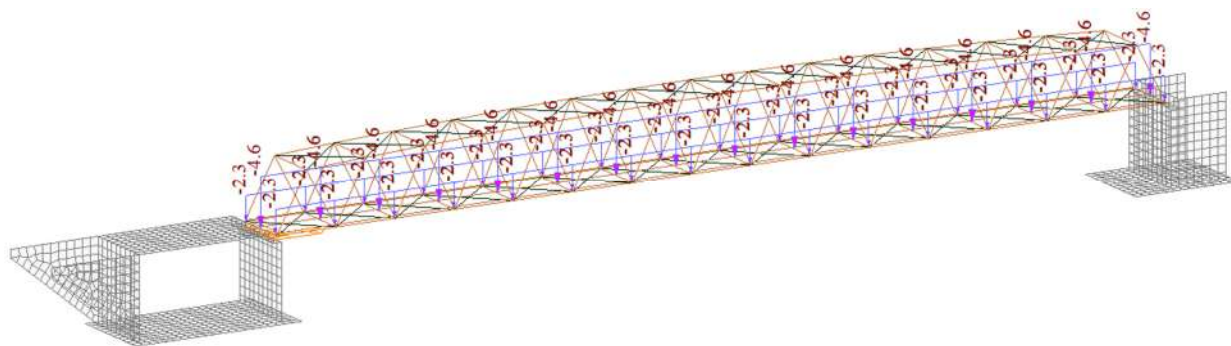


Figura 18 – Carico da folla compatta su impalcato in acciaio

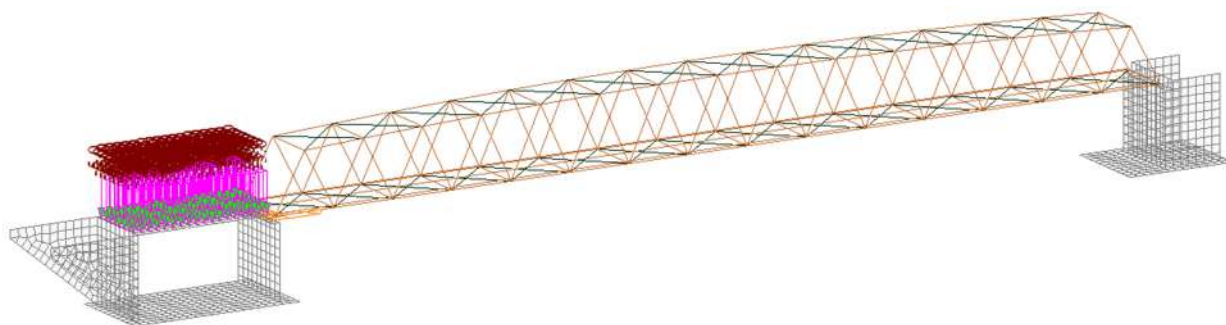


Figura 19 – Carico da folla compatta su portale in c.a. SPA

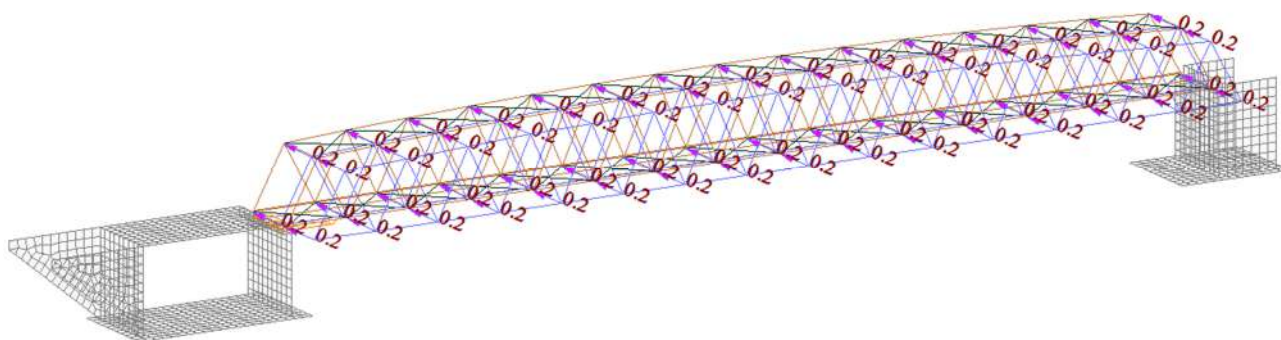


Figura 20 – Azione del vento

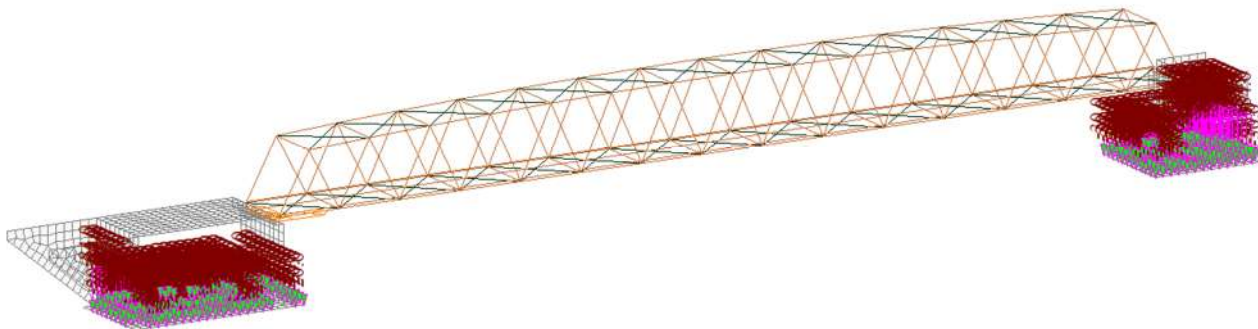


Figura 21 – Ricoprimento del terreno sulle platee di fondazione

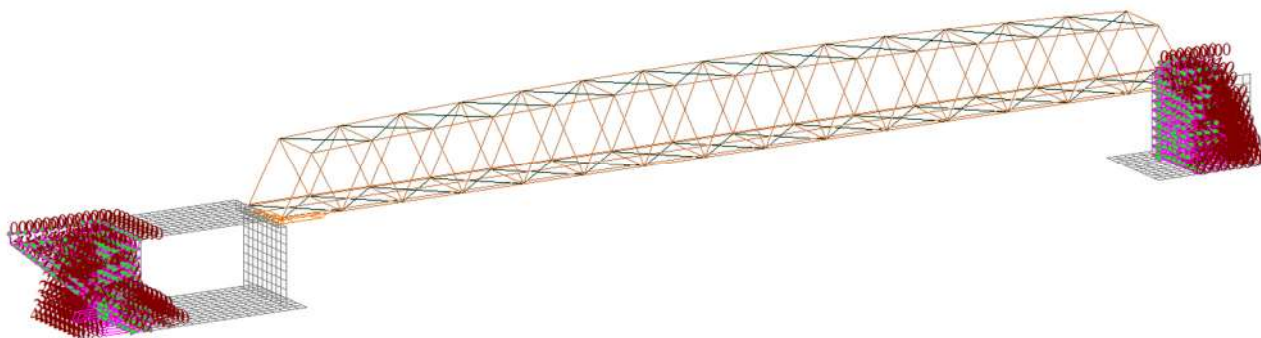


Figura 22 – Spinta della terra (k0)

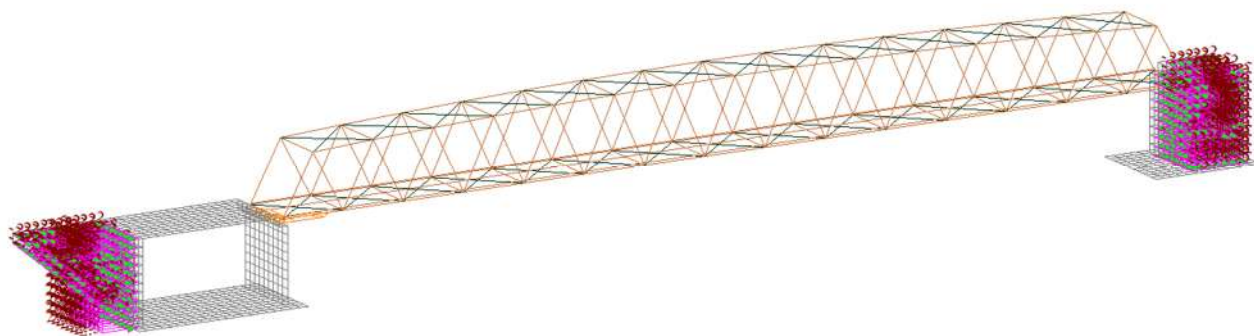


Figura 23 – Spinta della terra da sovraccarico

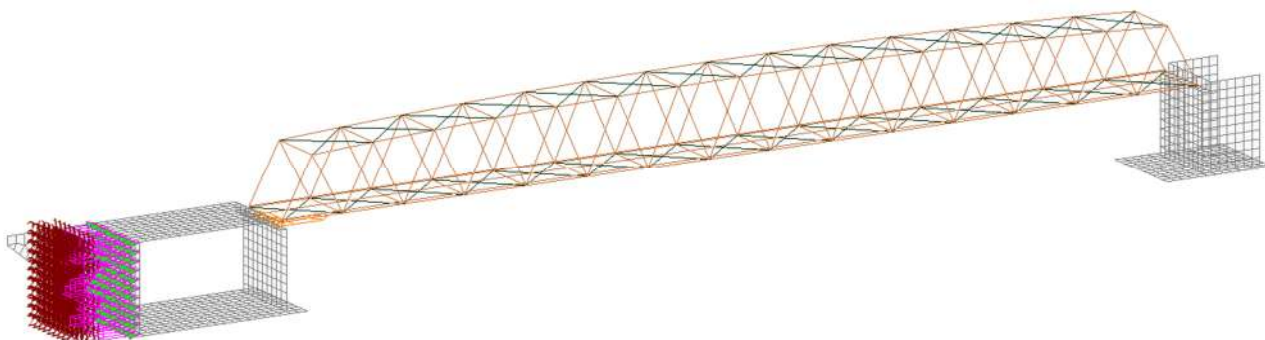


Figura 24 – Sovrappinta sismica su spalla A (Sisma X+)

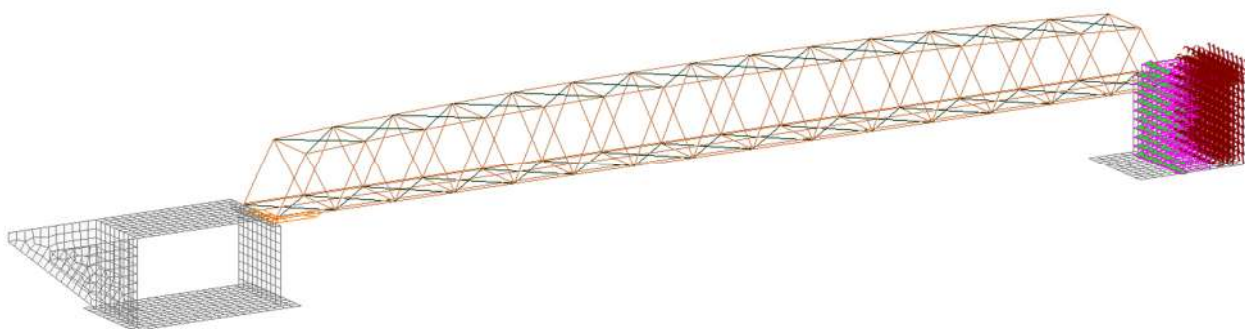


Figura 25 – Sovrappinta sismica su spalla A (Sisma X-)

8.2 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al Cap. 2 delle NTC2018.

I carichi sono denominati:

- G_k : valore caratteristico del carico permanente, costituito dai pesi propri, dai carichi permanenti portati, dalla pressione del terreno, etc.
- Q_k : valore caratteristico di carichi accidentali di tipo stradale.
- E : azione sismica

Gli stati limite introducono dei coefficienti moltiplicativi γ sulle azioni di calcolo, generalmente maggiori dell'unità.

Parimenti per le resistenze dei materiali si introducono dei coefficienti riduttivi applicati alle resistenze dei materiali.

- Combinazione fondamentale agli SLU

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

- Stati Limite di Esercizio

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione/stato tensionale) si definiscono le seguenti combinazioni:

Frequente	$\Rightarrow$	$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$
Quasi permanente	$\Rightarrow$	$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$
Rara	$\Rightarrow$	$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

Nelle NTC2018 sono contenute diverse tabelle con i coefficienti moltiplicativi da utilizzare per le varie combinazioni SLU ed SLE, si riporta quella per le azioni di calcolo SLU;

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO γ_F	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)
Permanenti	favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevole		1.1	1.35	1.0
Permanenti non strutturali	favorevole		0.0	0.0	0.0

RELAZIONE DI CALCOLO DELLA PASSERELLA CICLOPEDONALE

	sfavorevole	γ_{G2}	1.5	1.35	1.0
Variabili	favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili da traffico (da Tab. 5.1.V NTC)	favorevole	γ_Q	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.35	1.35	1.15

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

9 Analisi sismica della struttura

Come anticipato nel capitolo precedente, per la valutazione degli effetti dell'azione sismica sulla struttura è stata condotta un'analisi modale dinamica lineare con utilizzo di spettri di risposta, in accordo con quanto prescritto dalle NTC2018, partendo da due spettri di risposta elastici di riferimento, uno per le due componenti orizzontali e uno per quella verticale, per la cui definizione si sono considerati, in accordo con quanto riportato sulla relazione geologica, i seguenti parametri:

- $V_N = 50$ anni
 - $C_u = 1.0$ (classe d'uso II)
 - Stato limite: SLV
 - $a_g/g = 0.162$
- Categoria topografica: T1
 Categoria del sottosuolo: C
 $q = 1.0$
 $S = 1.470$

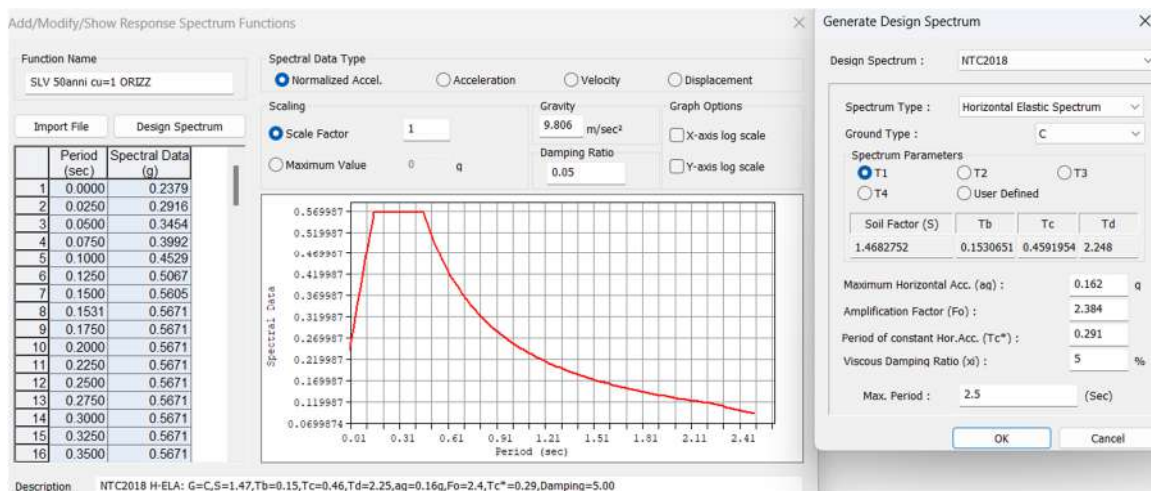


Figura 26 – Spettro di risposta in accelerazione –dir. X-Y

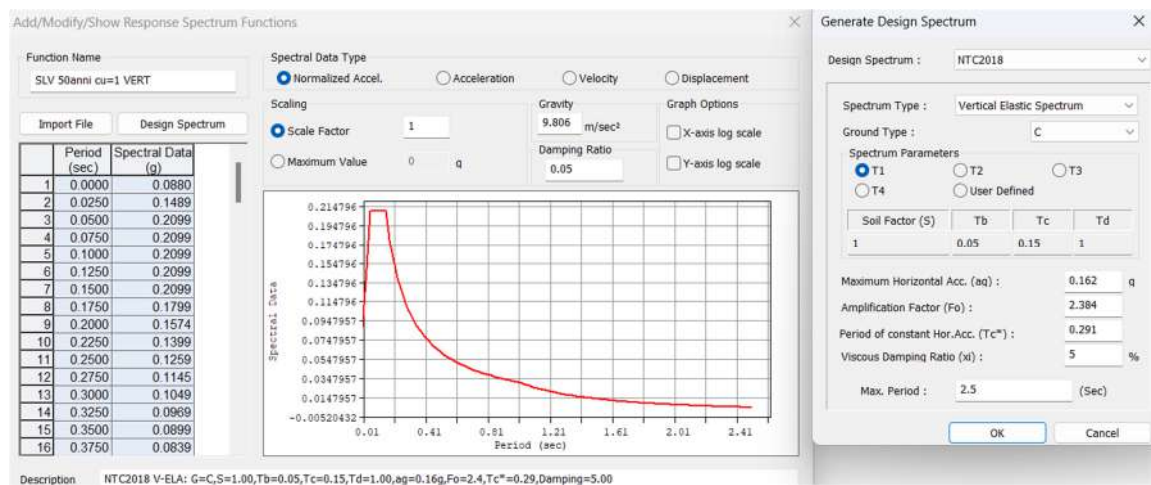


Figura 27 – Spettro di risposta in accelerazione –dir. Z

10 Apparecchi di appoggio

Per gli appoggi delle travi reticolari ai baggioli delle spalle sono previsti apparecchi a disco elastomerico confinato tipo "FIPMEC tipo Vasoflon" o similari, con schema di spalla fissa (SPA) e spalla mobile (SPB).

A valle del calcolo agli elementi finiti 3D, i giunti strutturali impalcato-paraghiaia sono stati pre-dimensionati in funzione delle dilatazioni termiche e degli spostamenti relativi in fase sismica.

Si rimanda alla fase di progetto esecutivo un maggior dettaglio su tali apparecchi.

11 Stato di sollecitazione

Nei successivi paragrafi si illustrano le componenti di azione interna più significative per ogni elemento strutturale.

11.1 Platee di fondazione spalle



Figura 28 – Platee di fondazione M_{xx-max} - COMB.SLU1



Figura 29 – Platee di fondazione M_{yy-max} COMB.SLU1



Figura 30 – Platee di fondazione V_{xx-max} COMB.SLU1



Figura 31 – Platee di fondazione V_{yy-max} COMB.SLU1

11.2 Pareti in elevazione spalle



Figura 32 – Elevazioni M_{xx-max} COMB.SISMA X+



Figura 33 – Elevazioni M_{yy-max} COMB.SLU1



Figura 34 – Elevazioni V_{xx-max} COMB.SISMA X+



Figura 35 – Elevazioni V_{yy-max} COMB.SLU1

11.3 Baggioli

Base

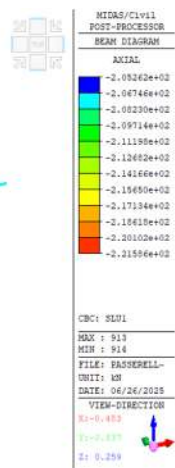


Figura 36 – Baggioli $N_{comp-max}$ COMB.SLU1

Base

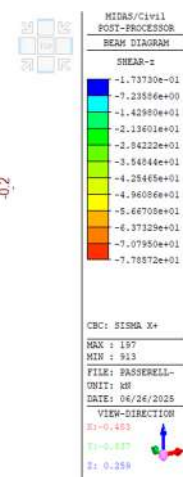


Figura 37 – Baggioli $V_{long-max}$ COMB.SISMA X

Base

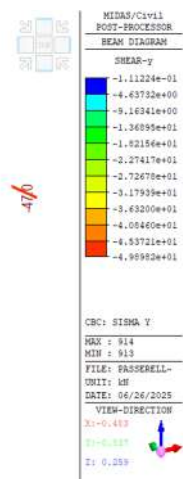


Figura 38 – Baggioli $V_{trasv-max}$ - COMB.SISMA Y

11.4 Correnti superiori, inferiori, diagonali

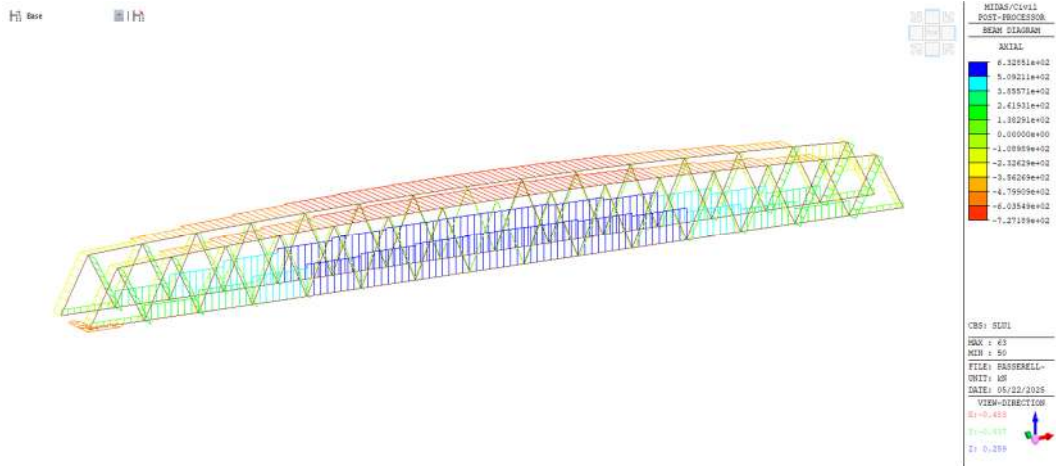


Figura 39 – Travi reticolari N_{max} - COMB.SLU1

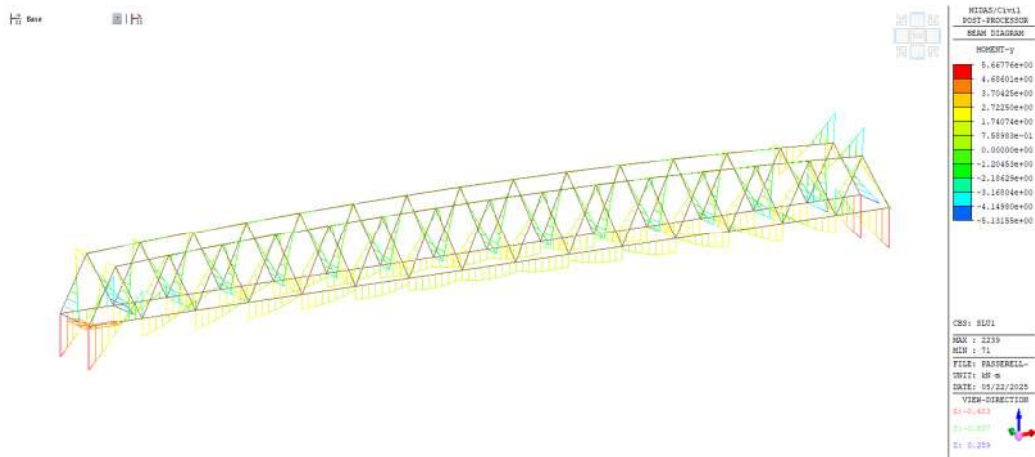


Figura 40 – Travi reticolari M_{y-max} - COMB.SLU1

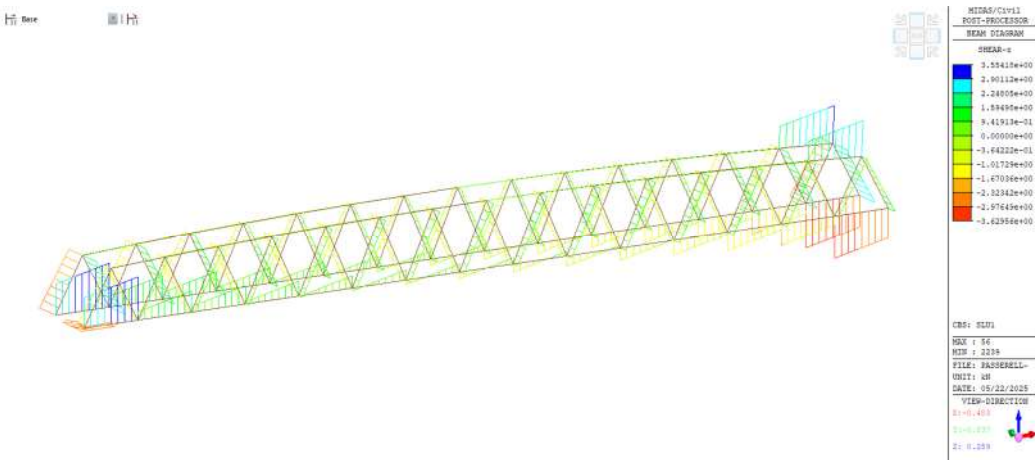


Figura 41 – Travi reticolari F_{z-max} - COMB.SLU1

11.5 Traversi

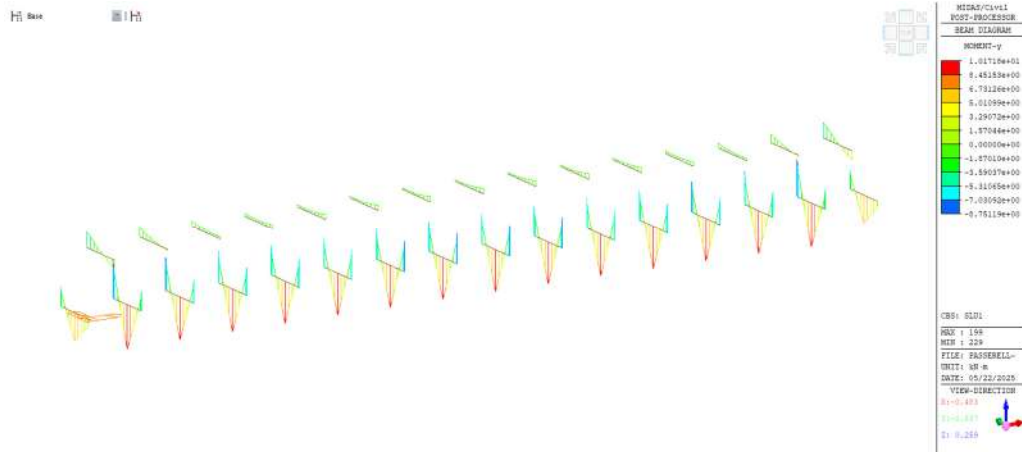


Figura 42 – Traversi $M_{y_{max}}$ - COMB.SLU1

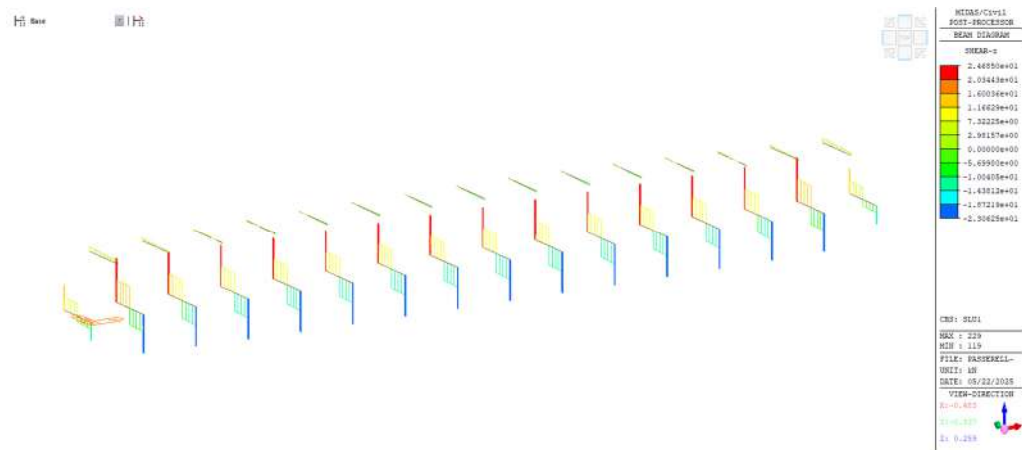


Figura 43 – Traversi $V_{z_{max}}$ - COMB.SLU1

11.6 Controventi inferiori

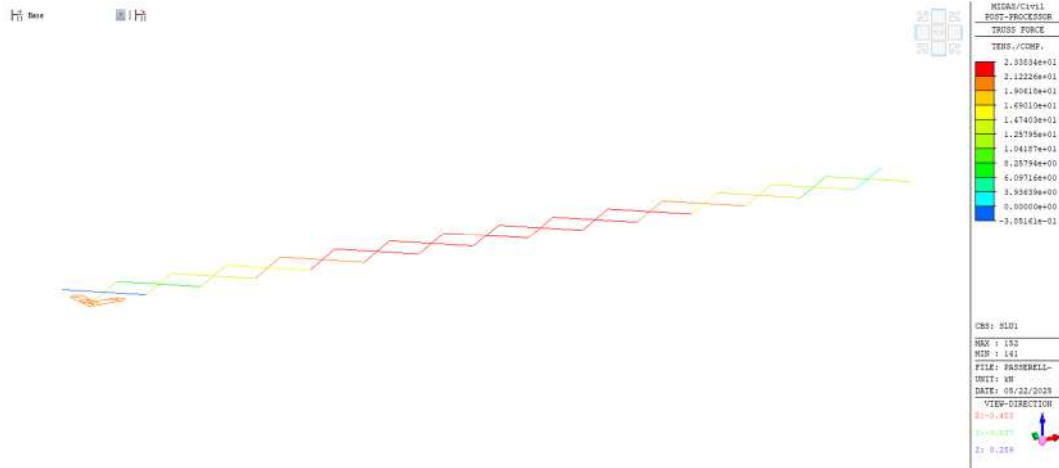


Figura 44 – Controventi N_{max} - COMB.SLU1

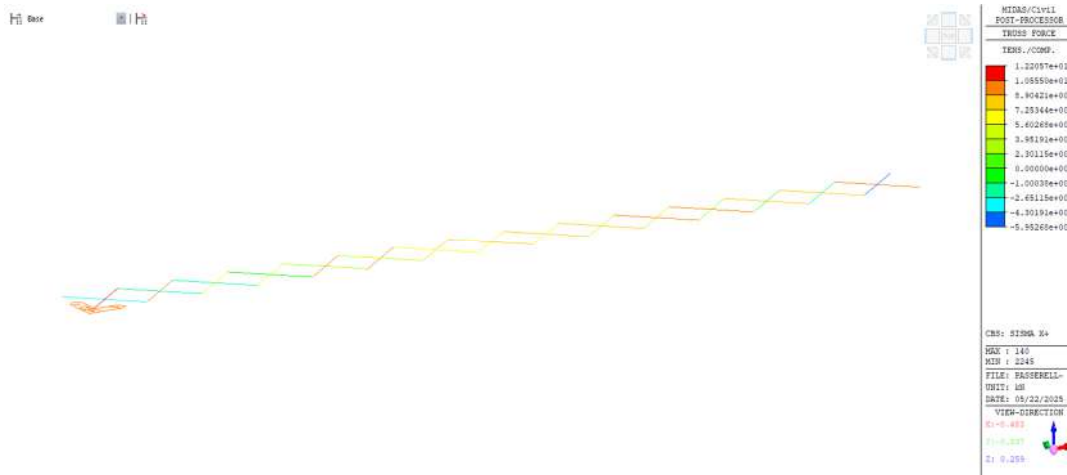


Figura 45 – Controventi N_{max} - COMB.SISMA X

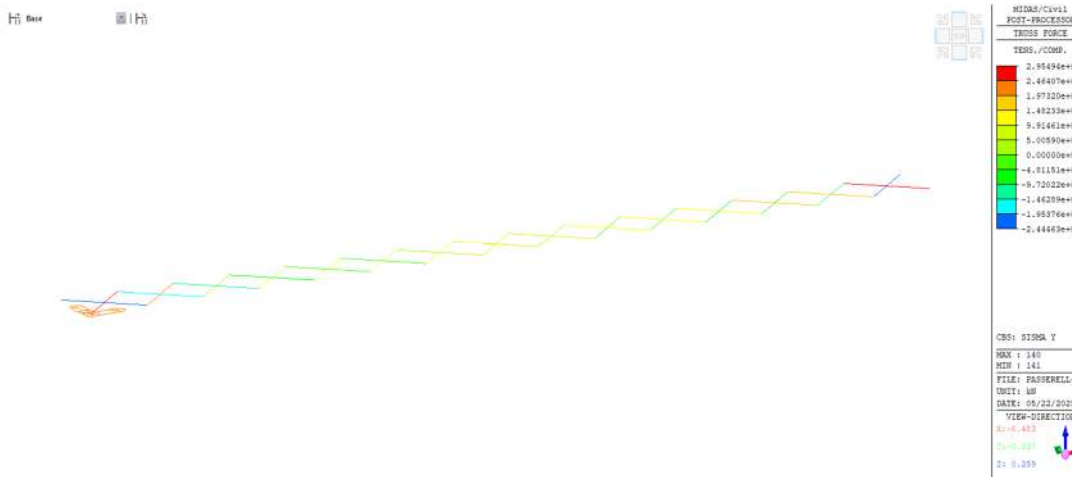


Figura 46 – Controventi N_{max} - COMB.SISMA Y

11.7 Controventi superiori

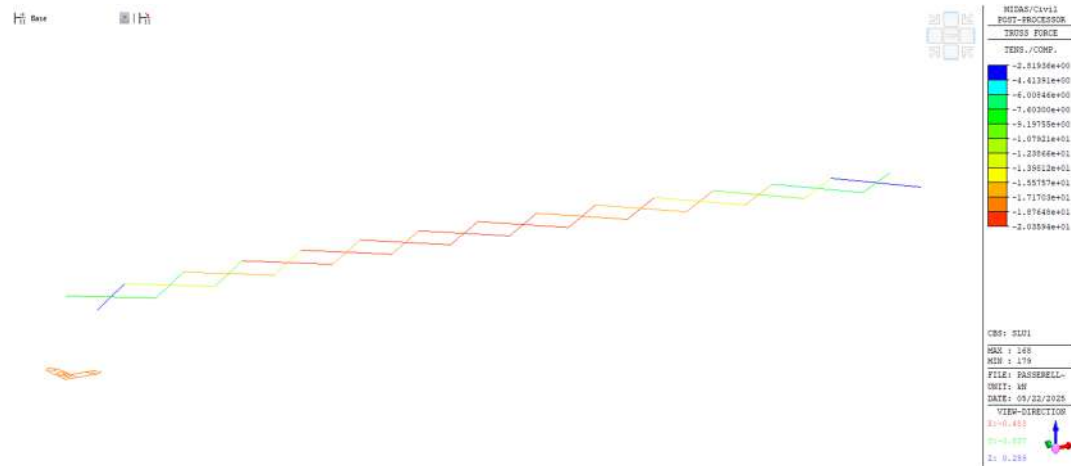


Figura 47 – Controventi N_{max} - COMB.SLU1

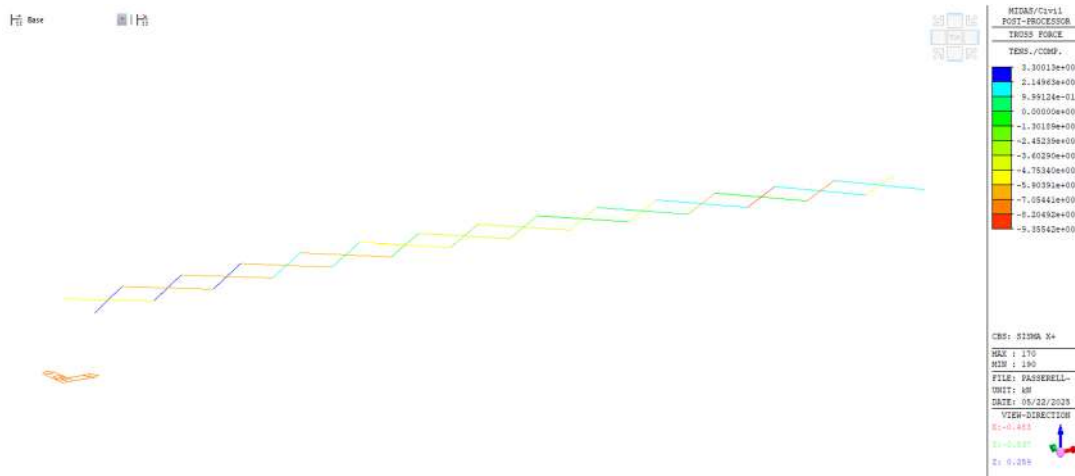


Figura 48 – Controventi N_{max} - COMB.SISMA X

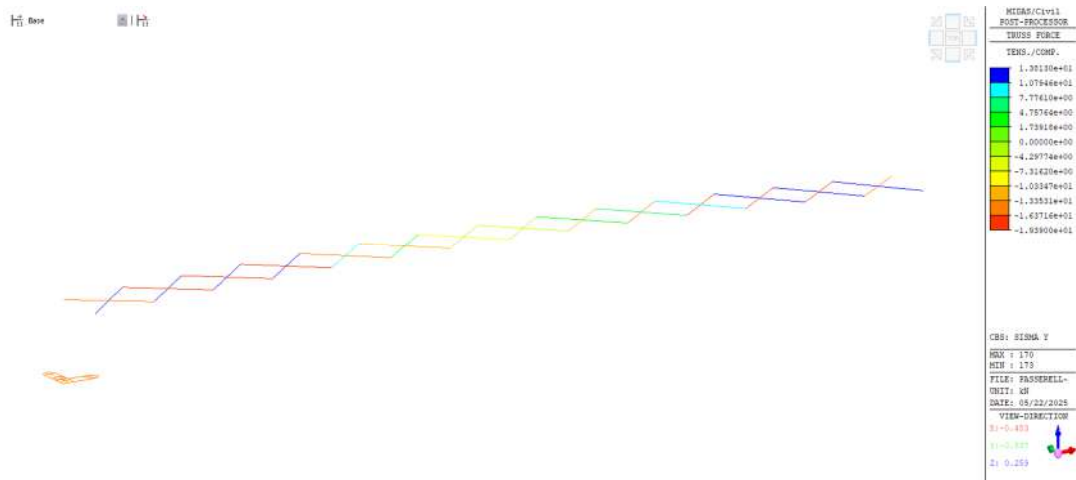


Figura 49 – Controventi N_{max} - COMB.SISMA Y

12 Verifiche di deformabilità

I valori degli spostamenti orizzontali dei nodi della struttura, sia in direzione longitudinale, sia in direzione trasversale risultano non significativi.

Analizzando i valori degli spostamenti verticali delle travi reticolari d'impalcato, si ottiene:

$$\delta_{z1} = 37\text{mm} = L/1770 \text{ (soli carichi permanenti)}$$

$$\delta_{z2} = 67\text{mm} = L/1025 \text{ (solo carico da folla)}$$

spostamenti ampiamente compatibili con la tipologia di struttura in esame.

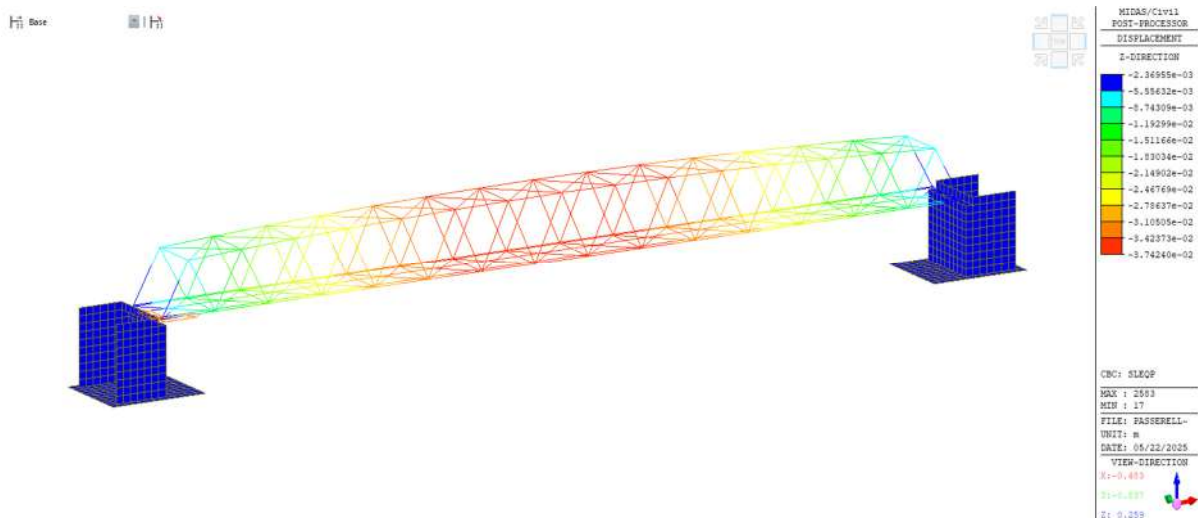


Figura 50 –Traslazione dei nodi δ_{z1} – COMB. SLE Q.P.

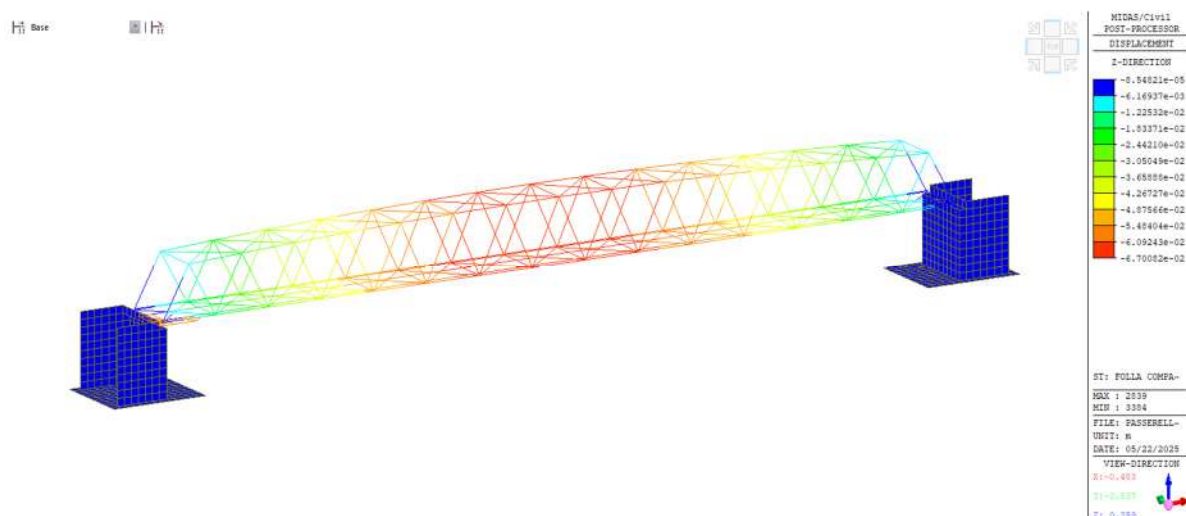


Figura 51 –Traslazione dei nodi δz – Solo carico folla

Si assegna pertanto all'impalcato una contromonta con valore massimo in mezzeria pari a 60mm.

13 Verifiche di resistenza degli elementi strutturali in c.a.

Nei seguenti paragrafi si riportano i risultati delle verifiche agli SLU e agli SLE effettuate per ogni elemento strutturale.

13.1 Platea di fondazione SPA

Si effettuano le verifiche agli SLU (pressoflessione e taglio) e agli SLE (stato tensionale e fessurazione) della platea di fondazione ($s=0.80m$) della spalla A, considerando una striscia unitaria longitudinale ($B=1.00m$), con riferimento alle sollecitazioni emerse dal calcolo.

Per l'elemento in oggetto si prevede la seguente armatura:

- $A_{\text{long-sup}}$: n. 5 $\phi 16m$
- $A_{\text{long-inf}}$: n..5 $\phi 16/m$
- $A_{\text{trasv-sup}}$: n. 5 $\phi 16m$
- $A_{\text{trasv-inf}}$: n..5 $\phi 16/m$

Si ottiene pertanto:

1. Design Condition

Design Type : Plate Beam (1D)
 Sub-Domain : Platea SPA
 Design Code : Eurocode2-2:05
 Unit System : kN, m, / m
 Material Data : $f_{ck} = 28000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa
 Thickness : 0.8 m

2. Section Diagram



Rebar Pattern

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Layer 1	P16,16@0.20	P16,16@0.20

Total Rebar Area $A_{st} = 0.00201 \text{ m}^2/\text{m}$

Using Stirrups Spacing : 2.0-P16 @0.200

3. Bending Moment Capacity

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Mu	195.96	248.93
Element No.	2499	3124
Load Combination	SISMA X+	SISMA X+
Mr	290.68	290.07
Check Ratio (Mu/Mr)	0.6741	0.8582
Using Rebar(As)	0.0010	0.0010

4. Shear Capacity

Element No.	3082			
Load Combination	SISMA Y			
Applied Shear Force	V_Ed	= 340.646		
Shear Strength (Out of plane)	V_Rdc	= 259.375	V_Rds	= 530.902
Shear Ratio	V_Ed/V_Rd = 340.646 / 530.902 = 0.642 < 1.000 O.K			

5. Stress Check

	Concrete	Rebar
Element No.	3072	3072
(-) Load Combination	SLEQP	SLEQP
Stress	798.51	8650.43
Allowable Stress	18200.00	360000.00
Stress Ratio	0.0439	0.0240
Element No.	3124	3124
(+) Load Combination	SLEQP	SLEQP
Stress	837.07	9068.09
Allowable Stress	18200.00	360000.00
Stress Ratio	0.0460	0.0252

3. Crack Control

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Element No.	3072	3124
Load Combination	SLER1	SLER1
Crack Width	0.0000	0.0000
Allowable Crack Width	0.0003	0.0003
Check Ratio	0.0521	0.0516

Tutte le verifiche condotte risultano pertanto soddisfatte.

13.2 Parete in elevazione anteriore SPA

Si effettuano le verifiche agli SLU (pressoflessione e taglio) e agli SLE (stato tensionale e fessurazione) della parete in elevazione ($s=1.10\text{m}$) della spalla, considerando una striscia unitaria longitudinale ($B=1.00\text{m}$), con riferimento alle sollecitazioni emerse dal calcolo.

Per l'elemento in oggetto si prevede la seguente armatura:

- $A_{\text{vert-ant}}$: n. 5 $\phi 16\text{m}$
- $A_{\text{vert-post}}$: n..5 $\phi 16/\text{m}$
- $A_{\text{orizz-ant}}$: n. 5 $\phi 12\text{m}$
- $A_{\text{orizz-post}}$: n. 5 $\phi 12/\text{m}$

Si ottiene pertanto:

1. Design Condition

Design Type : Plate Column (1D)
 Sub-Domain : Elevazione SPA
 Design Code : Eurocode2-2:05
 Unit System : N, m, / m
 Material Data : $f_{ck} = 3.2\text{e}+07$, $f_{yk} = 4.5\text{e}+08$, $f_{yw} = 4.5\text{e}+08$ Pa

Rebar Pattern	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Layer 1	P16,16@0.20	P16,16@0.20

Total Rebar Area $A_{st} = 0.00201 \text{ m}^2/\text{m}$

Using Stirrups Spacing : 2.0-P 12 @0.200



2. Bending Moment Capacity

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
M_{Ed}	312837.44	315249.67
Element No.	2267	2265
Load Combination	SISMA X+	SISMA X-
M_{Rd}	408660.74	408660.74
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.7655	0.7714
Using Rebar(A_s)	0.0010	0.0010

3. Axial Force Resistance Check

Element No.	2267		
Load Combination	SISMA Y		
Applied Axial Force Strength	N _{Ed}	= 8.5e+05	
Axial Force Strength	N _{Rd}	= 2.6e+06	
Axial Force Ratio	N _{Ed} /N _{Rd} = 8.5e+05 / 2.6e+06 = 0.322 < 1.000 O.K		

4. Shear Capacity

Element No.	2265		
Load Combination	SISMA Y		
Applied Shear Force	V _{Ed}	= -1.7e+05	
Shear Strength (Out of plane)	V _{Rdc}	= 0.00000	V _{Rds} = 4.2e+05
Shear Ratio	V _{Ed} /V _{Rd} = -1.7e+05 / 4.2e+05 = 0.397 < 1.000 O.K		

5. Stress Check

	Concrete	Rebar
Element No.	2267	-
(-) Load Combination No.	SLEQP	-
Stress	337396.47	0.00
Allowable Stress	20800000.00	0.00
Stress Ratio	0.0162	0.0000
Element No.	2265	2264
(+) Load Combination No.	SLEQP	SLEQP
Stress	732472.91	1805646.19
Allowable Stress	20800000.00	360000000.00
Stress Ratio	0.0352	0.0050

6. Crack Control

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Element No.	-	2264
Load Combination	-	SLER1
Crack Width	0.0000	0.0000
Allowable Crack Width	0.0000	0.0003
Check Ratio	0.0000	0.0122

Tutte le verifiche condotte risultano pertanto soddisfatte.

13.3 Parete in elevazione posteriore SPA

Si effettuano le verifiche agli SLU (pressoflessione e taglio) e agli SLE (stato tensionale e fessurazione) della parete in elevazione ($s=0.50\text{m}$) del portale della spalla A, considerando una striscia unitaria longitudinale ($B=1.00\text{m}$), con riferimento alle sollecitazioni emerse dal calcolo.

Per l'elemento in oggetto si prevede la seguente armatura:

- $A_{\text{vert-ant}}$: n. 10 $\phi 16\text{m}$
- $A_{\text{vert-post}}$: n..10 $\phi 16/\text{m}$
- $A_{\text{orizz-ant}}$: n. 10 $\phi 12\text{m}$
- $A_{\text{orizz-post}}$: n. 10 $\phi 12/\text{m}$

Si ottiene pertanto:

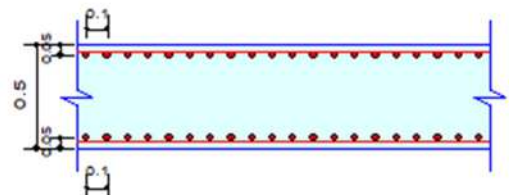
1. Design Condition

Design Type	: Plate Column (1D)
Sub-Domain	: Elevazione posteriore SPA
Design Code	: Eurocode2-2:05
Unit System	: N, m, / m
Material Data	: $f_{ck} = 3.2\text{e}+07$, $f_{yk} = 4.5\text{e}+08$, $f_{yw} = 4.5\text{e}+08$ Pa
Rebar Pattern	

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Layer 1	P16,16@0.10	P16,16@0.10

Total Rebar Area $A_{st} = 0.00402 \text{ m}^2/\text{m}$

Using Stirrups Spacing : 2.0-P16 @0.100



2. Bending Moment Capacity

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
M_{Ed}	222187.25	55741.27
Element No.	3214	3213
Load Combination	SISMA X+	SISMA X-
M_{Rd}	336874.40	336874.40
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.6596	0.1655
Using Rebar(A_s)	0.0020	0.0020

3. Axial Force Resistance Check

Element No.	3185		
Load Combination	SISMA Y		
Applied Axial Force Strength	N _{Ed}	= 3.9e+05	
Axial Force Strength	N _{Rd}	= 2.4e+06	
Axial Force Ratio	N _{Ed} /N _{Rd} = 3.9e+05 / 2.4e+06 = 0.165 < 1.000 O.K		

4. Shear Capacity

Element No.	3213		
Load Combination	SISMA Y		
Applied Shear Force	V _{Ed}	= -5.9e+04	
Shear Strength (Out of plane)	V _{Rdc}	= 0.00000	V _{Rds} = 6.4e+05
Shear Ratio	V _{Ed} /V _{Rd} = -5.9e+04 / 6.4e+05 = 0.093 < 1.000 O.K		

5. Stress Check

	Concrete	Rebar
Element No.	3214	3214
(-) Load Combination No.	SLEQP	SLEQP
Stress	1991125.97	11503225.60
Allowable Stress	20800000.00	360000000.00
Stress Ratio	0.0957	0.0320
Element No.	3185	-
(+) Load Combination No.	SLEQP	-
Stress	374602.26	0.00
Allowable Stress	20800000.00	0.00
Stress Ratio	0.0180	0.0000

6. Crack Control

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Element No.	3214	-
Load Combination	SLER1	-
Crack Width	0.0000	0.0000
Allowable Crack Width	0.0003	0.0000
Check Ratio	0.0463	0.0000

Tutte le verifiche condotte risultano pertanto soddisfatte.

13.4 Soletta superiore SPA

Si effettuano le verifiche agli SLU (pressoflessione e taglio) e agli SLE (stato tensionale e fessurazione) della soletta superiore ($s=0.30\text{m}$) del portale previsto nella spalla A, considerando una striscia unitaria longitudinale ($B=1.00\text{m}$), con riferimento alle sollecitazioni emerse dal calcolo.

Per l'elemento in oggetto si prevede la seguente armatura:

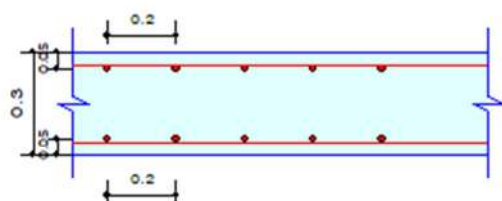
- $A_{\text{long-sup}}$: n. 5 $\phi 16\text{m}$
- $A_{\text{long-inf}}$: n..5 $\phi 16/\text{m}$
- $A_{\text{trav-sup}}$: n. 5 $\phi 16\text{m}$
- $A_{\text{trav-inf}}$: n..5 $\phi 16/\text{m}$

Si ottiene pertanto:

1. Design Condition

Design Type	: Plate Beam (1D)
Sub-Domain	: Soletta sup SPA
Design Code	: Eurocode2-2:05
Unit System	: kN, m, / m
Material Data	: $f_{ck} = 32000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa
Thickness	: 0.3 m

2. Section Diagram



Rebar Pattern

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Layer 1	P16,16@0.20	P16,16@0.20

Total Rebar Area $A_{st} = 0.00201 \text{ m}^2/\text{m}$

Using Stirrups Spacing : No Stirrup

3. Bending Moment Capacity

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Mu	73.38	38.88
Element No.	3270	3288
Load Combination	SLU1	SLU1
Mr	94.05	94.05
Check Ratio (Mu/Mr)	0.7803	0.4134
Using Rebar(As)	0.0010	0.0010

4. Shear Capacity

Element No.	3283			
Load Combination	SLU1			
Applied Shear Force	V_Ed	= -69.725		
Shear Strength (Out of plane)	V_Rdc	= 133.165	V_Rds	= 0.00000
Shear Ratio	V_Ed/V_Rd = -69.725 / 133.165 = 0.524 < 1.000 O.K			

5. Stress Check

	Concrete	Rebar
Element No.	3283	3283
(-) Load Combination	SLEQP	SLEQP
Stress	2473.92	19783.95
Allowable Stress	20800.00	360000.00
Stress Ratio	0.1189	0.0550
Element No.	3288	3288
(+) Load Combination	SLEQP	SLEQP
Stress	1241.45	9927.89
Allowable Stress	20800.00	360000.00
Stress Ratio	0.0597	0.0276

6. Crack Control

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Element No.	3270	3288
Load Combination	SLER1	SLER1
Crack Width	0.0000	0.0000
Allowable Crack Width	0.0003	0.0003
Check Ratio	0.0933	0.0494

Tutte le verifiche condotte risultano pertanto soddisfatte.

13.5 Orecchi SPA

Si effettuano le verifiche agli SLU (pressoflessione e taglio) e agli SLE (stato tensionale e fessurazione) dell'orecchio d'ala ($s=0.30\text{m}$) della spalla A, considerando una striscia unitaria longitudinale ($B=1.00\text{m}$), con riferimento alle sollecitazioni emerse dal calcolo.

Per l'elemento in oggetto si prevede la seguente armatura:

- Avert-ant: n. 5 $\phi 16\text{m}$
- Avert-post: n..5 $\phi 16/\text{m}$
- Aorizz-ant: n. 5 $\phi 16\text{m}$
- Aorizz-post: n..5 $\phi 16/\text{m}$

Si ottiene pertanto:

1. Design Condition

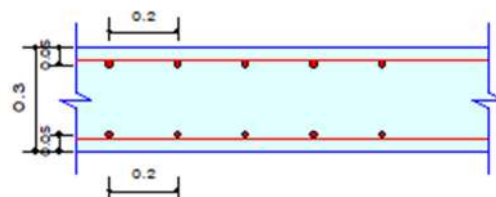
Design Type : Plate Column (1D)
 Sub-Domain : Orecchio SPA
 Design Code : Eurocode2-2:05
 Unit System : N, m, / m
 Material Data : $f_{ck} = 3.2\text{e}+07$, $f_{yk} = 4.5\text{e}+08$, $f_{yw} = 4.5\text{e}+08$ Pa

Rebar Pattern

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Layer 1	P16,16@0.20	P16,16@0.20

Total Rebar Area Ast = 0.00201 m²/m

Using Stirrups Spacing : 2.0-P16 @0.200



2. Bending Moment Capacity

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
M _{Ed}	6896.64	7863.06
Element No.	3637	3670
Load Combination	SLU1	SLU3
M _{Rd}	94050.12	94050.12
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.0733	0.0836
Using Rebar(As)	0.0010	0.0010

3. Axial Force Resistance Check

Element No.	3600		
Load Combination	SISMA X+		
Applied Axial Force Strength	N _{Ed}	= -4.1e+04	
Axial Force Strength	N _{Rd}	= -2.8e+05	
Axial Force Ratio	N _{Ed} /N _{Rd} = -4.1e+04 / -2.8e+05 = 0.147 < 1.000 O.K		

4. Shear Capacity

Element No.	3644		
Load Combination	SISMA X+		
Applied Shear Force	V _{Ed}	= -3.4e+04	
Shear Strength (Out of plane)	V _{Rdc}	= 0.00000	V _{Rds} = 1.8e+05
Shear Ratio	V _{Ed} /V _{Rd} = -3.4e+04 / 1.8e+05 = 0.193 < 1.000 O.K		

5. Stress Check

	Concrete	Rebar
Element No.	3646	3637
(-) Load Combination No.	SLEQP	SLEQP
Stress	352976.56	1594009.52
Allowable Stress	20800000.00	360000000.00
Stress Ratio	0.0170	0.0044
Element No.	3670	3685
(+) Load Combination No.	SLEQP	SLEQP
Stress	379621.75	879515.90
Allowable Stress	20800000.00	360000000.00
Stress Ratio	0.0183	0.0024

6. Crack Control

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Element No.	3637	3670
Load Combination	SLER1	SLER1
Crack Width	0.0000	0.0000
Allowable Crack Width	0.0003	0.0003
Check Ratio	0.0068	0.0060

Tutte le verifiche condotte risultano pertanto soddisfatte.

13.6 Platea di fondazione SPB

Si effettuano le verifiche agli SLU (pressoflessione e taglio) e agli SLE (stato tensionale e fessurazione) della platea di fondazione ($s=0.80\text{m}$) della spalla B, considerando una striscia unitaria longitudinale ($B=1.00\text{m}$), con riferimento alle sollecitazioni emerse dal calcolo.

Per l'elemento in oggetto si prevede la seguente armatura:

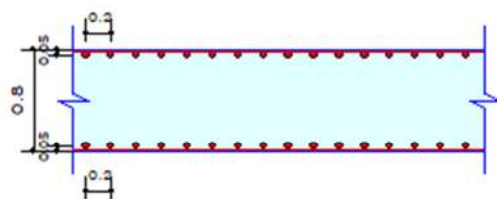
- $A_{\text{long-sup}}$: n. 5 $\phi 16\text{m}$
- $A_{\text{long-inf}}$: n..5 $\phi 16/\text{m}$
- $A_{\text{trav-sup}}$: n. 5 $\phi 16\text{m}$
- $A_{\text{trav-inf}}$: n..5 $\phi 16/\text{m}$
-

Si ottiene pertanto:

1. Design Condition

Design Type	: Plate Beam (1D)
Sub-Domain	: Platea SPB
Design Code	: Eurocode2-2:05
Unit System	: kN, m, / m
Material Data	: $f_{ck} = 32000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa
Thickness	: 0.8 m

2. Section Diagram



Rebar Pattern

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Layer 1	P16,16@0.20	P16,16@0.20

Total Rebar Area $A_{st} = 0.00201 \text{ m}^2/\text{m}$

Using Stirrups Spacing : 2.0-P16 @0.200

3. Bending Moment Capacity

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Mu	25.12	180.79
Element No.	2876	2943
Load Combination	SISMA X-	SISMA X-
Mr	290.68	290.68
Check Ratio (Mu/Mr)	0.0864	0.6220
Using Rebar(As)	0.0010	0.0010

4. Shear Capacity

Element No.	2862			
Load Combination	SISMA X-			
Applied Shear Force	V_Ed	=	-200.84	
Shear Strength (Out of plane)	V_Rdc	=	277.283	V_Rds = 530.902
Shear Ratio	V_Ed/V_Rd= -200.84 / 277.283 = 0.724 < 1.000 O.K			

5. Stress Check

	Concrete	Rebar
Element No.	2904	2904
(-) Load Combination	SLEQP	SLEQP
Stress	93.03	976.44
Allowable Stress	20800.00	360000.00
Stress Ratio	0.0045	0.0027
Element No.	2862	2862
(+) Load Combination	SLEQP	SLEQP
Stress	772.41	8107.26
Allowable Stress	20800.00	360000.00
Stress Ratio	0.0371	0.0225

6. Crack Control

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Element No.	2904	2862
Load Combination	SLER1	SLER1
Crack Width	0.0000	0.0000
Allowable Crack Width	0.0003	0.0003
Check Ratio	0.0052	0.0517

Tutte le verifiche condotte risultano pertanto soddisfatte.

13.7 Parete in elevazione SPB

Si effettuano le verifiche agli SLU (pressoflessione e taglio) e agli SLE (stato tensionale e fessurazione) della parete in elevazione ($s=1.00\text{m}$) della spalla B, considerando una striscia unitaria longitudinale ($B=1.00\text{m}$), con riferimento alle sollecitazioni emerse dal calcolo.

Per l'elemento in oggetto si prevede la seguente armatura:

- Avert-ant: n. 5 $\phi 16\text{m}$
- Avert-post: n..5 $\phi 16/\text{m}$
- Aorizz-ant: n. 5 $\phi 12\text{m}$
- Aorizz-post: n. 5 $\phi 12/\text{m}$

Si ottiene pertanto:

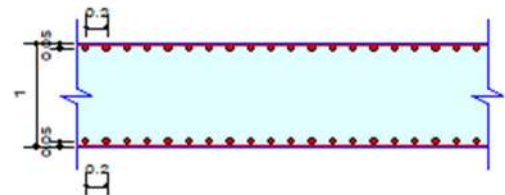
1. Design Condition

Design Type	: Plate Column (1D)
Sub-Domain	: Elevazione SPB
Design Code	: Eurocode2-2:05
Unit System	: kN, m, / m
Material Data	: $f_{ck} = 32000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa
Rebar Pattern	

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Layer 1	P16,16@0.20	P16,16@0.20

Total Rebar Area Ast = 0.00201 m²/m

Using Stirrups Spacing : 2.0-P12 @0.200



2. Bending Moment Capacity

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
M _{Ed}	235.60	22.83
Element No.	2638	2662
Load Combination	SISMA X-	SISMA Y
M _{Rd}	369.33	369.33
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.6379	0.0618
Using Rebar(As)	0.0010	0.0010

3. Axial Force Resistance Check

Element No.	2636		
Load Combination	SISMA Y		
Applied Axial Force Strength	N _{Ed}	= -190.63	
Axial Force Strength	N _{Rd}	= 913.478	
Axial Force Ratio	N _{Ed} /N _{Rd} = -190.63 / 913.478 = 0.209 < 1.000 O.K		

4. Shear Capacity

Element No.	2662		
Load Combination	SISMA Y		
Applied Shear Force	V _{Ed}	= -87.470	
Shear Strength (Out of plane)	V _{Rdc}	= 0.00000	V _{Rds} = 378.059
Shear Ratio	V _{Ed} /V _{Rd} = -87.470 / 378.059 = 0.231 < 1.000 O.K		

5. Stress Check

	Concrete	Rebar
Element No.	2638	2638
(-) Load Combination No.	SLEQP	SLEQP
Stress	907.89	3314.22
Allowable Stress	20800.00	360000.00
Stress Ratio	0.0436	0.0092
Element No.	2638	2662
(+) Load Combination No.	SLEQP	SLEQP
Stress	284.64	1127.72
Allowable Stress	20800.00	360000.00
Stress Ratio	0.0137	0.0031

6. Crack Control

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Element No.	2638	2662
Load Combination	SLER1	SLER1
Crack Width	0.0000	0.0000
Allowable Crack Width	0.0003	0.0003
Check Ratio	0.0210	0.0044

Tutte le verifiche condotte risultano pertanto soddisfatte.

13.8 Muri d'ala

Si effettuano le verifiche agli SLU (pressoflessione e taglio) e agli SLE (stato tensionale e fessurazione) del muro d'ala ($s=0.30\text{m}$) della spalla B, considerando una striscia unitaria longitudinale ($B=1.00\text{m}$), con riferimento alle sollecitazioni emerse dal calcolo.

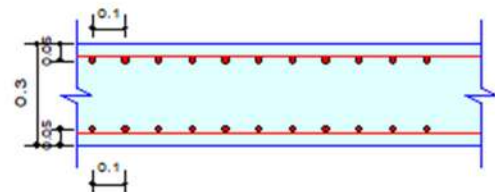
Per l'elemento in oggetto si prevede la seguente armatura:

- Avert-ant: n. 10 $\phi 16\text{m}$
- Avert-post: n..10 $\phi 16/\text{m}$
- Aorizz-ant: n. 10 $\phi 16\text{m}$
- Aorizz-post: n..10 $\phi 16/\text{m}$

Si ottiene pertanto:

1. Design Condition

Design Type	: Plate Column (1D)		
Sub-Domain	: Muro ala SPB		
Design Code	: Eurocode2-2:05		
Unit System	: N, m, / m		
Material Data	: fck = 3.2e+07, fyk = 4.5e+08, fyw = 4.5e+08 Pa		
Rebar Pattern		Top(Negative)	Bottom(Positive)



Total Rebar Area Ast = 0.00402 m²/m

Using Stirrups Spacing : 2.0-P16 @0.200

2. Bending Moment Capacity

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
M _{Ed}	16753.85	84662.87
Element No.	3503	3506
Load Combination	SLU1	SLU1
M _{Rd}	179570.05	179570.05
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.0933	0.4715
Using Rebar(As)	0.0020	0.0020

3. Axial Force Resistance Check

Element No.	3506			
Load Combination	SISMA X-			
Applied Axial Force Strength	N _{Ed}	= -3.2e+05		
Axial Force Strength	N _{Rd}	= -1.1e+06		
Axial Force Ratio	N _{Ed} /N _{Rd}	= -3.2e+05 / -1.1e+06	= 0.298 < 1.000	 O.K

4. Shear Capacity

Element No.	3506			
Load Combination	SLU1			
Applied Shear Force	V _{Ed}	= -1.4e+05		
Shear Strength (Out of plane)	V _{Rdc}	= 0.00000	V _{Rds}	= 1.8e+05
Shear Ratio	V _{Ed} /V _{Rd}	= -1.4e+05 / 1.8e+05	= 0.777 < 1.000	 O.K

5. Stress Check

	Concrete	Rebar
Element No.	3503	3503
(-) Load Combination No.	SLEQP	SLEQP
Stress	636185.17	4992141.26
Allowable Stress	20800000.00	360000000.00
Stress Ratio	0.0306	0.0139
Element No.	3506	3506
(+) Load Combination No.	SLEQP	SLEQP
Stress	3003276.02	25352700.67
Allowable Stress	20800000.00	360000000.00
Stress Ratio	0.1444	0.0704

6. Crack Control

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Element No.	3503	3506
Load Combination	SLER1	SLER1
Crack Width	0.0000	0.0000
Allowable Crack Width	0.0003	0.0003
Check Ratio	0.0142	0.0682

Tutte le verifiche condotte risultano pertanto soddisfatte.

13.9 Paraghiaia

Si effettuano le verifiche agli SLU (pressoflessione e taglio) e agli SLE (stato tensionale e fessurazione) del muro d'ala ($s=0.40\text{m}$) della spalla A (quella maggiormente sollecitata per lo schema appoggi adottato), considerando una striscia unitaria longitudinale ($B=1.00\text{m}$), con riferimento alle sollecitazioni emerse dal calcolo.

Per l'elemento in oggetto si prevede la seguente armatura:

- $A_{\text{vert-ant}}$: n. 5 $\phi 12\text{m}$
- $A_{\text{vert-post}}$: n..5 $\phi 12/\text{m}$
- A_{taglio} : staffe $\phi 12/2$ br./0.20m

Si ottiene pertanto:

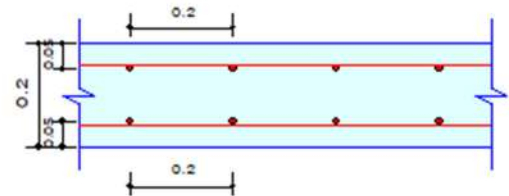
1. Design Condition

Design Type : Plate Column (1D)
 Sub-Domain : Paraghiaia SPB
 Design Code : Eurocode2-2:05
 Unit System : N, m, / m
 Material Data : $f_{ck} = 3.2e+07$, $f_{yk} = 4.5e+08$, $f_{yw} = 4.5e+08$ Pa

Rebar Pattern	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Layer 1	P12,12@0.20	P12,12@0.20

Total Rebar Area $A_{st} = 0.00113 \text{ m}^2/\text{m}$

Using Stirrups Spacing : 2.0-P12 @0.200



2. Bending Moment Capacity

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
M_{Ed}	8767.94	5091.40
Element No.	2852	2852
Load Combination	SLU2	SLU3
M_{Rd}	31815.00	31815.00
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.2756	0.1600
Using Rebar(A_s)	0.0006	0.0006

3. Axial Force Resistance Check

Element No.	2852		
Load Combination	SLU3		
Applied Axial Force Strength	N _{Ed}	= -1.6e+04	
Axial Force Strength	N _{Rd}	= -1.0e+05	
Axial Force Ratio	N _{Ed} /N _{Rd} = -1.6e+04 / -1.0e+05 = 0.159 < 1.000 O.K		

4. Shear Capacity

Element No.	2852		
Load Combination	SLU2		
Applied Shear Force	V _{Ed}	= -3.9e+04	
Shear Strength (Out of plane)	V _{Rdc}	= 0.00000	V _{Rds} = 59693.5
Shear Ratio	V _{Ed} /V _{Rd} = -3.9e+04 / 59693.5 = 0.647 < 1.000 O.K		

5. Stress Check

	Concrete	Rebar
Element No.	2852	2852
(-) Load Combination No.	SLEQP	SLEQP
Stress	703970.85	5217269.67
Allowable Stress	20800000.00	360000000.00
Stress Ratio	0.0338	0.0145
Element No.	2852	2852
(+) Load Combination No.	SLEQP	SLEQP
Stress	381793.51	3284926.26
Allowable Stress	20800000.00	360000000.00
Stress Ratio	0.0184	0.0091

6. Crack Control

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Element No.	2852	2852
Load Combination	SLER1	SLER1
Crack Width	0.0000	0.0000
Allowable Crack Width	0.0003	0.0003
Check Ratio	0.0206	0.0121

Tutte le verifiche condotte risultano pertanto soddisfatte.

13.10 Baggioli

Si rimanda alla progettazione esecutiva per la verifica e il dettaglio di tali elementi strutturali.

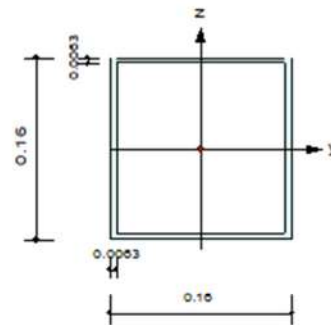
14 Verifiche di resistenza degli elementi strutturali in acciaio

Nei seguenti paragrafi si riporta, per ogni elemento strutturale in acciaio dell'impalcato, la verifica agli SLU della sezione maggiormente sollecitata a pressoflessione e taglio.

14.1 Corrente superiore - tub. quad. 160x160x6.3mm

1. Design Information

Design Code	Eurocode3-2:05
Unit System	kN, m
Member No	50
Material	S355 (No:1) ($F_y = 355000$, $E_s = 210000000$)
Section Name	Corrente superiore (No:9) (Rolled : RHS-CF 160X160X6.3 UNI78).
Member Length	: 3.00007



2. Member Forces

Axial Force	$F_{xx} = -727.18$ (LCB: 1, POS:1/2)
Bending Moments	$M_y = 0.08986$, $M_z = 1.90976$
End Moments	$M_{yi} = 0.11766$, $M_{yj} = 0.06206$ (for L_b) $M_{yi} = 0.11766$, $M_{yj} = 0.06206$ (for L_y) $M_{zi} = 1.50588$, $M_{zj} = 1.35243$ (for L_z)
Shear Forces	$F_{yy} = 0.69194$ (LCB: 1, POS:J) $F_{zz} = 0.01853$ (LCB: 1, POS:J)

Depth	0.16000	Web Thick	0.00630
Rig Width	0.16000	Top F Thick	0.00630
Web Center	0.15370	Bot.F Thick	0.00630
Area	0.00374	Asz	0.00202
Gyb	0.00886	Gzb	0.00886
Iyy	0.00001	Izz	0.00001
Ybar	0.08000	Zbar	0.08000
Wely	0.00018	Welz	0.00018
ry	0.06212	rz	0.06212

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	$L_y = 3.00007$, $L_z = 3.00007$, $L_b = 3.00007$
Effective Length Factors	$K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Moment Factor / Bending Coefficient	$C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_b = 1.00$

4. Checking Result

Axial Resistance

$$N_{Ed}/MIN[Nc_{Rd}, Nb_{Rd}] = 727.18/1058.19 = 0.687 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.0899/79.2960 = 0.001 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 1.9098/79.2960 = 0.024 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

Combined Resistance

$$R_{MNRd} = MAX[M_{Edy}/M_{ny_{Rd}}, M_{Edz}/M_{nz_{Rd}}]$$

$$R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny_{Rd}})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{nz_{Rd}})^{\beta}$$

$$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y/\gamma_{M0}), \quad R_{byM} = M_{Edy}/M_{y_{Rd}} + M_{Edz}/M_{z_{Rd}}$$

$$R_{cLT1} = N_{Ed}/(\chi_y \cdot A \cdot f_y/\gamma_{M1})$$

$$R_{bLT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy})/(\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y/\gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz})/(W_{plz} \cdot f_y/\gamma_{M1})$$

$$R_{cLT2} = N_{Ed}/(\chi_z \cdot A \cdot f_y/\gamma_{M1})$$

$$R_{bLT2} = (k_{zy} \cdot M_{Edy})/(\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y/\gamma_{M1}) + (k_{zz} \cdot M_{Edz})/(W_{plz} \cdot f_y/\gamma_{M1})$$

$$R_{max} = MAX[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM}), MAX(R_{cLT1} + R_{bLT1}, R_{cLT2} + R_{bLT2})] = 0.718 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

Torsion Strength

$$T_{Ed}/T_{Rd} = 0.0142/56.4642 = -0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y_{Rd}} = 0.002 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

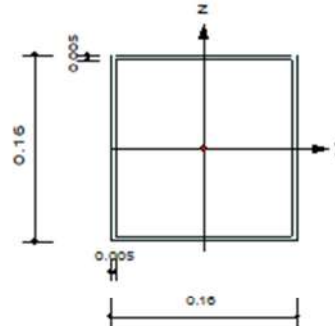
$$V_{Edz}/V_{z_{Rd}} = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

Tutte le verifiche condotte risultano soddisfatte.

14.2 Corrente inferiore – tub. quad. 160x160x5mm

1. Design Information

Design Code	Eurocode3-2:05
Unit System	kN, m
Member No	63
Material	S355 (No:1) ($F_y = 355000$, $E_s = 210000000$)
Section Name	Corrente inferiore (No:1) (Rolled : RHS-CF 160X160X5 UNI7812).
Member Length	: 3.00000



2. Member Forces

Axial Force	$F_{xx} = 632.851$ (LCB: 1, POS:1/2)
Bending Moments	$M_y = 1.64468$, $M_z = -0.1388$
End Moments	$M_{yi} = 1.25938$, $M_{yj} = 1.25475$ (for L_b) $M_{yi} = 1.25938$, $M_{yj} = 1.25475$ (for L_y) $M_{zi} = -0.1367$, $M_{zj} = -0.1410$ (for L_z)
Shear Forces	$F_{yy} = 0.00144$ (LCB: 1, POS:I) $F_{zz} = 0.51836$ (LCB: 1, POS:J)

Depth	0.16000	Web Thick	0.00500
Flg Width	0.16000	Top F Thick	0.00500
Web Center	0.15500	Bot.F Thick	0.00500
Area	0.00301	Asz	0.00160
Cyb	0.00901	Czb	0.00901
Iyy	0.00001	Izz	0.00001
Ybar	0.08000	Zbar	0.08000
Wely	0.00015	Welz	0.00015
ry	0.06279	rz	0.06279

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	$L_y = 3.00000$, $L_z = 3.00000$, $L_b = 3.00000$
Effective Length Factors	$K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Moment Factor / Bending Coefficient	$C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_b = 1.00$

4. Checking Result

Axial Resistance

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 632.85/1069.97 = 0.591 < 1.000 \quad \text{O.K.}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 1.6447/63.9887 = 0.026 < 1.000 \quad \text{O.K.}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.1388/63.9887 = 0.002 < 1.000 \quad \text{O.K.}$$

Combined Resistance

$$R_{MNRd} = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$$

$$R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny_Rd})^\alpha + (M_{Edz}/M_{nz_Rd})^\beta$$

$$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{byM} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$$

$$R_{max} = \text{MAX}[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM})] = 0.619 < 1.000 \quad \text{O.K.}$$

Torsion Strength

$$T_{Ed}/T_{Rd} = 0.0258/46.2994 = -0.001 < 1.000 \quad \text{O.K.}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.001 < 1.000 \quad \text{O.K.}$$

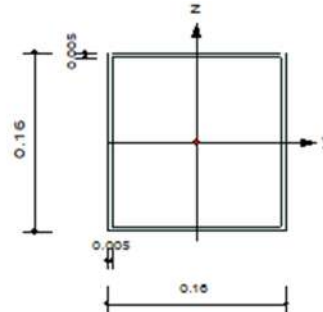
$$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.002 < 1.000 \quad \text{O.K.}$$

Tutte le verifiche condotte risultano soddisfatte.

14.3 Diagonale - tub. quad. 160x160x5mm

1. Design Information

Design Code	Eurocode3-2:05
Unit System	kN, m
Member No	2241
Material	S355 (No:1) ($F_y = 355000$, $E_s = 210000000$)
Section Name	Diagonale (No:8) (Rolled : RHS-CF 160X160X5 UNI7812).
Member Length	: 3.17648



2. Member Forces

Axial Force	$F_{xx} = -237.32$ (LCB: 1, POS:J)
Bending Moments	$M_y = -4.5234$, $M_z = 6.39592$
End Moments	$M_{yi} = 2.59878$, $M_{yj} = -4.5234$ (for L_b) $M_{yi} = 2.59878$, $M_{yj} = -4.5234$ (for L_y) $M_{zi} = -2.6091$, $M_{zj} = 6.39592$ (for L_z)
Shear Forces	$F_{yy} = -3.0933$ (LCB: 1, POS:I) $F_{zz} = 2.42514$ (LCB: 1, POS:J)

Depth	0.16000	Web Thick	0.00500
Flg Width	0.16000	Top F Thick	0.00500
Web Center	0.15500	Bot.F Thick	0.00500
Area	0.00301	Asz	0.00160
Cyb	0.00901	Czb	0.00901
Iyy	0.00001	Izz	0.00001
Ybar	0.08000	Zbar	0.08000
Wely	0.00015	Welz	0.00015
ry	0.06279	rz	0.06279

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	$L_y = 3.17648$, $L_z = 3.17648$, $L_b = 3.17648$
Effective Length Factors	$K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Moment Factor / Bending Coefficient	$C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_b = 1.00$

4. Checking Result

Axial Resistance

$$N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 237.317/841.312 = 0.282 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 4.5234/63.9887 = 0.071 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 6.3959/63.9887 = 0.100 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

Combined Resistance

$$R_{MNRd} = MAX[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$$

$$R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny_Rd})^\alpha + (M_{Edz}/M_{nz_Rd})^\beta$$

$$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{byM} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$$

$$R_{cLT1} = N_{Ed}/(\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{bLT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy})/(\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz})/(W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{cLT2} = N_{Ed}/(\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{bLT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy})/(\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz})/(W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{max} = MAX[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM}), MAX(R_{cLT1} + R_{bLT1}, R_{cLT2} + R_{bLT2})] = 0.451 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

Torsion Strength

$$T_{Ed}/T_{Rd} = 0.4524/46.2994 = 0.010 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.010 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

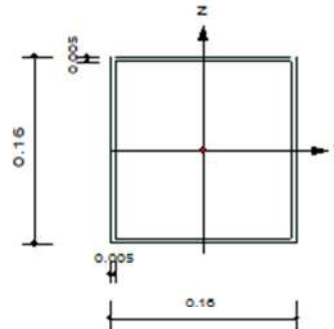
$$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.021 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

Tutte le verifiche condotte risultano soddisfatte.

14.4 Traverso inferiore - tub. quad. 160x160x5mm

1. Design Information

Design Code	Eurocode3-2:05
Unit System	kN, m
Member No	111
Material	S355 (No:1) ($F_y = 355000$, $E_s = 210000000$)
Section Name	Traverso inf (No:2) (Rolled : RHS-CF 160X160X5 UNI7812).
Member Length	: 0.10000



2. Member Forces

Axial Force	$F_{xx} = 25.4900$ (LCB: 3, POS:I)
Bending Moments	$M_y = 9.88781$, $M_z = -6.6583$
End Moments	$M_{yi} = 9.88781$, $M_{yj} = 9.40038$ (for L_b) $M_{yi} = 9.88781$, $M_{yj} = 9.40038$ (for L_y) $M_{zi} = -6.6583$, $M_{zj} = -5.8994$ (for L_z)
Shear Forces	$F_{yy} = -8.2282$ (LCB: 3, POS:I) $F_{zz} = 4.68810$ (LCB: 3, POS:J)

Depth	0.16000	Web Thick	0.00500
Flg Width	0.16000	Top F Thick	0.00500
Web Center	0.15500	Bot.F Thick	0.00500
Area	0.00301	Asz	0.00160
Cyb	0.00901	Czb	0.00901
Iyy	0.00001	Izz	0.00001
Ybar	0.08000	Zbar	0.08000
Wely	0.00015	Welz	0.00015
ry	0.06279	rz	0.06279

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	$L_y = 0.10000$, $L_z = 0.10000$, $L_b = 0.10000$
Effective Length Factors	$K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Moment Factor / Bending Coefficient	$C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_b = 1.00$

4. Checking Result

Axial Resistance

$$N_{Ed}/N_{tRd} = 25.49/1069.97 = 0.024 < 1.000 \text{ O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 9.8878/63.9887 = 0.155 < 1.000 \text{ O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 6.6583/63.9887 = 0.104 < 1.000 \text{ O.K}$$

Combined Resistance

$$R_{MNRd} = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$$

$$R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny_Rd})^\alpha + (M_{Edz}/M_{nz_Rd})^\beta$$

$$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{byM} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$$

$$R_{max} = \text{MAX}[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM})] = 0.282 < 1.000 \text{ O.K}$$

Torsion Strength

$$T_{Ed}/T_{Rd} = 0.5896/46.2994 = 0.013 < 1.000 \text{ O.K}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.064 < 1.000 \text{ O.K}$$

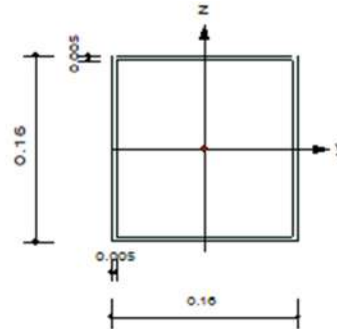
$$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.036 < 1.000 \text{ O.K}$$

Tutte le verifiche condotte risultano soddisfatte.

14.5 Traverso superiore - tub. quad. 160x160x5mm

1. Design Information

Design Code	Eurocode3-2:05
Unit System	kN, m
Member No	126
Material	S355 (No:1) ($F_y = 355000$, $E_s = 210000000$)
Section Name	Traverso sup (No:11) (Rolled : RHS-CF 160X160X5 UNI7812).
Member Length	: 2.80000



2. Member Forces

Axial Force	$F_{xx} = 0.10468$ (LCB: 3, POS:J)
Bending Moments	$M_y = -11.916$, $M_z = 3.03239$
End Moments	$M_{yi} = 11.3871$, $M_{yj} = -11.916$ (for L_b) $M_{zi} = 11.3871$, $M_{zj} = -11.916$ (for L_y) $M_{zi} = -2.8653$, $M_{zj} = 3.03239$ (for L_z)
Shear Forces	$F_{yy} = -2.1060$ (LCB: 3, POS:I) $F_{zz} = 8.67904$ (LCB: 3, POS:J)

Depth	0.16000	Web Thick	0.00500
Flg Width	0.16000	Top Fl Thick	0.00500
Web Center	0.15500	Bot Fl Thick	0.00500
Area	0.00301	Asz	0.00160
Cyb	0.00901	Czb	0.00901
Iyy	0.00001	Izz	0.00001
Ybar	0.08000	Zbar	0.08000
Wely	0.00015	Welz	0.00015
ry	0.06279	rz	0.06279

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	$L_y = 2.80000$, $L_z = 2.80000$, $L_b = 2.80000$
Effective Length Factors	$K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Moment Factor / Bending Coefficient	$C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_b = 1.00$

4. Checking Result

Axial Resistance

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.10/1069.97 = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 11.9157/63.9887 = 0.186 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 3.0324/63.9887 = 0.047 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

Combined Resistance

$$R.MNRd = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$$

$$R.BiM = (M_{Edy}/M_{ny_Rd})^\alpha + (M_{Edz}/M_{nz_Rd})^\beta$$

$$R.byN = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R.byM = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$$

$$R_{max} = \text{MAX}[R.MNRd, R.BiM, (R.byN + R.byM)] = 0.234 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

Torsion Strength

$$T_{Ed}/T_{Rd} = 0.1161/46.2994 = 0.003 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.007 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

$$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.028 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

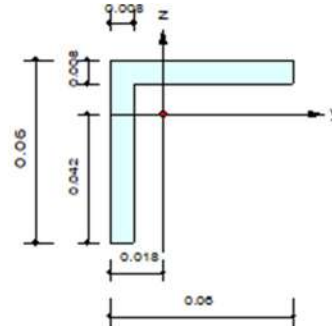


Tutte le verifiche condotte risultano soddisfatte.

14.6 Longherina laterale – L60x60x8mm

1. Design Information

Design Code	Eurocode3-2:05
Unit System	kN, m
Member No	3041
Material	S355 (No:1) ($F_y = 355000$, $E_s = 210000000$)
Section Name	Longherina laterale (No:3) (Rolled : L60x8).
Member Length	: 3.00000



2. Member Forces

Axial Force	$F_{xx} = 60.2558$ (LCB: 1, POS:I)
Bending Moments	$M_y = -2.6226$, $M_z = 0.00406$
End Moments	$M_{yi} = -2.6226$, $M_{yj} = -2.6226$ (for Lb) $M_{zi} = -2.6226$, $M_{zj} = -2.6226$ (for Ly) $M_{zi} = 0.00406$, $M_{zj} = 0.00392$ (for Lz)
Shear Forces	$F_{yy} = 0.00005$ (LCB: 1, POS:I) $F_{zz} = -5.3186$ (LCB: 1, POS:I)

Depth	0.06000	Web Thick	0.00800
Top F Width	0.06000	Top F Thick	0.00800
Area	0.00090	Asz	0.00040
Cyb	0.00089	Czb	0.00089
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.01770	Zbar	0.04230
Wely	0.00001	Welz	0.00001
rs	0.01172		

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	$L_y = 3.00000$, $L_z = 3.00000$, $L_b = 3.00000$
Effective Length Factors	$K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Moment Factor / Bending Coefficient	$C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_b = 1.00$

4. Checking Result

Axial Resistance

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 60.256/320.565 = 0.188 < 1.000 \text{ O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 2.62265/4.51522 = 0.581 < 1.000 \text{ O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.00406/4.51522 = 0.001 < 1.000 \text{ O.K}$$

Combined Resistance

$$R_{MNRd} = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$$

$$R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny_Rd})^\alpha + (M_{Edz}/M_{nz_Rd})^\beta$$

$$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{byM} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$$

$$R_{max} = \text{MAX}[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM})] = 0.770 < 1.000 \text{ O.K}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.000 < 1.000 \text{ O.K}$$

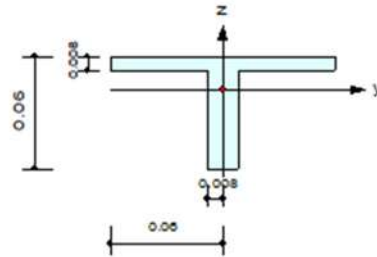
$$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.053 < 1.000 \text{ O.K}$$

Tutte le verifiche condotte risultano soddisfatte.

14.7 Longherina centrale – 2xL60x60x8mm

1. Design Information

Design Code	Eurocode3-2:05
Unit System	kN, m
Member No	3004
Material	S355 (No:1) ($F_y = 355000$, $E_s = 210000000$)
Section Name	Longherina centrale (No:10) (Built-up Section).
Member Length	: 3.00000



2. Member Forces

Axial Force	$F_{xx} = 12.4995$ (LCB: 1, POS:J)
Bending Moments	$M_y = -5.4923$, $M_z = -0.1395$
End Moments	$M_{yi} = -4.7745$, $M_{yj} = -5.4923$ (for L_b) $M_{yi} = -4.7745$, $M_{yj} = -5.4923$ (for L_y) $M_{zi} = 0.15264$, $M_{zj} = -0.1395$ (for L_z)
Shear Forces	$F_{yy} = 0.09738$ (LCB: 1, POS:I) $F_{zz} = 10.8741$ (LCB: 1, POS:J)

Depth	0.06000	Web Thick	0.00800
Flg Width	0.06000	Flg Thick	0.00800
BTB Spacing	0.00000		
Area	0.00179	A_{zz}	0.00080
C_{yb}	0.00089	C_{zb}	0.00180
I_{yy}	0.00000	I_{zz}	0.00000
Y_{bar}	0.06000	Z_{bar}	0.04207
W_{ely}	0.00001	W_{elz}	0.00002
r_y	0.01820	r_z	0.02555

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	$L_y = 3.00000$, $L_z = 3.00000$, $L_b = 3.00000$
Effective Length Factors	$K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Moment Factor / Bending Coefficient	$C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_b = 1.00$

4. Checking Result

Axial Resistance

$$N_{Ed}/N_{tRd} = 12.500/636.160 = 0.020 < 1.000 \text{ O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 5.49232/6.87239 = 0.799 < 1.000 \text{ O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.1395/11.4054 = 0.012 < 1.000 \text{ O.K}$$

Combined Resistance

$$R_{MNRd} = \max[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$$

$$R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny_Rd})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{nz_Rd})^{\beta}$$

$$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{byM} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$$

$$R_{max} = \max[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM})] = 0.640 < 1.000 \text{ O.K}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.003 < 1.000 \text{ O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.055 < 1.000 \text{ O.K}$$

Tutte le verifiche condotte risultano soddisfatte.

14.8 Controvento inferiore – profilo circolare $\phi 16\text{mm}$

Si effettua infine la verifica a trazione dei controventi inferiori, per i quali si prevede un profilo circolare in acciaio $\phi 16\text{mm}$.

Lo sforzo assiale di trazione massimo, emerso dal calcolo su questi elementi, risulta:

$$N_{Ed} = 29.55 \text{ kN (comb. SISMA Y)}$$

Si deve verificare la condizione:

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd}$$

ove:

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

Essendo

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{8 \times 8 \times 3.14 \times 355}{1.05 \times 1000} = 67.94 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \frac{A_{net} \times f_{tk}}{\gamma_{M2}} = 0.9 \frac{8 \times 8 \times 3.14 \times 510}{1.25 \times 1000} = 73.79 \text{ kN}$$

si ottiene:

$$N_{t,Rd} = 67.94 \text{ kN}$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

14.9 Controvento superiore – profilo circolare $\phi 16\text{mm}$

Si effettua infine la verifica a trazione dei controventi superiori, per i quali si prevede un profilo circolare in acciaio $\phi 16\text{mm}$.

Lo sforzo assiale di trazione massimo, emerso dal calcolo su questi elementi, risulta:

$$N_{Ed} = 20.36 \text{ kN (comb. SLU1)}$$

Si deve verificare la condizione:

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd}$$

ove:

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

Essendo

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{8 \times 8 \times 3.14 \times 355}{1.05 \times 1000} = 67.94 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \frac{A_{net} \times f_{tk}}{\gamma_{M2}} = 0.9 \frac{8 \times 8 \times 3.14 \times 510}{1.25 \times 1000} = 73.79 \text{ kN}$$

si ottiene:

$$N_{t,Rd} = 67.94 \text{ kN}$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

15 Verifica delle unioni bullonate

Per l'impalcato in progetto sono previste n.4 unioni bullonate a 1/5, 2/5, 3/5, 4/5 della luce di calcolo della struttura per ognuno degli elementi strutturali costituenti le due travi reticolari, ossia:

- Corrente superiore tub.quad. 160x160x6.3mm
- Corrente inferiore tub. quad. 160x160x5mm
- Diagonale tub. quad. 160x160x5mm

Per il dettaglio di tali unioni si rimanda alla progettazione esecutiva dell'opera.

16 Verifica delle unioni saldate

Tutte le unioni saldate tra le membrature costituenti i n.5 conci delle travate reticolari, le unioni saldate di collegamento travi-traversi e quelle di attacco delle piastre dei controventi, da realizzare in officina, sono previste a completa penetrazione e completo ripristino della sezione resistente.

Per il dettaglio di tali unioni si rimanda alla progettazione esecutiva dell'opera.

17 Verifica d'instabilità fuori dal piano

L'analisi globale della struttura è stata condotta secondo la teoria del primo ordine, imponendo l'equilibrio sulla configurazione iniziale della struttura, ritenendo trascurabili gli effetti delle deformazioni rispetto alla determinazione delle sollecitazioni indotte dai carichi e ai fenomeni di instabilità.

Infatti risulta soddisfatta la condizione (4.2.2) delle NTC:

$$\alpha_{cr} = F_{cr} / F_{Ed} > 10$$

essendo:

α_{cr} moltiplicatore dei carichi che induce l'instabilità globale

F_{Ed} il valore dei carichi di progetto

Nella verifica dei singoli elementi strutturali gli effetti delle imperfezioni locali sono da considerarsi inclusi implicitamente nelle formule di verifica stabilità (essendo trascurabili gli effetti del secondo ordine).

Il moltiplicatore dei carichi α_{cr} è stato determinato mediante un'analisi di instabilità globale (buckling), con la quale sono stati calcolati i modi di instabilizzarsi della struttura sotto l'azione dei carichi permanenti e variabili, amplificati con i rispettivi coefficienti moltiplicativi γ , secondo le stesse combinazioni SLU descritte al punto 8.2 di questa relazione.

L'analisi è stata condotta sui primi n.10 modi d'instabilizzarsi della struttura: per ragioni di sintesi si riporta esclusivamente quello maggiormente critico, che presenta un moltiplicatore $\alpha_{cr} = 11.17$ (modo n.2), ove si è trascurata la rilevanza del modo n.1, caratterizzato dal medesimo moltiplicatore, che risulta coinvolgere le longherine di appoggio del grigliato (strutture secondarie).

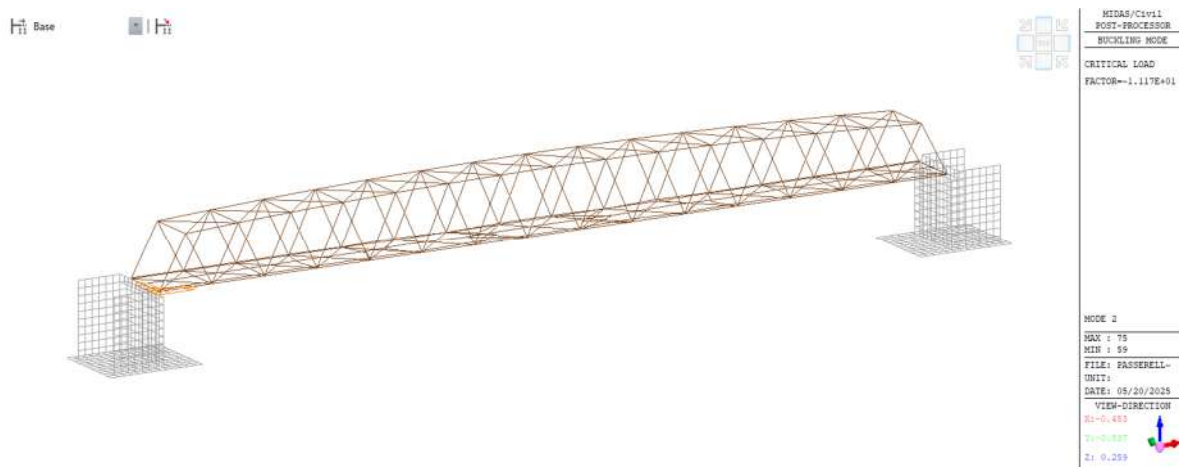


Figura 52 – Modo di instabilità critico fuori dal piano

Si ritiene pertanto soddisfatta la verifica d'instabilità fuori dal piano e rispettate le ipotesi di calcolo secondo la teoria del primo ordine.

18 Verifiche di portanza delle fondazioni

Si effettua la verifica di portanza delle platee di fondazione.

Dal calcolo risultano i seguenti valori di pressione di contatto struttura-terreno:

$$p_{\max} = 165.14 \text{ kN/m}^2 \quad \text{COMB. SLU1}$$

$$p_{\max} = 158.76 \text{ kN/m}^2 \quad \text{COMB. SISMA LONG.}$$

$$p_{\max} = 142.60 \text{ kN/m}^2 \quad \text{COMB. SISMA TRASV.}$$

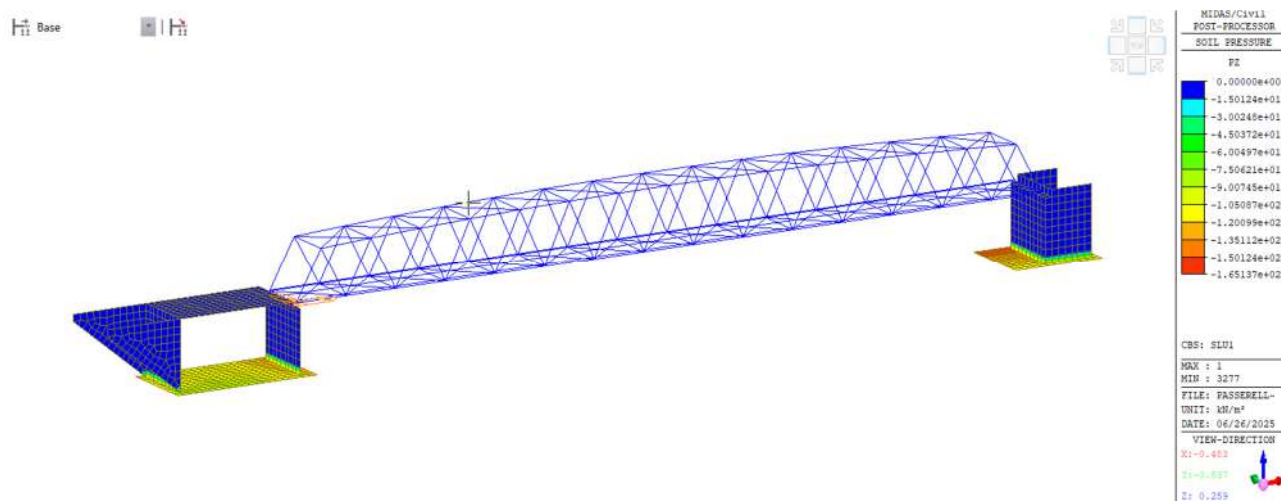


Figura 53 – Pressioni di contatto fondazione-terreno COMB.SLU1

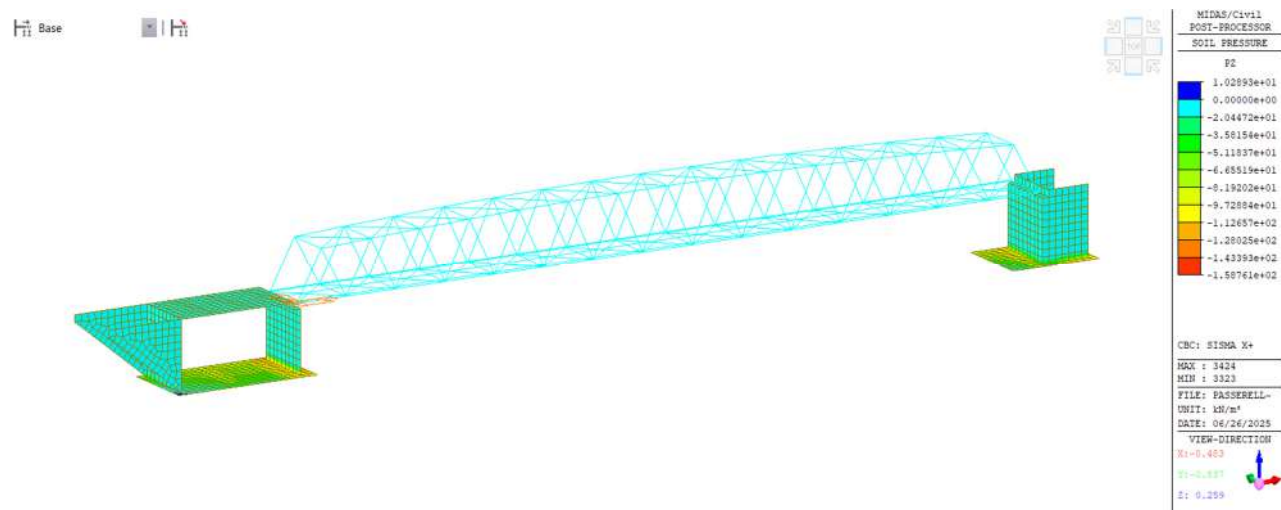


Figura 54 – Pressioni di contatto fondazione-terreno COMB.SISMA X

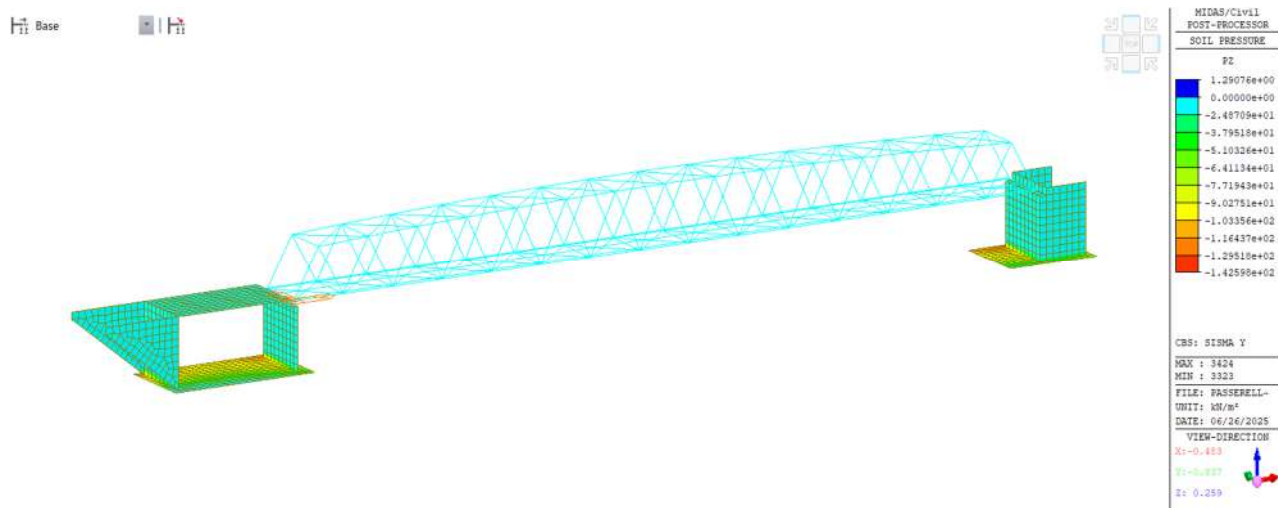


Figura 55 – Pressioni di contatto fondazione-terreno COMB.SISMA Y

Le platee di fondazione delle spalle risultano interamente reagenti per tutte le combinazioni di carico considerate.

Si effettua comunque la verifica di capacità portante della fondazione diretta della spalla B, quella che risulta maggiormente sollecitata.

Facendo riferimento ai parametri dei terreni e le stratigrafie riportati nella relazione geologico-geotecnica, considerando pertanto di attestare l'intradosso della fondazione sullo strato di ghiaie-ghiaie sabbiose (unità B: $\gamma_{\text{nat}}=18.00 \text{ kN/m}^3$, $\phi'=33^\circ$, $c'=0 \text{ KPa}$) si ottiene quanto riportato nel seguito:

Approccio 2 - Combinazione A1+M1+R3

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = M_b/N$)

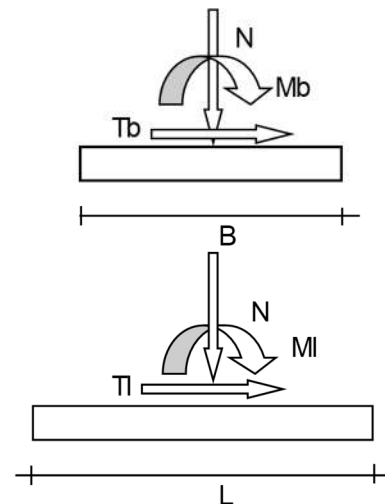
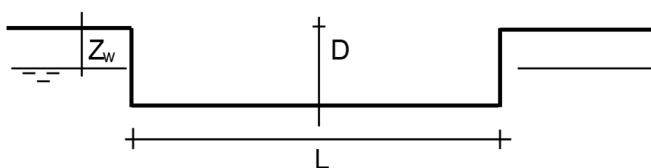
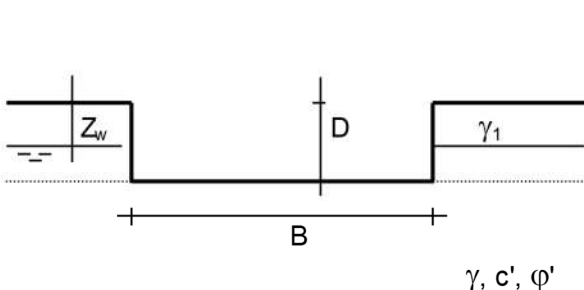
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

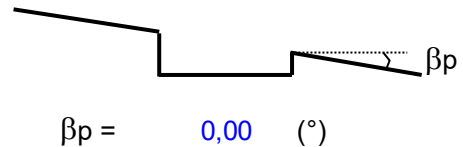
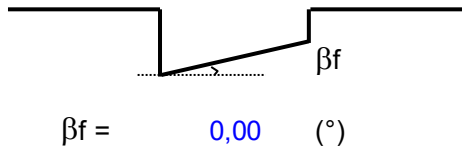
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

			coefficienti parziali					
			azioni		proprietà del terreno		resistenze	
Metodo di calcolo			permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
	A2+M2+R2	○	1,00	1,30	1,25	1,25	1,80	1,00
	SISMA	○	1,00	1,00	1,25	1,25	1,80	1,00
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30	1,10
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10
Tensioni Ammissibili		○	1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00
Definiti dal Progettista		⦿	1,35	1,35	1,00	1,00	2,30	1,10



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 4,40 (m)
L = 5,20 (m)
D = 2,00 (m)


Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 18,00$ (kN/mc)
 $\gamma = 18,00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0,00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 33,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 0,00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 33,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 3,00$ (m)

$e_B = 0,00$ (m)
 $e_L = 0,00$ (m)

$B^* = 4,40$ (m)
 $L^* = 5,20$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 36,00$ (kN/mq)

 γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 10,27$ (kN/mc)

 N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi' \cdot \gamma)}$$

$N_q = 26,09$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$N_c = 38,64$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$N_\gamma = 35,19$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1,57$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$s_q = 1,55$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 0,66$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B / L) / (1 + B / L) = 1,54 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L / B) / (1 + L / B) = 1,46 \quad m = 1,54 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B \cdot L \cdot c' \cotg \varphi'))^m$$

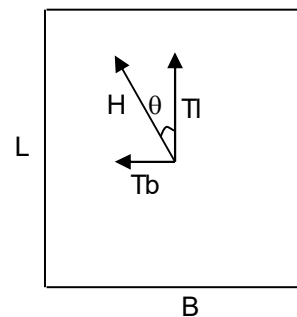
$$i_q = 1,00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 1,00$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B \cdot L \cdot c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1,00$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

$$\text{per } D/B \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B$$

$$\text{per } D/B > 1; d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) \cdot \arctan (D / B)$$

$$d_q = 1,12$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1,13$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

g_c , g_q , g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = \qquad 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = \qquad 1,00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$g_c = \qquad 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = \qquad 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = \qquad 2159,72 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = \qquad 165,14 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = \qquad 939,01 \qquad \geq \qquad q = \qquad 165,14 \quad (\text{kN/m}^2)$$

La verifica di portanza è pertanto soddisfatta.

Approccio 2 - Combinazione SISMA

Fondazioni Dirette Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = M_b/N$)

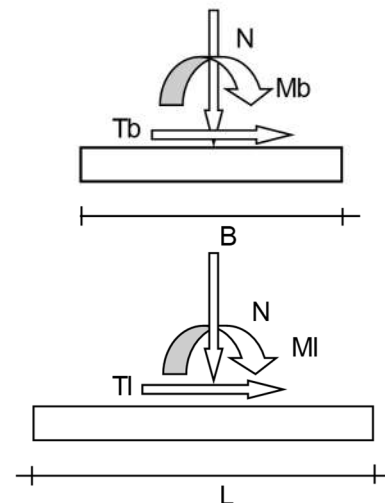
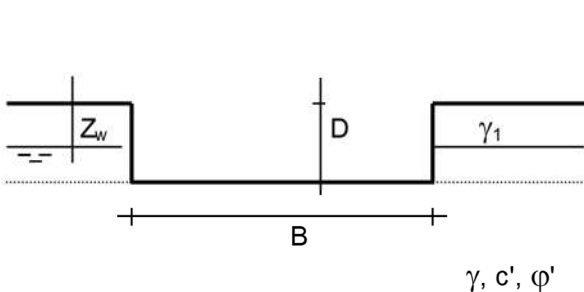
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

			coefficienti parziali						
			azioni		proprietà del terreno		resistenze		
Metodo di calcolo			permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	
	A2+M2+R2	○	1,00	1,30	1,25	1,25	1,80	1,00	
	SISMA	○	1,00	1,00	1,25	1,25	1,80	1,00	
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30	1,10	
	SISMA	⦿	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10	
Tensioni Ammissibili			○	1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00
Definiti dal Progettista			○	1,35	1,35	1,00	1,00	2,30	1,10



RELAZIONE DI CALCOLO DELLA PASSERELLA CICLOPEDONALE

(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 4,40 (m)
L = 5,20 (m)
D = 2,00 (m)



$\beta_f = 0,00$ (°)



$\beta_p = 0,00$ (°)

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 18,00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18,00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 33,00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 0,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 33,00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 3,00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0,00 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 4,40 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 5,20 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 36,00 \quad (\text{kN/mq})$$

 γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 10,27 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi' \cdot \gamma)}$$

$$N_q = 26,09$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 38,64$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 35,19$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L^* \cdot N_c)$$

$$s_c = 1,57$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1,55$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0,66$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,54 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,46 \quad m = 1,54 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

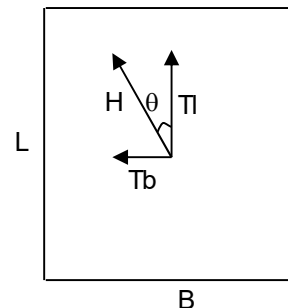
$$i_q = 1,00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 1,00$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1,00$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1,12$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1,13$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

b_c , b_q , b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

 g_c , g_q , g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 2159,72 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B \cdot L^*$$

$$q = 158,76 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 939,01 \geq q = 158,76 \quad (\text{kN/m}^2)$$

La verifica di portanza è pertanto soddisfatta.

19 Verifiche allo stato limite di vibrazione

Dall'analisi modale condotta sulla struttura emerge che il modo di vibrare piano che mobilita in maniera prevalente la massa dell'impalcato in direzione z risulta:

Modo di vibrare n. 2 – 3.00 Hz (4.23% della massa totale della struttura)

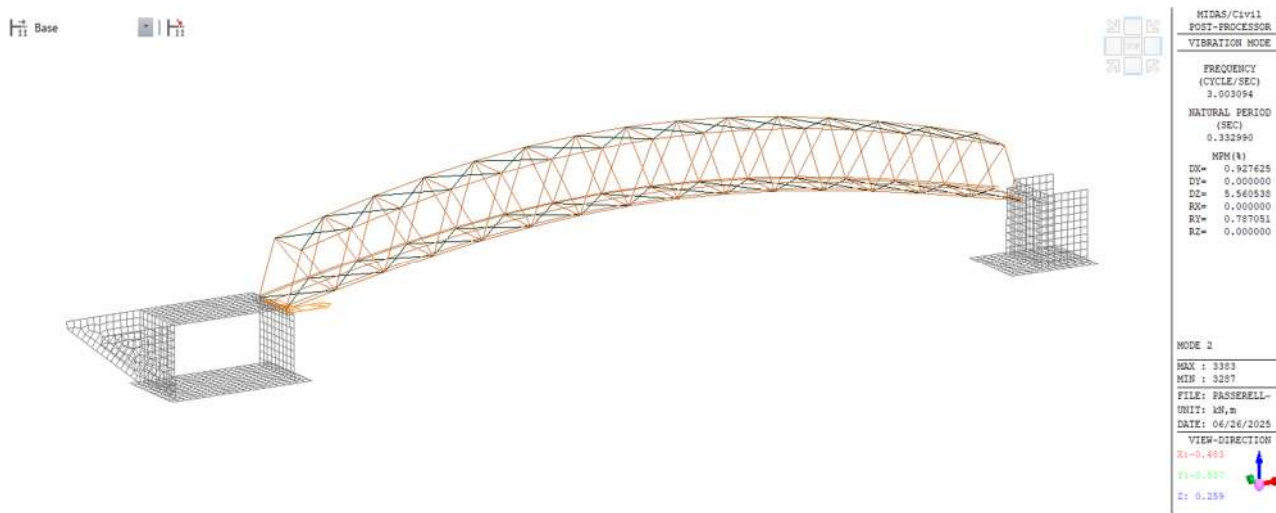


Figura 56 – Passerella sul Canale Valtorta - Modo di vibrare principale in direzione z

Il modo di vibrare più significativo in direzione z della passerella in esame presenta una frequenza posizionata al limite superiore all'intervallo 1-3 Hz indicato dalla Circolare C.S.LL.PP. 21/012019, n.7, al par. C5.1.4.9.1 come quello tipico della persona che cammina.

Per tale motivo si ritiene la verifica in esame automaticamente soddisfatta: si rimanda comunque alla fase della progettazione esecutiva un ulteriore approfondimento di tale aspetto.

Si ritiene consigliabile, comunque, in sede di collaudo, un controllo delle caratteristiche vibrazionali della struttura, con la possibilità di prevedere, in caso di necessità, adeguati accorgimenti al fine di aumentare la capacità di smorzamento del sistema.

20 Accettabilità dei risultati (par.10.2 NTC2018)

20.1 Verifica dei risultati

Si effettua la verifica qualitativa dei risultati determinati mediante l'ausilio del codice di calcolo MIDAS CIVIL 2023, relativamente al calcolo della risultante del carico da folla agente sull'impalcato.

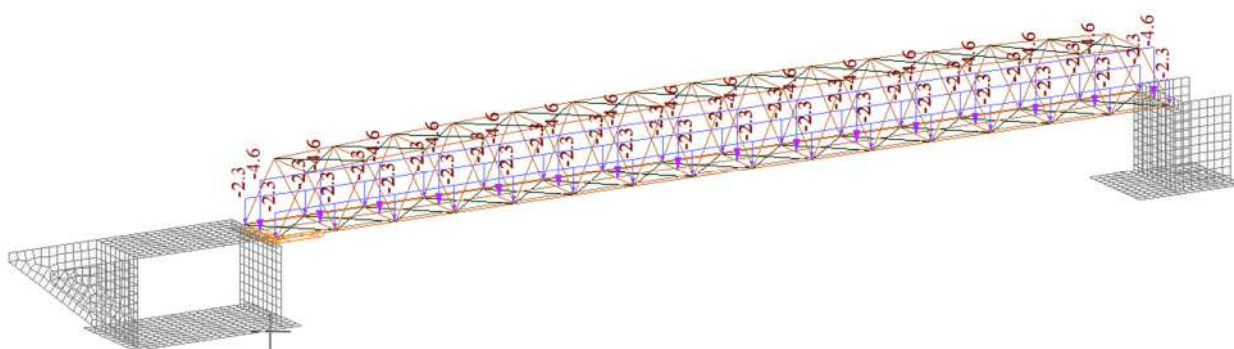


Figura 57: Carico da folla sull'impalcato

La somma delle n.4 reazioni vincolari verticali, dovute al solo carico da folla, determinate dal codice di calcolo e valutato come sforzo normale in testa ai baggioli, risulta:

$$\Sigma F_z = (103.50) \times 4 = 414.00 \text{ kN}$$



Figura 58: Reazioni vincolari agli appoggi dovute al solo carico da folla

Determinando in via teorica il valore della risultante del carico verticale da folla, si ottiene:

$$Q_{f,r} = q \times L_{imp} \times B_f = 3.67 \times 4500 \times 2.50 = 412.88 \text{ kN}$$

Il valore determinato col calcolo FEM e quello teorico risultano pertanto coincidenti, al netto delle approssimazioni numeriche adottate nell'inserimento dei dati di input (inferiori allo 0.3%).

20.2 Giudizio motivato di accettabilità

Dalla verifica effettuata e sopra descritta appare evidente l'accettabilità dei risultati ottenuti, in quanto i valori qui determinati risultano confrontabili con quelli emersi dal calcolo effettuato con l'ausilio del software agli elementi finiti 3D.

In fede

Casalecchio di Reno, 26 giugno 2025



Ing. Michele Baratta

