




AREE GOLENALI DEL FIUME SEVESO NEI COMUNI DI VERTEMATE CON MINOPRIO, CARIMATE E CANTÙ

PROGETTO DEFINITIVO

00	06/2016	Emissione a seguito di nota AIPO prot. n. 00015532/2016 del 15.06.2016				
INDICE	DATA	MODIFICHE		DISEGN.	CONTR.	APPROV.
<h3>CALCOLI PRELIMINARI DELLE STRUTTURE E DEGLI IMPIANTI</h3>						
I PROGETTISTI: Dott. Ing. Denis Cerlini Dott. Ing. Alessandro Balbo Dott. Ing. Giacomo Galimberti Dott. Ing. Gaetano di Franca GEOLOGIA: Dott. Geol. Pietro Breviglieri Dott. Geol. Efrem Ghezzi		Hanno collaborato: Dott. Ing. Daniele Recalcati Dott. Ing. Roberta Romiti Geom. Enrico Maddalena Consulenza geotecnica: Dott. Geol. Roberto Prevati		SCALA: ELABORATO: <h2>SVS 2.06</h2>		
 STUDIO MAJONE INGEGNERI ASSOCIATI Via Inama, 7 - 20133 Milano - tel. +39.02.70120918 fax +39.02.70120923 Via Cavallotti, 16 - 43121 Parma - tel. +39.0521.508419 fax +39.0521.221022		 MAJONE & PARTNERS ENGINEERING DOTT. ING. GAETANO DI FRANCA		 STUDIO IDROGEOTECNICO		
						Giugno 2016

INDICE

1. PREMESSA	3
2. NORMATIVE	5
3. 3. MATERIALI	6
3.1 VALORI CARATTERISTICI E DI PROGETTO	6
3.2 DURABILITÀ.....	9
3.2.1 Calcestruzzo.....	9
3.2.2 Legno	9
3.2.3 Limiti di fessurazione nel cls	10
4. ASPETTI GEOLOGICI E GEOTECNICI	12
5. METODI DI CALCOLO	15
5.1 METODO SEMI-PROBABILISTICO AGLI STATI LIMITE.....	15
5.1.1 Stato Limite Ultimo (S.L.U.).....	15
5.1.2 Stato Limite di Esercizio (S.L.E.)	16
5.2 AZIONE SISMICA	17
5.2.1 Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento.....	18
5.2.2 Probabilità di superamento e combinazione con le altre azioni	18
5.2.3 Parametri sismici del sito.....	20
5.3 CODICE DI CALCOLO	21
6. IMPALCATO IN LEGNO.....	23
6.1 ANALISI DEI CARICHI.....	24
6.1.1 Pesi propri	24
6.1.2 Carichi permanenti	24
6.1.3 Carichi accidentali	24
6.1.4 Azione sismica.....	27
6.2 COMBINAZIONI DEI CARICHI.....	29
6.3 MODELLO DI CALCOLO.....	29
6.4 VERIFICHE STRUTTURALI	30
6.4.1 Verifica soletta.....	30
6.4.2 Verifica traverso.....	33
6.4.3 Verifica trave di riva	40
6.4.4 Verifica collegamento traverso – trave di riva	44
6.5 APPARECCHI D'APPOGGIO	46

6.6	GIUNTI DI DILATAZIONE	47
6.6.1	<i>Giunti di dilatazione</i>	47
7.	SPALLA IN C.A.	48
7.1	GEOMETRIA E STRATIGRAFIA	49
7.2	OPZIONI DI CALCOLO	51
7.3	ANALISI DEI CARICHI.....	54
7.3.1	<i>Carichi in testa</i>	54
7.3.2	<i>Spinta delle terre</i>	54
7.3.3	<i>Carico sismico</i>	54
7.3.4	<i>Casi di carico</i>	55
7.3.5	<i>Armatura</i>	56
7.4	VERIFICHE	56
7.4.1	<i>Riassunto verifiche geotecniche</i>	56
7.4.2	<i>Riassunto principali verifiche strutturali</i>	57

1. PREMESSA

Nell'ambito del Progetto Definitivo delle 'Aree golenali del Fiume Seveso nei Comuni di Vertemate con Minoprio, Carimate e Cantù', si riportano nella presente relazione i calcoli relativi al ponte di via dell'Abbazia con impalcato in legno e con soletta collaborante in calcestruzzo alleggerito e relative spalle in c.a.

Si riporta la descrizione sommaria dei manufatti in esame:

Impalcato in legno

Consente la continuità viaria sugli argini del Torrente Seveso a q.ta +257.50m in sez. 12; esso è costituito da due travi principali di riva aventi lunghezza complessiva $L=12.80\text{m}$ (Luce di calcolo tra gli appoggi $L=12.40\text{m}$), sezione $24 \times 160\text{cm}$ costituite in Legno Lamellare classe GL24h. Le travi presentano curvatura ribassata con ampio raggio ($R=75.80\text{m}$).

Alle travi di riva sono collegati n°11 traversi in Legno Lamellare classe GL24h sez. $22 \times 56\text{cm}$ che suddividono la luce complessiva dell'impalcato in n°10 campate da $i=124\text{cm}$ l'una.

I travetti hanno lunghezza $L=350\text{cm}$ e risultano incernierati alle estremità alle due travi di riva precedentemente descritte.

L'impalcato è completato con soletta collaborante in lamiera grecata tipo HI-BOND A55-P770-G6 con cls alleggerito armato tipo LECA CLS1600.

Gli appoggi costituiscono vincolo antisismico con cerniere su un estremo e appoggio semplice (unidirezionale parallelo all'asse del ponte) sull'estremo opposto dell'impalcato.

Nei calcoli il ponte è stato considerato di 2° Categoria in accordo con le vigenti NTC08.

Spalle del ponte

Il ponte è sostenuto agli appoggi da n°2 spalle in c.a.o. costituite ciascuna da muri aventi pianta con n°3 conci: uno ortogonale all'asse del ponte e centrato su di esso su cui scaricano le travi principali in Legno Lamellare dell'impalcato avente lunghezza in pianta $L1=5.04\text{m}$; gli altri inclinati con angolo $\alpha=38.77^\circ$ rispetto al

primo, aventi lunghezza in pianta $L_2=4.92\text{m}$ ed atti a sostenere lateralmente gli argini opportunamente sagomati a ridosso del ponte.

Le spalle hanno suola di spessore $sp=65\text{cm}$ con taglione anteriore di base $b=40\text{cm}$ e altezza complessiva $H=120\text{cm}$ con funzione "antiscalzamento". La suola ha ingombro complessivo in pianta inscritto in un rettangolo di dimensioni $14.15 \times 6.05 \text{ m}$.

I muri della spalla in elevazione hanno spessore pari a $sp=65\text{cm}$ opportunamente ridotto in testa al muro con $sp=20\text{cm}$, per garantire l'alloggio dell'impalcato e creare un paraghiaia di altezza $h=84\text{cm}$ di contenimento del terreno sul retro della spalla.

Le spalle hanno altezza complessiva, dallo spiccato dalla suola di fondazione pari a $H=388\text{cm}$ ed $H=304.5\text{cm}$ dallo spiccato dalla suola di fondazione all'intradosso degli apparecchi d'appoggio.

Tra la suola ed i muri di elevazione è prevista l'installazione di giunti bentonitici di tenuta idraulica a nastro continuo. Giunti a pavimento sono invece adottati tra spalla ed impalcato per garantire, oltre alla separazione fra elementi strutturali di differente rigidità, anche dannose infiltrazioni d'acqua.

La presente relazione ha per oggetto il calcolo e la verifica dei principali elementi. Si riporta nel seguito l'estratto di una sezione.

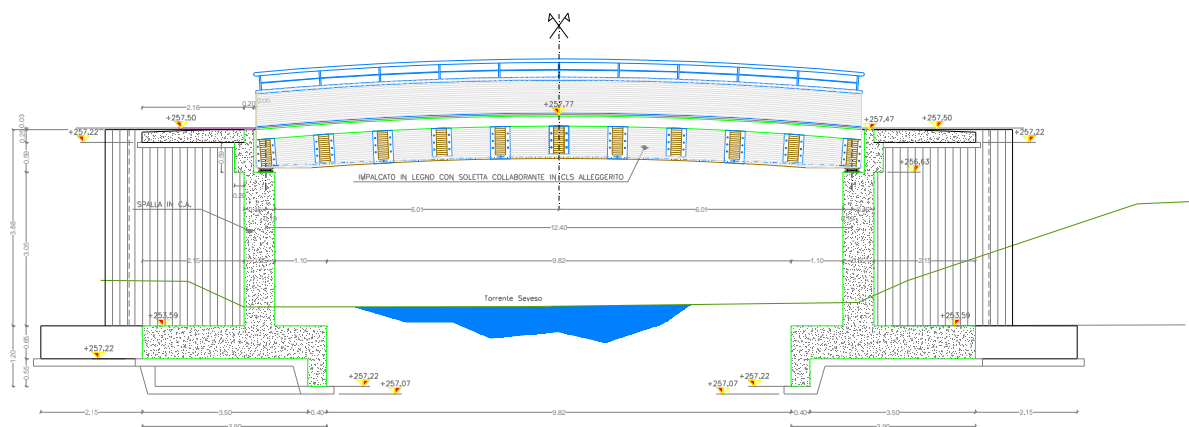


Figura 1: sezione manufatto

2. NORMATIVE

Leggi

Legge 05.11.1971, N. 1086, "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".

Legge 02.02.1974, N. 64, "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".

Legge 27.07.2004, N. 186, art.5-comma 1 "Norme tecniche in materia di costruzioni" e s.m.i.

Decreti e Ordinanze

D.M. Infrastrutture 14.01.2008, "Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni".

O.P.C.M. 20.03.2003, n°3274 e s.m.i., "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".

UNI EN 1995:2005 – Eurocodice 5 – Progettazione delle strutture di legno.

Circolari

Circ. min. LL.PP. 14.02.1974, n. 11951, "Applicazione della Legge 05.11.1971, n. 1086".

Circ. Min. LL.PP. 31.07.1979, n. 19581, "Legge 05.11.1971, n. 1086, art. 7, Colloquio statico".

Circ. Min. LL.PP. 09.01.1980, n. 20049, "Istruzioni relative ai controlli sul conglomerato cementizio adoperato per le strutture in cemento armato".

Circ. Consiglio Superiore Lavori Pubblici 02.02.2009, n. 617, "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M.14 gennaio 2008"

3. 3. MATERIALI

3.1 Valori caratteristici e di progetto

Per la realizzazione delle opere, sono previsti i seguenti materiali:

- Calcestruzzi per c.a. :
 - C12/15 per magrone di fondazione;
 - C32/40 per opere di fondazione e opere in elevazione.
- Acciai:
 - Acciaio per c.a. in barre ad aderenza migliorata: classe B450C

Di seguito si riportano le caratteristiche di resistenza e le tensioni massime dei singoli materiali utilizzati. Per semplicità il coefficiente di dilatazione termica è stato assunto pari a $\alpha = 1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, sia per l'acciaio che per il calcestruzzo.

- Calcestruzzo C32/40

Per il calcestruzzo si considera la legge costitutiva “ σ - ϵ ” di tipo parabola-rettangolo:

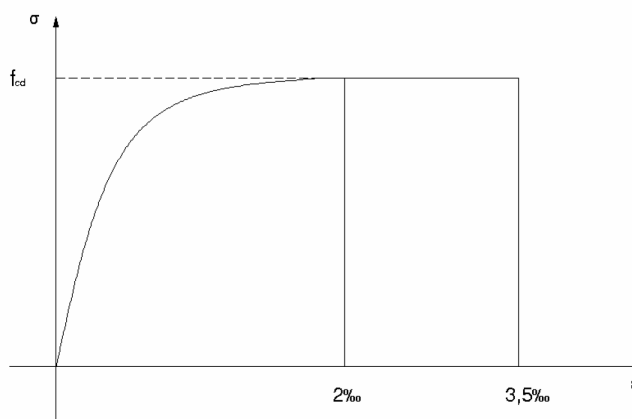


Figura 2: diagramma di calcolo parabola-rettangolo per il calcestruzzo compresso

Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 40 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 33.20 \text{ MPa}$
Resistenza di progetto:	$f_{cd} = \alpha_c \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18.81 \text{ MPa}$ $(\alpha_c = 0.85; \gamma_c = 1.50)$

Resistenza media cilindrica:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.20 \text{ MPa}$$

Modulo elastico:

$$E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 33643 \text{ MPa}$$

Peso per unità di volume:

$$\gamma_{cls} = 25.00 \text{ kN/m}^3$$

- Acciaio per c.a. in barre ad aderenza migliorata: B450C

Per gli acciai d'armatura il modello "σ-ε" considerato è quello elastico perfettamente plastico:

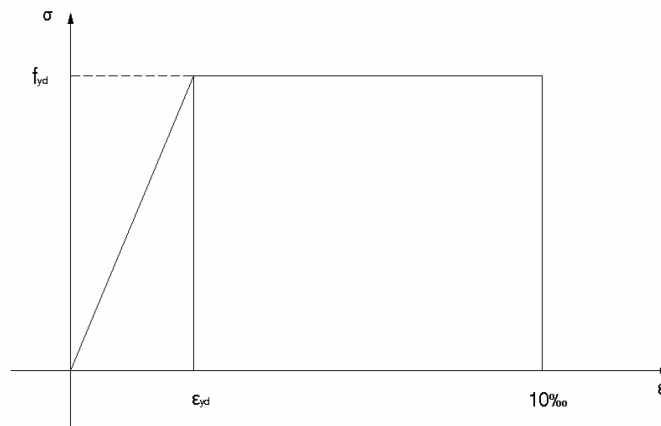


Figura 3: diagramma di calcolo per gli acciai da C.A.

Tensione caratteristica di snervamento:

$$f_{sk} = 450 \text{ MPa}$$

Tensione caratteristica di rottura:

$$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$$

Coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio:

$$\gamma_s = 1.15$$

Tensione di snervamento di progetto:

$$f_{sd} = f_{sk} / \gamma_s = 391 \text{ MPa}$$

Modulo elastico:

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

Peso per unità di volume:

$$\gamma_{acc} = 78.50 \text{ kN/m}^3$$

- Calcestruzzo alleggerito LECA CLS 1600

Resistenza caratteristica cubica equiv.:

$$R_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

Resistenza caratteristica cilindrica equiv.:

$$f_{ck} = 31.5 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto:

$$f_{cd} = \alpha_c \cdot f_{ck} / \gamma_c = 17.85 \text{ MPa}$$

($\alpha_c = 0.85$; $\gamma_c = 1.50$)

Modulo elastico medio (28gg):

$$E_{cm} = 20000 \text{ MPa}$$

Densità:

$$\rho_{cls \text{ LECA1600}} = 1600 \text{ kg/m}^3$$

Peso per unità di volume:

$$\gamma_{cls \text{ LECA1600}} = 17.00 \text{ kN/m}^3$$

- Legno GL24h

Resistenza a flessione:	$f_{m,g,k} = 24 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione:	$f_{t,0,g,k} = 16.5 \text{ MPa}$
	$f_{t,90,g,k} = 0.4 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione:	$f_{c,0,g,k} = 24 \text{ MPa}$
	$f_{c,90,g,k} = 2.7 \text{ MPa}$
Resistenza a taglio:	$f_{v,g,k} = 2.7 \text{ MPa}$
Modulo di Elasticità:	$E_{0,g,\text{mean}} = 11600 \text{ MPa}$
	$E_{90,g,\text{mean}} = 390 \text{ MPa}$
Modulo di Taglio:	$G_{g,\text{mean}} = 720 \text{ MPa}$
Densità:	$\rho_{\text{GL24h}} = 380 \text{ kg/m}^3$
- Acciaio per lamiera grecata:

Tipo HIBOND A55-P770-G6 (ACCIAIO S280GD)

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 250 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} = 330 \text{ MPa}$
Modulo elastico:	$E_s = 200000 \text{ MPa}$
- Acciaio per carpenteria metallica (piastre,...):

Tipo INOX AISI 316 secondo EN 1.4401:

Resistenza a trazione:	$R_m \geq 520 \text{ MPa}$
Carico unitario di scostamento dalla proporzionalità:	$R_{p0.2} \geq 220 \text{ MPa}$
Modulo elastico:	$E_s = 200000 \text{ MPa}$
- Bulloni per carpenteria metallica:

classe 8.8 conformi a D.M. 14/01/2008:

$f_{yb} = 649 \text{ MPa}$
$f_{tb} = 800 \text{ MPa}$
- Saldature per carpenteria metallica:

conformi a D.M. 14/01/2008
- Piolature su legno : acciaio tipo B450C $\Phi=22\text{mm}$; $H = 150\text{mm}$

3.2 Durabilità

3.2.1 Calcestruzzo

In base all'analisi delle caratteristiche dell'ambiente si identifica per il calcestruzzo la classe di esposizione XC4-XF1 secondo UNI EN 206/2007 e UNI 11104/2004.

Si elencano nel seguito le principali caratteristiche del calcestruzzo ordinario utilizzato:

- Cemento tipo CEM I 32.5 N;
- Rapporto max. acqua/cemento: 0.50;
- Contenuto minimo cemento (kg/mc): 340;
- Diametro nominale massimo degli inerti 25 mm;
- Classe di contenuto cloruri < 0.2%;
- Classe di resistenza minima: C32/40;
- Classe di consistenza: S4;
- Copriferri adottati da calcolo: con riferimento alla norma UNI EN1992-1-1 punto 4.4 si assume:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 40 \text{ mm}$$

3.2.2 Legno

La durabilità del legno deve essere perseguita sia nella progettazione d'insieme, e quindi nella concezione generale dell'opera, sia nei dettagli costruttivi (evitando esposizioni dirette degli elementi strutturali con gli agenti atmosferici, contatto diretto con il terreno ecc.).

Inoltre, è necessario definire la classe di rischio del manufatto (esistono cinque classi di rischio, la quinta è la più importante e riguarda elementi immersi in ambiente marino) e scegliere l'appropriata specie legnosa. Qualora l'esposizione fosse inevitabile, è buona norma proteggere gli elementi strutturali mediante vernici, rivestimenti protettivi o strati di sacrificio.

Anche l'ottimizzazione della forma esterna della struttura contribuisce ad aumentare la durabilità.

Si devono inoltre tenere presente i seguenti aspetti:

- Protezione dall'acqua;
- Rapido allontanamento dell'acqua;
- Ventilazione adeguata;
- Scelta della specie e dei trattamenti;
- Allontanamento del legno dalle basi.

Nel caso specifico la classe di rischio è 3: elementi lignei anche esposti (è frequente un'umidità del legno > 20%). Il materiale è esposto all'attacco fungino, è possibile l'attacco da parte di insetti. Tali ragioni portano all'utilizzo di vernici al fine di proteggere le travi di riva, che vengono realizzate con legno lamellare GL24h.

3.2.3 Limiti di fessurazione nel cls

Con riferimento alle classi di esposizione del calcestruzzo sopra riportate ed in base alla Tabella 4.1.III delle NTC '08 risulta :

Suola di fondazione e muri in elevazione:

- condizioni ambientali : aggressive
- armatura : poco sensibile

Le verifiche a S.L.E. di fessurazione devono pertanto essere condotte per le seguenti combinazioni di carico e con i seguenti limiti di apertura delle fessure (cfr. tabella 4.1.IV di NTC '08 e punto 4.1.2.2.4.1):

Condizioni ambientali	Combinazione azioni	Armatura	Apertura fessure
Aggressive	Frequente	Poco sensibile	W2 =0.3 mm
Aggressive	Quasi permanente	Poco sensibile	W1 =0.2 mm

Soletta in cls alleggerito dell'impalcato:

- condizioni ambientali : ordinarie (soletta protetta)
- armatura : poco sensibile

Le verifiche a S.L.E. di fessurazione devono pertanto essere condotte per le seguenti combinazioni di carico e con i seguenti limiti di apertura delle fessure (cfr. tabella 4.1.IV di NTC '08 e punto 4.1.2.2.4.1):

Condizioni ambientali	Combinazione azioni	Armatura	Apertura fessure
Ordinarie	Frequente	Poco sensibile	w3 =0.4 mm
Ordinarie	Quasi permanente	Poco sensibile	w2 =0.3 mm

4. ASPETTI GEOLOGICI E GEOTECNICI

In base alle MASW e alle prove penetrometriche fornite relative ai sondaggi effettuati in loco, ai fini dei calcoli geotecnici si sono cautelativamente utilizzati i seguenti parametri corrispondenti all'area di sondaggio 1:

Stratigrafia 1 (rilevato arginale risistemato) :

- γ_{terr} = peso di volume = 18 kN/m³
- ϕ' = angolo di calcolo = 30°
- c' = coesione efficace = 0 kPa

spessore medio = 3.00m

Stratigrafia 2 (sabbie limose e limi sabbiosi):

- γ_{terr} = peso di volume = 18 kN/m³
- ϕ' = angolo di calcolo = 29°
- c' = coesione efficace = 0 kPa
- $N_{\text{SPT}} \leq n^{\circ}5$
- spessore medio = 2.90m

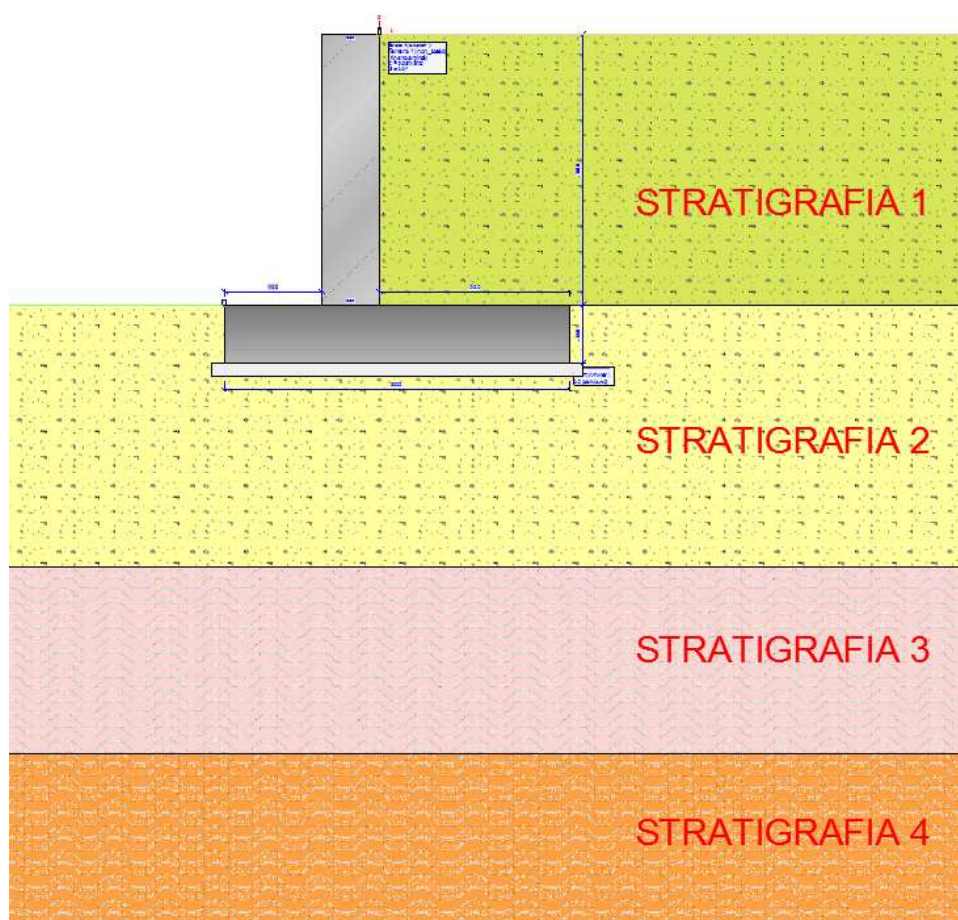
Stratigrafia 3 (sabbie e ghiaie):

- γ_{terr} = peso di volume = 19 kN/m³
- ϕ' = angolo di calcolo = 34°
- c' = coesione efficace = 5 kPa
- $N_{\text{SPT}} = n^{\circ}15 \div 20$
- spessore medio = 2.10m

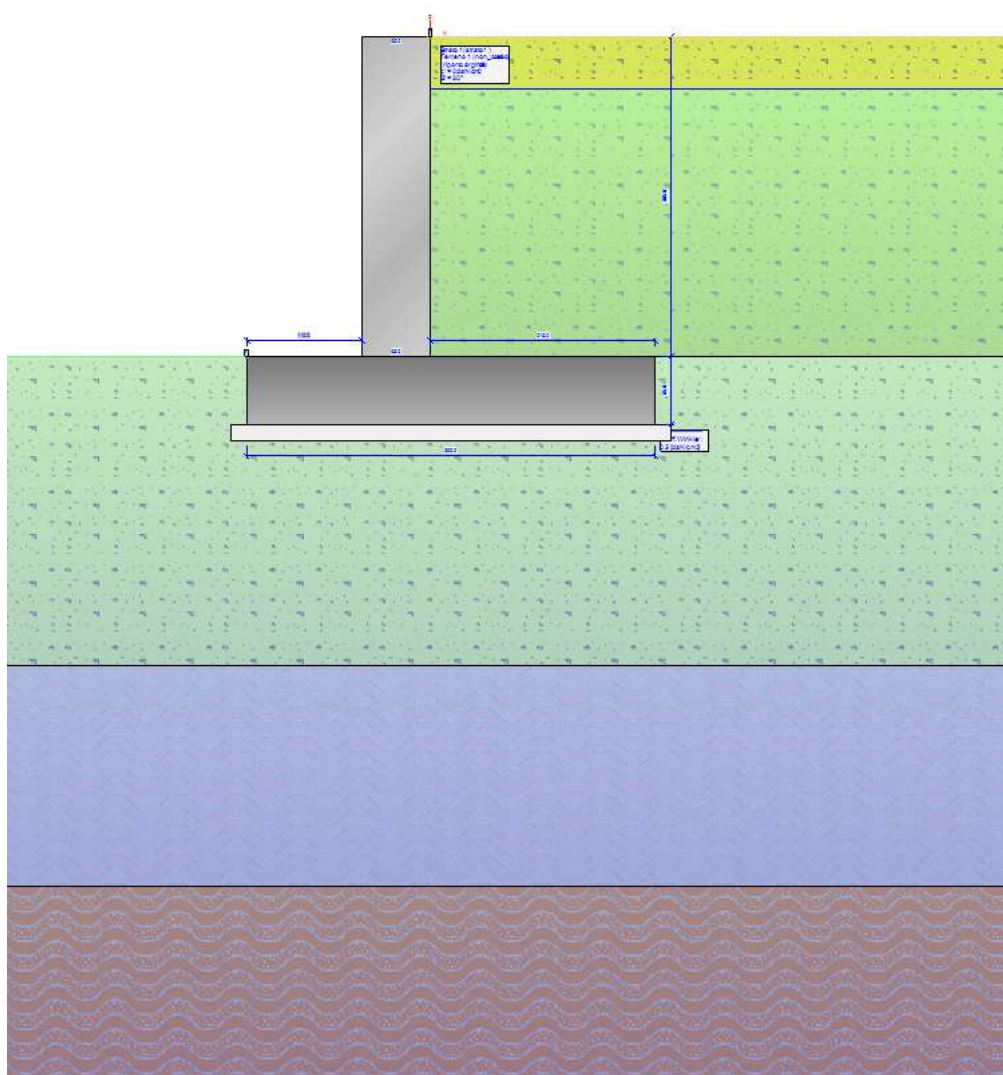
Stratigrafia 4 (sabbie e ghiaie):

- γ_{terr} = peso di volume = 21 kN/m³
- ϕ' = angolo di calcolo = 41°
- c' = coesione efficace = 10 kPa

- $N_{SPT} \geq n^{\circ}50$
- spessore medio > 5.00m



La posizione della falda, in origine situata sull'estradosso della suola di fondazione (corrispondente con il pelo libero del Torrente Seveso) sarà valutata, ai fini dei calcoli, in diverse posizioni. La situazione più gravosa, trattata nel seguito, corrisponde a quella in cui si simula una piena e a seguito dell'abbassamento della falda, la stessa risulterà posizionata sull'estradosso della suola di fondazione a valle della spalla e posizionata a circa -50cm dalla testa del muro della spalla a monte (in pratica nella situazione di terreno a monte della spalla saturo), come visibile nella figura che segue:



Nel seguito, oltre alle usuali verifiche strutturali e geotecniche si verificherà anche che in condizioni di esercizio il limite della pressione media risulti sempre inferiore a 1 daN/cm^2 .

Si considera, secondo la teoria di Winkler, un modulo di elasticità del terreno cautelativamente pari a 0.5 daN/cm^3 .

5. METODI DI CALCOLO

5.1 Metodo semi-probabilistico agli Stati Limite

Il metodo di calcolo adottato per il dimensionamento e la verifica delle opere in oggetto è quello agli stati limite, secondo quanto previsto dal D.M. 14/01/2008 integrato con Circ. 02/02/2009 n°17/C.S.LL.PP.. In base ad esso le strutture devono possedere requisiti di sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE), attraverso il confronto tra resistenze ed effetto delle azioni, per i primi, ed esaminando aspetti di funzionalità e stati tensionali, per i secondi.

5.1.1 Stato Limite Ultimo (S.L.U.)

Lo Stato Limite Ultimo corrisponde al valore estremo della capacità portante od a forme di cedimento strutturale che possono mettere in pericolo la sicurezza delle persone. Il criterio di verifica adottato è espresso dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove:

R_d : resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali ed ai valori nominali delle grandezze geometricamente interessate;

E_d : valori di progetto dell'effetto delle azioni.

Le azioni sulla struttura devono essere cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli (rif. punto 2.5 NTC08):

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \sum \gamma_{Qi}\psi_{0i}Q_{ki}$$

con:

G_1 = valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 = valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P = valore caratteristico della pretensione e precompressione;

Q_{k1} = valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;

Q_{ki} = valore caratteristico delle azioni variabili tra loro indipendenti;

ψ_{0i} = valore raro dei coefficienti di combinazione (rif. tabella 2.5.I delle NTC08).

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ (rif. Punto 2.6 NTC08) sono riportati nella tabella 2.6.I delle NTC08 in funzione dell'effetto favorevole o sfavorevole e delle verifiche considerate (N.B.: per i carichi viari si fa riferimento ai coefficienti riportati nella tabella 5.1.V delle NTC08, che sono nel caso specifico più conservativi).

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

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

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

5.1.2 Stato Limite di Esercizio (S.L.E.)

Lo Stato Limite di Esercizio è uno stato al di là del quale non risultano più soddisfatti i requisiti di esercizio prescritti, e comprende tutte le situazioni che comportano un rapido deterioramento della struttura (tensioni di compressione eccessive o fessurazione del calcestruzzo) o perdita di funzionalità. Si definiscono tre combinazioni di carico (Rara, Frequente, Quasi Permanente) corrispondenti a probabilità di superamento crescenti e valori del carico progressivamente decrescenti. Per il calcolo delle azioni e delle proprietà dei materiali si utilizzano sempre i valori caratteristici, pertanto i coefficienti parziali di sicurezza risultano unitari. Per il calcolo delle tensioni nelle sezioni di verifica degli elementi, considerato che lo stato tensionale è lontano dai valori di rottura, vengono utilizzati legami costitutivi σ - ϵ dei materiali di tipo elastico lineare.

Dal D.M. 14/01/2008 si considerano le seguenti combinazioni agli Stati limite di Esercizio:

Combinazione Rara: $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum \psi_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki}$

Combinazione Frequente: $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{k1} + \sum \psi_{2i} Q_{ki}$

Combinazione Quasi Permanente: $G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{2i} Q_{ki}$

In cui Ψ sono i coefficienti di combinazione, riportati nella tabella 2.5.I delle NTC08.

Si farà riferimento alle combinazioni rara e quasi permanente per le verifiche delle tensioni di esercizio, alla combinazione frequente e quasi permanente per le verifiche degli stati limite di fessurazione ed alla combinazione rara per la verifica dei cedimenti della fondazione.

5.2 Azione sismica

L'azione sismica di progetto, in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite, si definisce a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g .

I parametri che caratterizzano l'azione sismica di un determinato sito sono i seguenti:

- Vita nominale (VN);
- Classe d'uso e coefficiente d'uso (CU);
- Categoria di sottosuolo;
- Condizioni topografiche;

Definita la vita nominale (VN) delle strutture in esame e la classe d'uso, è possibile determinare, per ogni opera e per ogni stato limite, i seguenti fattori:

- a_g (accelerazione orizzontale massima al sito);
- F_o (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale);
- T_c^* (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale).

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

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, per le strutture in esame si è prescelto:

Opera tipo 2 (vita nominale $V_N = 50$ anni)

Classe d'uso II (coefficiente $C_u = 1.0$)

$$V_R = V_N \cdot C_u = 50 \cdot 1.0 = 50 \text{ anni}$$

5.2.2 Probabilità di superamento e combinazione con le altre azioni

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

Gli stati limite di esercizio sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO)
- Stato Limite di Danno (SLD)

Gli stati limite ultimi sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)
- Stato Limite di prevenzione del Colasso (SLC)

Ciascuno di questi stati limite è riferito ad una possibilità di danneggiamento dell'opera e delle sue parti via via crescenti e ad una probabilità di superamento dell'evento sismico, nel periodo di ritorno di riferimento, via via decrescente.

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

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

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

Il D.M. 14/01/2008, per ciascun nodo del reticolo di riferimento e ciascuno stato limite, fornisce i tre parametri necessari a delineare l'input sismico (a_g , F_o , T_c^*). Il sito analizzato, avente le caratteristiche sopra citate, presenta i seguenti parametri sismici:

Tabella 1: parametri sismici

STATO LIMITE	T_r	a_g (g)	F_o (-)	T_c^*
SLD	50	0.201	2.552	0.173
SLV	475	0.4159	2.642	0.28

con:

T_r periodo di ritorno (anni).

Al fine del presente progetto e della verifica delle strutture si considera il solo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV). Di seguito si riporta quindi lo spettro di risposta, per lo stato limite considerato.

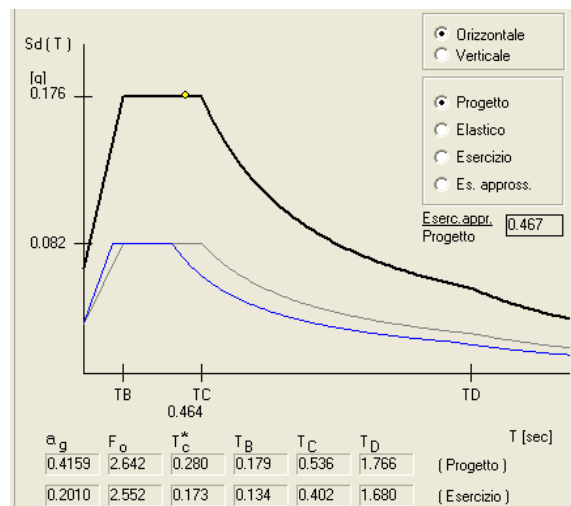


Figura 4: spettro di risposta per lo stato limite SLV

La combinazione dell'azione sismica con le altre azioni è la seguente:

$$E + G_1 + G_2 + P + \Sigma \Psi_{2i} Q_{ki}$$

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

$$G_1 + G_2 + \Sigma \Psi_{2i} Q_{ki}$$

L'azione sismica E verrà poi combinata secondo le componenti spaziali tramite le espressioni:

$$E_x = 1.00 E_x + 0.30 E_y$$

$$E_y = 0.30 E_x + 1.00 E_y$$

La componente verticale del sisma non viene considerata in quanto non si rientra nella casistica riportata nelle NTC08 al paragrafo 7.2.1.

5.2.3 Parametri sismici del sito

In sede di progetto si assumono i seguenti dati:

Luogo considerato: Comune di Vertemate con Minoprio (CO)

Latitudine sito: 45.7333

Longitudine sito: 9.0667

Categoria topografica: T1 (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$), da cui deriva il coefficiente di amplificazione topografica $ST=1$.

Categoria di sottosuolo: E (terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20m).

Stabilita la categoria di sottosuolo è dunque possibile valutare i coefficienti di amplificazione stratigrafica attraverso i quali è possibile infine determinare i punti caratteristici dello spettro di risposta.

Si dimensiona l'impalcato in campo elastico: risultano quindi superflui i dettagli costruttivi atti a garantire la necessaria dissipazione di energia della struttura quando essa entra in campo plastico.

5.3 Codice di calcolo

Per il calcolo delle sollecitazioni e per la verifica delle strutture si è fatto ricorso all'elaboratore elettronico utilizzando i seguenti programmi di calcolo:

DOLMEN WIN (R) - OMNIA IS (R), versione 13 del 2013 prodotto, distribuito ed assistito dalla CDM DOLMEN srl, con sede in Torino, Via Drovetti 9/F. (cod. licenze: eV4HSU_5anR3 - CGXsBBU8FamA)

Questa procedura è sviluppata in ambiente Windows, ed è stata scritta utilizzando i linguaggi Fortran e C. DOLMEN WIN, permette l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà' utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono la trave, con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse, ed il guscio, sia rettangolare che triangolare, avente comportamento di membrana e di piastra. I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. I vincoli sono forniti tramite le sei costanti di rigidità elastica.

A supporto del programma è fornito un ampio manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto, come indicato nel paragrafo precedente. La presenza di un modulo CAD per l'introduzione di dati permette la visualizzazione dettagliata degli

elementi introdotti. E' possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura. Al termine dell'elaborazione viene inoltre valutata la qualità della soluzione, in base all'uguaglianza del lavoro esterno e dell'energia di deformazione.

DOLMEN WIN permette in campo elastico lineare un'analisi dettagliata del comportamento dell'intera struttura, tenendo conto del comportamento irrigidente di setti anche complessi e solai, considerati con la loro effettiva rigidità. E' possibile inoltre scegliere il grado di affinamento dell'analisi di elementi complessi utilizzando mesh via via più dettagliate.

Il modello di calcolo adottato è da ritenersi appropriato in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati, la simmetria di carichi e struttura danno origine a sollecitazioni simmetriche.

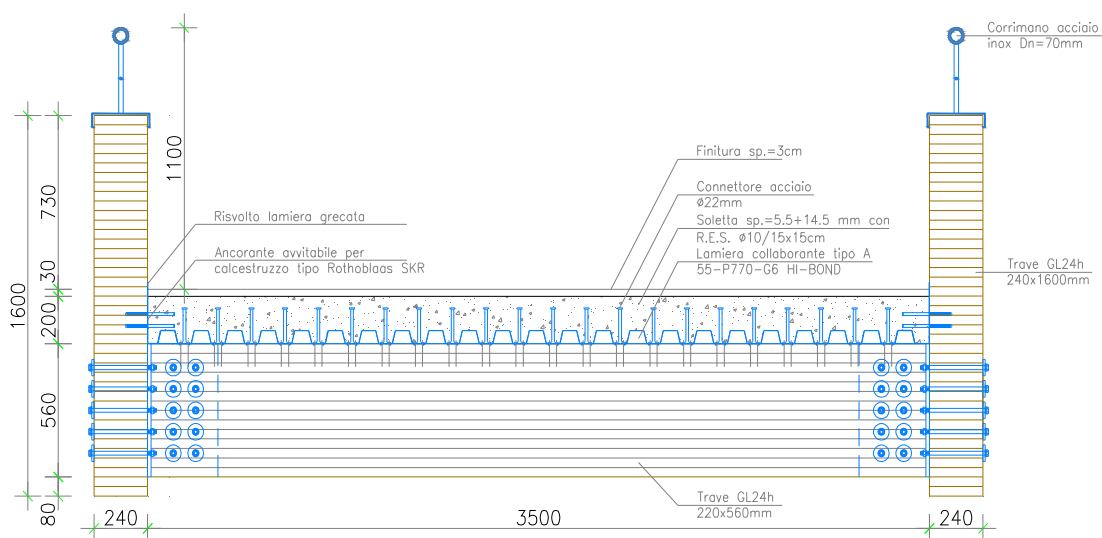
OMNIA IS (R), versione 13 del 2013 prodotto, distribuito ed assistito dalla CDM DOLMEN srl, con sede in Torino, Via Drovetti 9/F. (cod. licenze: eV4HSU_5anR3 - CGXsBBU8FamA)

Questa piattaforma si compone di moduli di calcolo e verifica Geotecnica in accordo con le vigenti NTC08.

L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo, nonché il confronto con calcoli di massima eseguite manualmente, porta a confermare la validità dei risultati.

6. IMPALCATO IN LEGNO

L'impalcato del ponte si sviluppa per una lunghezza complessiva di 12.40m ed una larghezza di 3.50m. È costituito da due travi principali curve, denominate travi di riva, in legno lamellare GL24h di sezione 240x1600mm e da undici traversi, anch'essi in legno lamellare GL24h, di sezione 220x560mm. Al di sopra di questi viene realizzata una soletta con lamiera grecata e getto di calcestruzzo alleggerito tipo "CLS LEKA 1600" di spessore 5.5+14.5 cm resa collaborante tramite l'impiego di connettori in acciaio inseriti all'estradosso dei traversi e sulle travi di riva. Al di sopra della soletta sarà realizzato uno strato di finitura multistrato poliuretanico continuo tipo "Mapefloor Parking System HE". I collegamenti delle strutture in legno sono realizzati con bulloni M14 classe 8.8.



Il metodo di calcolo strutturale adottato per il dimensionamento e la verifica delle opere in oggetto è quello agli stati limite, secondo quanto previsto dal D.M. 14/01/2008 integrato con Circ. 02/02/2009 n°17/C.S .LL.PP.. Per il calcolo e le verifiche degli elementi strutturali componenti il manufatto sono stati implementati appositi modelli agli elementi finiti.

6.1 *Analisi dei carichi*

Nel presente paragrafo vengono determinate le azioni permanenti e variabili agenti sull'impalcato.

6.1.1 *Pesi propri*

6.1.1.1 *Pesi propri strutturali [g_1]*

Il peso proprio della struttura considerata viene calcolato automaticamente dal software di calcolo, considerando:

$$\gamma_{\text{cls,alleggerito}} = 1700 \text{ daN/mc}$$

$$\gamma_{\text{legno}} = 380 \text{ daN/mc}$$

In particolare:

$$\text{p.p. travi riva } 240 \times 1600 = 145.92 \text{ daN/m}$$

$$\text{p.p. traversi } 220 \times 560 = 46.816 \text{ daN/m}$$

$$\text{p.p. soletta impalcato in alleggerito (sp}_{\text{med}} = 17.25 \text{ cm}) = 293.25 \text{ daN/mq}$$

6.1.2 *Carichi permanenti*

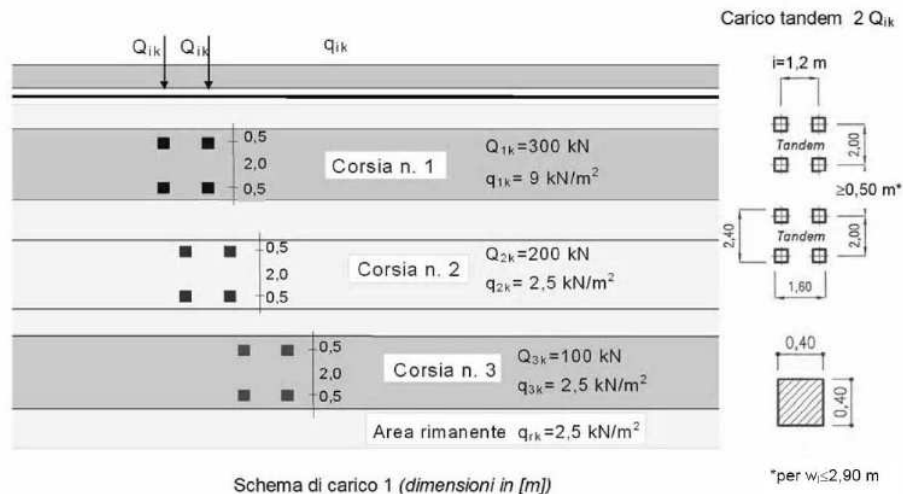
6.1.2.1 *Carichi permanenti portati [g_2]*

$$\text{p.p. pavimentaz. stradale (sp}_{\text{med}} = 3 \text{ cm; } \gamma = 20 \text{ kN/m}^3) = 60 \text{ daN/mq}$$

6.1.3 *Carichi accidentali*

6.1.3.1 *Carichi mobili veicolari [Q_{ik} , q_{ik}]*

Si considerano le azioni variabili generate dal traffico veicolare tramite lo Schema di Carico 1 (§ 5.1.3.3.3 del D.M. 14/01/2008). Esso è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0.40m, e da carichi uniformemente distribuiti come rappresentato nella figura seguente. Si consida, in accordo con la normativa vigente, N=1 corsia convenzionale di carico di larghezza $w_k=3,00$ m. La cui disposizione in direzione longitudinale, atta a massimizzare le sollecitazioni sulle travi di riva, è accostata ad una di queste ultime.



Per i ponti di II Categoria la normativa al §5.1.3.3.5 afferma che si devono considerare sulla corsia N.1 un carico asse $Q_{1k} = 240$ kN ed un carico distribuito $q_{1k} = 7.20$ kN/mq.

Si è considerato inoltre lo schema di carico locale 2 (2×200 kN su impronta 0.35×0.60 m) in accordo con il §5.1.3.3.3.

I carichi tandem o localizzati sono stati ripartiti in asse alla soletta seguendo quanto riportato nella normativa, il cui estratto grafico è riportato nel seguito e seguendo quando riportato nel dettagli nell'analisi dei carichi.

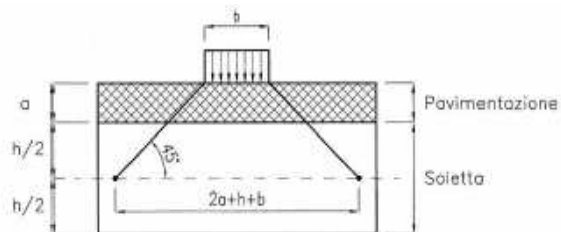


Figura 5.1.3a – Diffusione dei carichi concentrati
nelle solette

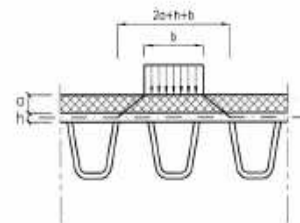


Figura 5.1.3b – Diffusione dei carichi concentrati
negli impalcati a piastra ortotropa

Si elencano nel seguito le diverse condizioni di carico trattate visualizzando la loro ripartizione sulla soletta e la loro disposizione sull'impalcato.

Si sono considerate diverse disposizioni di carico in direzione longitudinale, atte a simulare il possibile effetto di un carico viaggiante sui vari elementi che compongono l'impalcato.

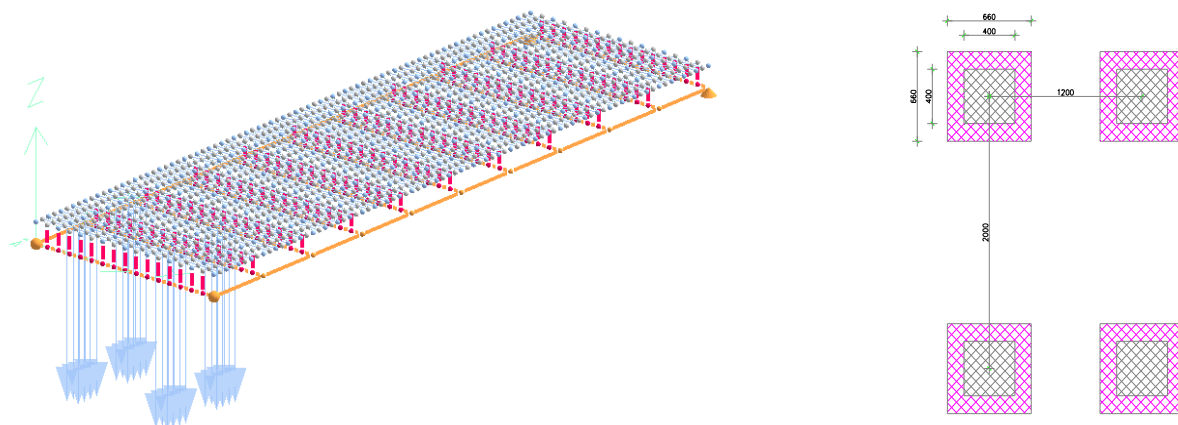


Figura 6 1: Schema di Carico 1 (carichi tandem Q1k - posizione 1)

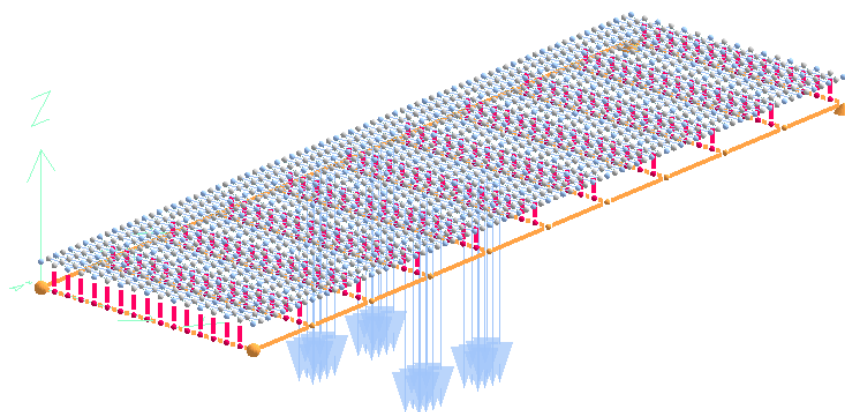


Figura 6 2: Schema di Carico 1 (carichi tandem Q1k - posizione 2)

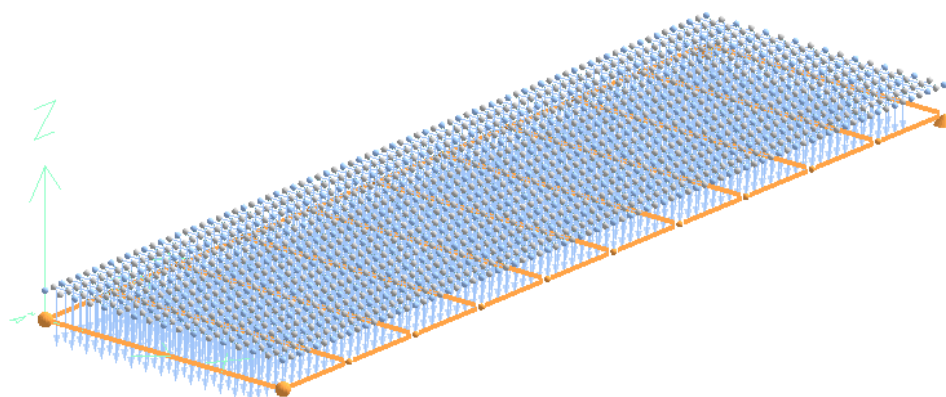


Figura 6 3: Schema di Carico 1 (carichi distribuiti q1k)

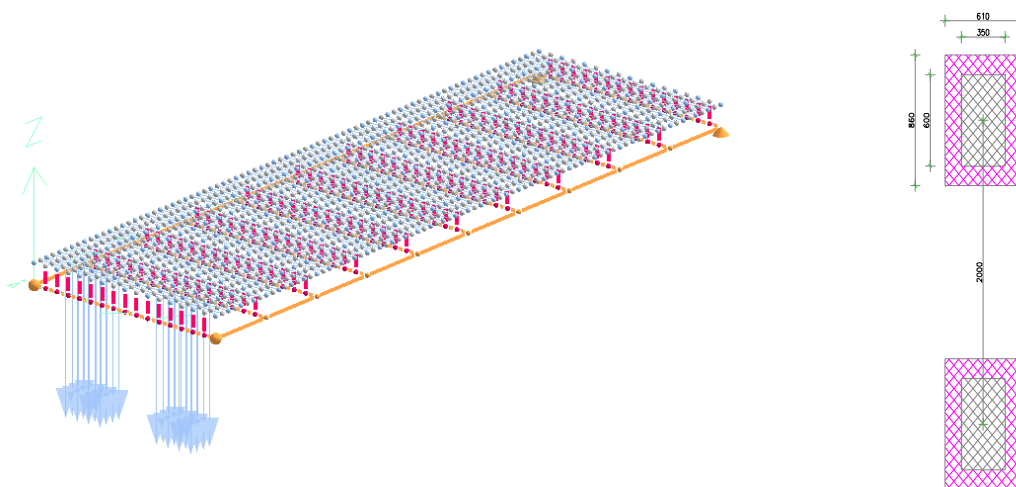


Figura 6 4: Schema di Carico 2 (posizione 1)

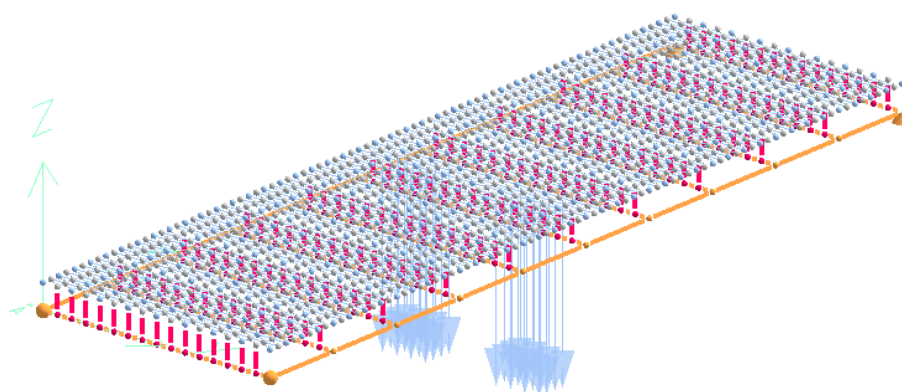


Figura 6 5: Schema di Carico 2 (posizione 2)

6.1.3.2 Azione del vento

La forza dovuta all'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte nella direzione più sfavorevole. Il suo effetto sarà trascurato.

6.1.4 Azione sismica

Vale quanto esposto nel paragrafo 5.2 della presente relazione di calcolo.

In particolare, l'azione sismica è definita attraverso l'accelerazione massima attesa in superficie ed i relativi spettri di risposta. Le due componenti orizzontali indipendenti

denti che descrivono il moto sismico sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta.

Il calcolo dell'azione sismica avviene secondo quanto indicato ai punti 7.9.5.5 e 7.9.5.6 del D.M. 14/01/2008. Per il calcolo delle azioni dovute al sisma, in osservanza al punto 7.9.5.6.2 si può assumere che la spalla si muova con il terreno, pertanto come accelerazione di progetto si considera la quantità a_g con fattore di struttura $q=1$.

L'azione sismica, corrispondente ad una forza orizzontale equivalente che verrà interamente applicata sulle spalle, risulta come segue:

Analisi sismica - Statica lineare - (NTC 2008)

DATI PROGETTO

Edificio sito in località Vertemate (long. 9.067 lat. 45.733300)

Categoria del suolo di fondazione = E

Coeff. di amplificazione stratigrafica $s_s = 1.600$

Coeff. di amplificazione topografica $s_T = 1.000$

$s = 1.600$

Vita nominale dell'opera VN = 50 anni

Coefficiente d'uso CU = 1.0

Periodo di riferimento VR = 50.0

PVR : probabilità di superamento in VR = 10 %

Tempo di ritorno = 475

Coeff. di smorzamento viscoso = 5.0

Valori risultanti per :

a_g 0.416 [g/10]

F_0 2.642

TC^* 0.280

Fattore di struttura $q = 1.000$

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 0.467

Coeff. λ = 1.0000

S_d = 0.176

Numero condizioni generanti carichi sismici : 2

Cond. 001 : Peso proprio _____ con coeff. 1.000

Cond. 002 : Permanente _____ con coeff. 1.000

Condizioni di carico sismico generate:

Cond. 011 : Sisma X

Cond. 012 : Sisma Y

Cond. 013 : Torcente add. X

Cond. 014 : Torcente add. Y

Carichi sismici :

Piani	Pesi	C. distr.	Forze di piano	Torc. di piano X	Torc. di piano Y	Baric. X	Baric. Y
mm	kN		kN	kNm	kNm	mm	mm
0	230.21	0.1760	40.52	25.1	7.6	1870	6200

6.2 Combinazioni dei carichi

Con riferimento a quanto già esposto nei precedenti paragrafi della presente relazione, si riassumono nella tabella seguente le principali combinazioni di carico utilizzate nella modellazione:

	Peso Proprio $[g_1]$	Permanenti $[g_2]$	Traffico Veicolare : $[Q_{k1} ; q_{k1}]$
SLU-STR 01	1,3 (1,0)	1,35 (0,0)	1,35
SLU-STR 02	1,3 (1,0)	1,35 (0,0)	1,35
SLE-RARA 01	1,0 (1,0)	1,0 (0,0)	1,0

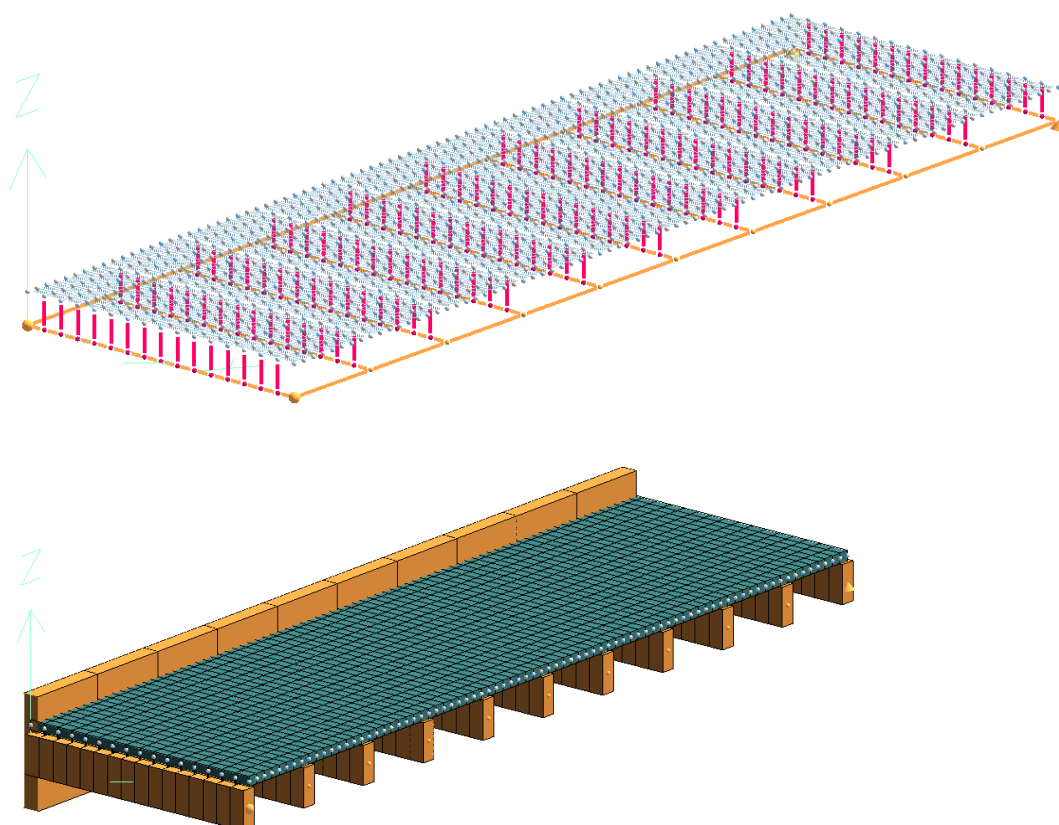
Nota: i valori tra parentesi corrispondono alle azioni intese come "favorevoli"; qualora in combinazione l'effetto delle medesime azioni risulti più gravoso con coeff. "favorevole" anziché "sfavorevole" sarà utilizzato il più gravoso.

6.3 Modello di calcolo

L'analisi della struttura è stata condotta mediante una modellazione tridimensionale dell'impalcato, basata sul metodo degli elementi finiti.

Il modello è costituito dalle due travi longitudinali aventi sezione 240x1600mm con luce di calcolo $L=12.40m$, vincolate agli estremi rispettivamente con carrelli verticali (vincoli unidirezionali) su una spalla e cerniere sferiche (vincoli fissi) sull'altra spalla. I vincoli sono pensati come indeformabili e non cedevoli verticalmente.

Le travi, modellate con elementi tipo "beam", sono collegate tra loro, in senso trasversale, mediante n°11 traversi aventi sezione 220 x560mm, modellati anch'essi con elementi tipo "beam". Per mezzo di una serie di elementi infinitamente rigidi (colore rosso) i traversi sono infine collegati alla soletta di spessore $sp=20cm$ modellata attraverso elementi shell.



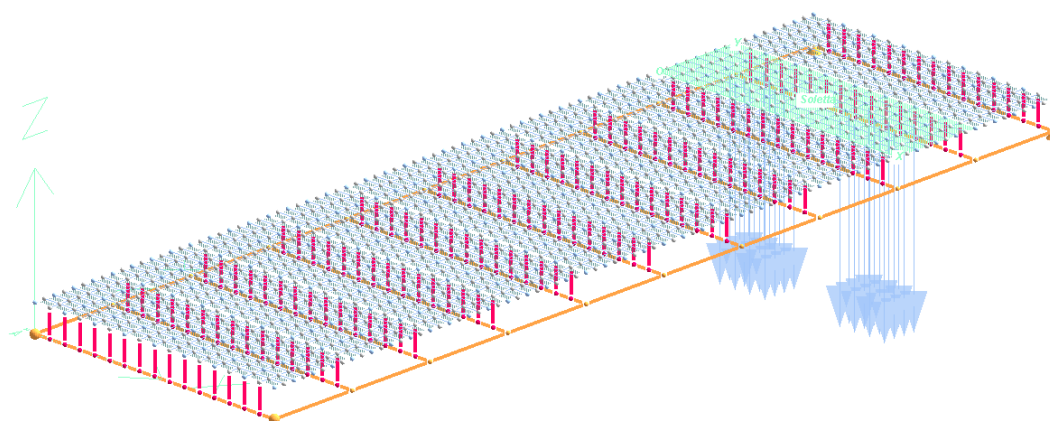
6.4 Verifiche strutturali

Nel seguito vengono riportate le verifiche di tutti gli elementi che compongono l'impalcato.

6.4.1 Verifica soletta

La soletta è realizzata con una lamiera grecata A55-P770-G6 HI-BOND in acciaio zincato qualità S280GD il cui effetto, ai fini delle verifiche tramite il programma di calcolo, viene assimilato equivalente a quello di una rete elettrosaldata $\Phi 10/10 \times 10 \text{ cm}$ e da una soletta in calcestruzzo alleggerito tipo "CLS LEKA 1600" di spessore $5.5 + 14.5 \text{ cm}$, armata con una rete elettrosaldata $\Phi 10/15 \times 15 \text{ cm}$.

La condizione più sfavorevole, come si evince dalla seguente figura, è rappresentata dal carico tandem $2 \times 200 \text{ kN}$ applicato al centro della campata.



Si riporta il tabulato di verifica:

MACROGUSCIO Soletta

VERIFICA ARMATURE EFFETTIVE (EFFETTO MEMBRANA + PIASTRA)

CASI DI CARICO:

Nome	Descrizione
1	SLU 1
2	SLU 2
3	SLU 3 ECC
4	SLU 4 ECC
9	Soletta tandem
10	Soletta ecc

DATI:

tensione di snervamento acciaio (fyk):	450	MPa
coefficiente sicurezza acciaio	: 1.15	
deformazione ultima acciaio	: 67.5	per mille
deformazione ultima cls	: 3.5	per mille
rapporto rottura/snervamento (k):	1.15	
resistenza cilindrica cls (fck):	29.05	MPa
coefficiente sicurezza cls	: 1.5	
coefficiente riduttivo (alfa):	0.85	
copriferro inferiore (asse armatura):	40	mm
copriferro superiore (asse armatura):	40	mm
moltiplicatore sollecitazioni	: 1	

LEGENDA:

spess	= spessore guscio. Verifica effettuata su sezione BxH, con B=10 mm e H="spess" mm
Af	= area disposta al lembo teso, in mm ² al metro
Afc	= area disposta al lembo compresso, in mm ² al metro
Mom	= momento flettente [kNm/m]
Nor	= sforzo normale [kN]
epsC	= deformazione cls [per mille]
epsF	= deformazione acciaio [per mille]

L'armatura è sufficiente se le deformazioni dei materiali sono ovunque minori delle corrispondenti deformazioni ultime.

AREE ARMATURA (mm2 a metro)															
GUSCI	INF. ORIZZ.			INF. VERTIC.			SUP. ORIZZ.			SUP. VERTIC.			taux	tauy	taut
	area	EpsC	EpsF	area	EpsC	EpsF	area	EpsC	EpsF	area	EpsC	EpsF			
912	1393	0.05	0.04	1323	0.96	0.89	0.	3.50	66.99	0.	0.00	0.00			
913	1393	0.36	0.32	1323	1.03	0.95	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00			
914	1393	0.83	0.74	1323	0.60	0.56	0.	0.00	0.00	0.	3.50	0.00			
915	1393	1.14	1.01	1323	0.68	0.63	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00			
916	1393	0.87	0.78	1323	1.15	1.06	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00			
917	1393	1.17	1.04	1323	1.21	1.12	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00			
918	1393	0.02	0.02	1323	1.36	1.25	0.	3.50	67.47	0.	0.00	0.00			
919	1393	0.45	0.40	1323	1.49	1.38	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00			
920	1393	0.11	0.10	1323	1.54	1.42	0.	3.48	67.47	0.	0.00	0.00			
921	1393	0.59	0.53	1323	1.70	1.57	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00			
922	1393	0.96	0.85	1323	1.65	1.52	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00			
923	1393	1.21	1.08	1323	1.73	1.59	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00			
924	1393	1.10	0.98	1323	1.91	1.77	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00			
925	1393	1.22	1.09	1323	2.39	2.85	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00			
926	1393	1.09	0.97	1323	0.71	0.66	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00			
927	1393	1.05	0.93	1323	0.82	0.75	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00			
928	1393	1.14	1.01	1323	1.20	1.10	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00			
929	1393	1.08	0.96	1323	1.26	1.17	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00			

930	1393	0.89	0.80	1323	0.92	0.85	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
931	1393	0.92	0.82	1323	0.93	0.86	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
932	1393	0.90	0.80	1323	1.27	1.18	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
933	1393	0.90	0.80	1323	1.25	1.16	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
934	1393	1.19	1.06	1323	1.72	1.59	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
935	1393	1.10	0.99	1323	1.73	1.60	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
936	1393	1.24	1.10	1323	2.61	3.43	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
937	1393	1.12	1.00	1323	2.01	1.86	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
938	1393	0.89	0.80	1323	1.69	1.57	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
939	1393	0.87	0.78	1323	1.59	1.47	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
940	1393	0.88	0.79	1323	1.90	1.75	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
941	1393	0.83	0.74	1323	1.76	1.63	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
942	1393	0.17	0.15	1323	1.51	1.39	0.	3.50	67.44	0.	0.00	0.00
943	1393	0.61	0.55	1323	1.67	1.54	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
944	1393	0.22	0.20	1323	1.31	1.22	0.	3.50	66.29	0.	0.00	0.00
945	1393	0.60	0.54	1323	1.45	1.34	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
946	1393	1.08	0.97	1323	1.88	1.74	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
947	1393	1.22	1.09	1323	2.01	1.85	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
948	1393	1.03	0.92	1323	1.62	1.49	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
949	1393	1.16	1.04	1323	1.70	1.57	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
951	1393	0.59	0.52	1323	0.99	0.91	0.	3.50	62.41	0.	0.00	0.00
954	1393	0.98	0.87	1323	1.11	1.02	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
955	1393	1.10	0.98	1323	1.18	1.09	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
956	1393	0.92	0.82	1323	0.55	0.51	0.	0.00	0.00	0.	3.50	41.39
957	1393	1.06	0.94	1323	0.65	0.60	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
958	1393	1.24	1.10	1323	2.57	3.33	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
959	1393	1.14	1.02	1323	2.22	2.39	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
960	1393	1.18	1.05	1323	1.74	1.61	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
961	1393	1.12	1.00	1323	1.75	1.62	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
962	1393	0.89	0.80	1323	1.91	1.76	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
963	1393	0.79	0.70	1323	1.77	1.63	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
964	1393	0.91	0.81	1323	1.71	1.58	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
965	1393	0.76	0.68	1323	1.60	1.48	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
966	1393	1.11	0.99	1323	1.18	1.09	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
967	1393	1.09	0.97	1323	1.27	1.18	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
968	1393	1.06	0.94	1323	0.65	0.61	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
969	1393	1.06	0.94	1323	0.73	0.68	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
970	1393	0.92	0.82	1323	1.29	1.19	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
971	1393	0.74	0.66	1323	1.26	1.17	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
972	1393	0.91	0.81	1323	0.83	0.77	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
973	1393	0.73	0.65	1323	0.84	0.78	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
974	1393	1.05	0.94	1323	0.92	0.85	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
975	1393	1.26	1.12	1323	0.85	0.78	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
976	1393	1.04	0.93	1323	1.24	1.15	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
977	1393	1.28	1.14	1323	1.27	1.18	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
978	1393	1.40	1.25	1323	0.72	0.67	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
979	1393	1.26	1.13	1323	0.68	0.63	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
980	1393	1.44	1.28	1323	1.26	1.17	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
981	1393	1.33	1.19	1323	1.19	1.10	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
982	1393	1.01	0.90	1323	1.59	1.47	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
983	1393	1.28	1.14	1323	1.69	1.56	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
984	1393	0.97	0.87	1323	1.76	1.63	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
985	1393	1.26	1.13	1323	1.90	1.75	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
986	1393	1.47	1.31	1323	1.73	1.60	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
987	1393	1.38	1.24	1323	1.72	1.59	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
988	1393	1.49	1.33	1323	2.01	1.86	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
989	1393	1.46	1.30	1323	2.61	3.43	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
990	1393	1.07	0.96	1323	0.68	0.63	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
991	1393	0.90	0.81	1323	0.59	0.55	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
992	1393	1.10	0.99	1323	1.21	1.12	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
993	1393	0.91	0.81	1323	1.15	1.06	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
996	1393	0.44	0.39	1323	1.03	0.95	0.	3.50	42.19	0.	0.00	0.00
998	1393	1.13	1.01	1323	1.73	1.59	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
999	1393	0.90	0.81	1323	1.65	1.52	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
1000	1393	1.14	1.02	1323	2.40	2.87	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
1001	1393	0.87	0.78	1323	1.91	1.77	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
1002	1393	0.32	0.28	1323	1.49	1.38	0.	3.45	0.00	0.	0.00	0.00
1003	1393	0.05	0.04	1323	1.36	1.26	0.	3.50	63.62	0.	0.00	0.00
1004	1393	0.27	0.24	1323	1.70	1.57	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
1005	1393	0.20	0.18	1323	1.54	1.43	0.	3.50	64.43	0.	0.00	0.00
1006	1393	0.91	0.81	1323	1.77	1.63	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
1007	1393	1.19	1.06	1323	1.91	1.76	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
1008	1393	0.84	0.75	1323	1.59	1.47	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
1009	1393	1.07	0.95	1323	1.70	1.57	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
1010	1393	1.46	1.30	1323	2.21	2.38	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
1011	1393	1.46	1.30	1323	2.57	3.33	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
1012	1393	1.37	1.22	1323	1.75	1.62	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
1013	1393	1.41	1.25	1323	1.74	1.61	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
1014	1393	0.79	0.71	1323	1.25	1.16	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
1015	1393	0.99	0.88	1323	1.28	1.19	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
1016	1393	0.79	0.70	1323	0.83	0.77	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
1017	1393	0.94	0.84	1323	0.83	0.76	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
1018	1393	1.27	1.14	1323	1.27	1.18	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
1019	1393	1.35	1.20	1323	1.18	1.09	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
1020	1393	1.19	1.06	1323	0.70	0.65	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
1021	1393	1.30	1.16	1323	0.67	0.62	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
1022	1393	1.17	1.04	1323	2.01	1.86	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
1023	1393	0.85	0.76	1323	1.88	1.74	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
1024	1393	1.17	1.04	1323	1.70	1.57	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
1025	1393	0.88	0.79	1323	1.62	1.49	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00

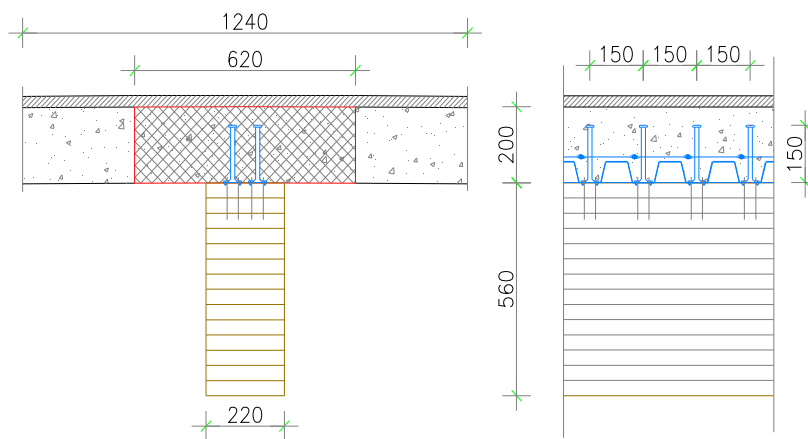
1026	1393	0.36	0.32	1323	1.67	1.54	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
1027	1393	0.25	0.22	1323	1.51	1.39	0.	3.50	64.51	0.	0.00	0.00
1028	1393	0.45	0.40	1323	1.45	1.34	0.	3.50	42.68	0.	0.00	0.00
1030	1393	1.17	1.04	1323	1.18	1.09	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
1031	1393	0.90	0.80	1323	1.11	1.02	0.	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
1032	1393	1.14	1.02	1323	0.68	0.63	0.	0.00	0.00	0.	0.00	35.24
1034	1393	0.48	0.43	1323	0.99	0.91	0.	3.50	43.41	0.	0.00	0.00

6.4.2 Verifica traverso

I traversi sono realizzati da una sezione mista legno-calcestruzzo resa tale da connettori metallici a gambo cilindrico su due file infissi nei traversi in legno lamellare GL24h di sezione 220x560mm.

Le caratteristiche della sezione composta sono dunque le seguenti:

- Traverso in legno lamellare 220x560mm con luce di calcolo 3.74m ed interasse 1.24m. Di tale interasse vengono considerati nel calcolo 0.62m, ovvero solo 0.20m di sezione di calcestruzzo oltre il bordo della trave in legno;
- Soletta realizzata con lamiera grecata e calcestruzzo alleggerito di spessore 5.5+14.5cm ed armata con R.E.S. $\Phi 10/15 \times 15$ cm;
- Connettori metallici in doppia fila $D_n=22$ mm ed altezza 150mm in acciaio B450C zincato. Nel calcolo si farà riferimento al diametro equivalente della coppia di connettori pari a 31mm.



Il calcolo della sezione mista prevede verifiche tensionali e deformative sia a tempo iniziale $T=0$ che a tempo infinito $T=\infty$. Cambiando i valori dei moduli elastici dei materiali, variano i valori delle rigidezze in gioco e le verifiche risultano diverse. Per semplicità nel seguito si riporta il foglio di calcolo di tali verifiche, iniziando da quelle a breve periodo:

VALORI DI RIGIDEZZA dei componenti del sistema misto legno-cl:

Soletta CLS	$E_1 J_1 = 2.13E+12 \text{ Nmm}^2$
Trave portante lignea	$E_2 J_2 = 3.73E+13 \text{ Nmm}^2$
Soletta CLS	$E_1 A_1 = 1.22E+09 \text{ N}$
Trave portante lignea	$E_2 A_2 = 1.43E+09 \text{ N}$

MODULI ELASTICI MATERIALI (al tempo t_0 - breve periodo)

modulo elastico (medio secante) CLS:	$E_1 = E_{c,m,t0} = 20000 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico trave legno:	$E_2 = E_{0,mean,t0} = 11600 \text{ N/mm}^2$

DIMENSIONI ELEMENTI

Spessore soletta cls: $s =$	145 mm
spessore tavolato ("gap" tra soletta e trave lignea): $t =$	55 mm
Altezza trave portante: $H =$	560 mm
larghezza trave portante: $b =$	220 mm
interasse (equivalente) connettori:	150 mm

PARAMETRI DI RIGIDEZZA EFFICACE (al tempo t_0 - breve periodo)

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \frac{E_1 A_1 s_{eq}^2}{(K_u L^2)}} = 0.11$$

$$\alpha_2 = \frac{E_1 A_1 \alpha_1}{E_1 A_1 + E_2 A_2} = 34 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = \alpha - \alpha_2 = 374 \text{ mm}$$

$$(EJ)_{ef} = E_1 J_1 + \alpha_2^2 E_2 A_2 \alpha_2^2 + E_1 A_1 \alpha_1^2 = 5.92E+13 \text{ Nmm}^2$$

Sollecitazioni di progetto (SLU):

Flettente	$M_{Sd} = 1.20E+08 \text{ Nmm}$
Tagliante	$V_{Sd} = 1.90E+05 \text{ N}$

SOLETTA DI CALCESTRUZZO

Tensione baricentrica (uniforme) di compressione su soletta in CLS	$\sigma_1 = M_{Sd} \gamma_1 E_1 a_1 / (EJ)_{el} =$	1.61 MPa			
tensione (a "farfalla") per flessione pura su soletta in CLS	$\sigma_{m1} = M_{Sd} 0,5 E_1 S / (EJ)_{el} =$	2.94 MPa			
<hr/>					
Tensione nel lembo compresso (superiore) della soletta	$\sigma_{1C} = \sigma_1 + \sigma_{m1} =$	4.55 MPa	\Leftarrow	$f_{cd} [MPa] =$ 17.85 (soddisfacente)	$\sigma_1 / f_{cd} =$ 0.25
Tensione nel lembo inferiore della soletta	$\sigma_{1t} = \sigma_1 - \sigma_{m1} =$ (tensione di trazione)	-1.33 MPa	\Leftarrow	VALORI NEGATIVI: TRAZIONI NEL CALCESTRUZZO	
Valore assoluto (intensità) tensione inferiore ds	1.33 MPa	\Leftarrow	<div><div>$f_{cd} [MPa] =$</div><div>$f_{cd} [MPa] =$</div></div>	<div><div>1.40 (soddisfacente)</div></div>	<div><div>$\sigma_1 / f_{cd} =$</div><div>$\sigma_1 / f_{cd} =$</div></div>

TRAVE PORTANTE LIGNEA

Tensione baricentrica (uniforme) di trazione nella trave lignea	$\sigma_2 = -M_{Sd} \gamma_2 E_{0,mean} a_2 / (EJ)_{el} =$ (tensione di trazione)	-0.80 MPa			
Valore assoluto (intensità) tensione inferiore ds	0.80 MPa				
Tensione (a "farfalla") per flessione pura su trave lignea	$\sigma_{m2} = -M_{Sd} 0,5 E_{0,mean} H / (EJ)_{el} =$ (tensione di trazione)	-6.59 MPa			
Valore assoluto (intensità) tensione inferiore ds	6.59 MPa				
Esito verifica in tensoflessione retta:	$\sigma_2 / f_{t,0,d} + \sigma_{m2} / f_{m,y,d} =$	0.77	\Leftarrow	1	(soddisfacente)
Tensione di taglio sugli appoggi:	$\tau_{2,max} = V_{Sd} 0,5 E_{0,mean} [H/2 + a_2]^2 / (EJ)_{el} =$	1.83 MPa			
Esito verifica taglio sugli appoggi:	$\tau_{2,max} / f_{v,d} =$	1.64	$>$	1	(non soddisfacente)
<hr/>					
RESISTENZE DI PROGETTO					
	$f_{m,y,d} = k_{mod} k_n f_{m,g,k} / M =$	10.00 MPa			
	$f_{t,0,d} = k_{mod} k_n f_{t,0,k} / M =$	6.87 MPa			
	$f_{v,d} = k_{mod} f_{v,g,k} / M =$	1.12 MPa			

La verifica a taglio non risulta soddisfatta in quanto la sollecitazione viene applicata unicamente al legno. La connessione studiata ha invece ancoranti avvitabili metallici per calcestruzzo tipo Rothoblaas SKR12200 sulle travi di riva in corrispondenza di tutto lo sviluppo della soletta. Tali connettori metallici, infittiti in prossimità dei traversi lignei, hanno una resistenza a taglio di 8.18kN l'uno.

$$V_{sd,tot} = 190 \text{ kN}$$

$$V_{rd,connettori} = 8.18 \cdot 10 = 81.8 \text{ kN}$$

$$V_{sd,legno} = 190 - 81.8 = 108.2 \text{ kN}$$

Esito verifica taglio effettivo sugli appoggi:

$$2, \max / f_{v,d} = 0.93 \leq 1 \quad (\text{soddisfacente})$$

VERIFICA CONNETTORI

Taglio di progetto sul connettore più sollecitato:

$$F_{Sd} = 1 \cdot E_1 A_1 a_1 s_{eq} V_{Sd} / (EJ)_{ef} = 23271 \text{ N}$$

pari a: 23.27 kN

lunghezza infissione connettori

$$l_w = 310 \text{ mm}$$

diametro effettivo connettore

$$d = 31 \text{ mm}$$

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot p_k = 21.50 \text{ MPa}$$

$$M_{y,k} = 0,08 \cdot f_{uk} \cdot d^3 = 1286971 \text{ Nmm}$$

TENSIONI CARATTERISTICHE DI ROTTURA (1 piano di taglio con piastra spessa)

$$R_{2k} = f_{h,k} \cdot l_w \cdot d = 206619 \text{ N}$$

$$R_{2k} = f_{h,k} \cdot d \cdot l_w \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,k}}{f_{h,k} \cdot d \cdot l_w^2}} - 1 \right] = 91398 \text{ N}$$

$$R_{3k} = 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,k} \cdot f_{h,k} \cdot d} = 67362 \text{ N}$$

$$R_k = \min[R_{k1}; R_{k2}; R_{k3}] = 67362 \text{ N}$$

Valore utilizzato:

$$k_{mod} = 0.60$$

Resistenza di progetto connettore

$$R_d = k_{mod} \cdot R_k / \gamma_m = 31090 \text{ N}$$

pari a: 31.09 kN

Esito verifica resistenza connettore:

$$F_{Sd} / R_d = 0.75 \leq 1 \quad (\text{soddisfacente})$$

Infine per quanto riguarda la deformazione dei traversi, ovvero allo stato limite di esercizio, si ha la variazione dei seguenti valori:

$$K_{t,SLE} = 22963 \text{ N/mm}$$

$$(EJ)_{ef, \text{serv } t0} = \square_1 E_1 J_1 + \square_2 E_2 A_2 a_2^2 + \square_1 E_1 A_1 a_1^2 = 6.66E+13 \text{ Nmm}^2$$

Si tengono in considerazione unicamente pesi propri e permanenti in quanto $\Psi_{2, \text{traffico}} = 0$. Per tale motivo si ottiene una freccia:

CARICHI LINEARI SULLA SEZIONE MISTA RESISTENTE (SLE)

Carico permanente (stato limite di esercizio):

$$g_{k,z} = 9.12 \text{ kN/m}$$

Freccia istantanea carichi permanenti

$$u_{g,ist t0} = 1,1 \cdot (5/384) \cdot g_{k,z} \cdot L^4 / (EJ)_{ef, \text{serv } t0} = 0.4 \text{ mm}$$

FRECCIA ISTANTANEA COMPLESSIVA (a tempo infinito):

$$u_{u,tot t0} = u_{g,fin} + \square_2 u_{q,fin} = 0.4 \text{ mm} \rightarrow L / u_{u,tot t0} = 9746 \gg 500 \quad (\text{soddisfacente})$$

Analogamente si riportano le verifiche nel lungo periodo:

VALORI DI RIGIDEZZA dei componenti del sistema misto legno-cl:

Soletta CLS	$E_1 J_1 = 7.11E+11 \text{ Nmm}^2$
Trave portante lignea	$E_2 J_2 = 2.07E+13 \text{ Nmm}^2$
Soletta CLS	$E_1 A_1 = 4.06E+08 \text{ N}$
Trave portante lignea	$E_2 A_2 = 7.94E+08 \text{ N}$

MODULI ELASTICI MATERIALI (al tempo infinito - LUNGO PERIODO)

modulo elastico (medio secante) CLS:	$E_{1,inf} = E_1 / (1 + \varphi_2 \cdot \varphi_1) = 6667 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico trave legno:	$E_{2,inf} = E_{0,mean} / (1 + \varphi_2 \cdot k_{def}) = 6444 \text{ N/mm}^2$

DIMENSIONI ELEMENTI

Spessore soletta cls: s =	145 mm
spessore tavolato ("gap" tra soletta e trave lignea): t =	55 mm
Altezza trave portante: H =	560 mm
larghezza trave portante: b =	220 mm
interasse (equivalente) connettori:	150 mm

PARAMETRI DI RIGIDEZZA EFFICACE (al tempo infinito - LUNGO PERIODO)

$$\begin{aligned} \varphi_2 &= 1 \\ \varphi_1 &= [1 + \varphi_2^2 E_1 A_1 s_{eq} / (K_{eq} L^2)]^{-1} = 0.17 \\ a_2 &= \varphi_1 E_1 A_1 a / (\varphi_1 E_1 A_1 + E_2 A_2) = 32 \text{ mm} \\ a_1 &= a - a_2 = 376 \text{ mm} \\ (EJ)_{ef} &= \varphi_2 E_2 J_2 + \varphi_1 E_1 A_1 a_1^2 = 3.173E+13 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

Sollecitazioni di progetto (SLU):

Flettente	$M_{Sd} = 1.20E+08 \text{ Nmm}$
Tagliante	$V_{Sd} = 1.90E+05 \text{ N}$

SOLETTA DI CALCESTRUZZO	Tensione baricentrica (uniforme) di compressione su soletta in CLS	$\sigma_1 = M_{Sd} \gamma_1 E_{1,inf} a_1 / (EJ)_{ef} = 1.57 \text{ MPa}$			
	tensione (a "farfalla") per flessione pura su soletta in CLS	$\sigma_{m1} = M_{Sd} 0.5 E_{1,inf} s / (EJ)_{ef} = 1.83 \text{ MPa}$			
	Tensione nel lembo compresso (superiore) della soletta	$\sigma_{1c} = \sigma_1 + \sigma_{m1} = 3.39 \text{ MPa}$	\leq	$f_{cd} [\text{MPa}] = 17.85 \text{ (soddisfacente)}$	$\sigma_{1c} / f_{cd} = 0.19$
	Tensione nel lembo inferiore della soletta	$\sigma_{1t} = \sigma_1 - \sigma_{m1} = -0.26 \text{ MPa}$ (tensione di trazione)	\leftarrow	VALORI NEGATIVI: TRAZIONI NEL CALCESTRUZZO	
	Valore assoluto (intensità) tensione inferiore cls	0.26 MPa	\leq	$f_{ctd} [\text{MPa}] = 1.40 \text{ (soddisfacente)}$	$\sigma_{1t} / f_{ctd} = 0.19$

TRAVE PORTANTE LIGNEA	Tensione baricentrica (uniforme) di trazione nella trave lignea $\sigma_2 = -M_{Sd} \cdot \gamma_2 \cdot E_{2,inf} \cdot a_2 / (EJ)_{ef} =$	-0.77 MPa			
		(tensione di trazione)			
	Valore assoluto (intensità) tensione inferiore cls	0.77 MPa			
	Tensione (a "farfalla") per flessione pura su trave lignea $\sigma_{m,2} = -M_{Sd} \cdot 0.5 \cdot E_{2,inf} \cdot H / (EJ)_{ef} =$	-6.82 MPa			
		(tensione di trazione)			
	Valore assoluto (intensità) tensione inferiore cls	6.82 MPa			
	Esito verifica in tensoflessione retta: $\sigma_2 / f_{t,0,d} + \sigma_{m,2} / f_{m,y,d} =$	0.79	<=	1	(soddisfacente)
	Tensione di taglio sugli appoggi: $\tau_{2,max} = V_{Sd} \cdot 0.5 \cdot E_{2,inf} \cdot [H/2 + a_2]^2 / (EJ)_{ef} =$	1.88 MPa			
	Esito verifica taglio sugli appoggi: $\tau_{2,max} / f_{v,d} =$	1.68	>	1	(non soddisfacente)
	RESISTENZE DI PROGETTO $f_{m,y,d} = k_{mod} \cdot k_h \cdot f_{m,g,k,y} / \gamma_M =$	10.00 MPa			
	$f_{t,0,d} = k_{mod} \cdot k_h \cdot f_{t,0,k} / \gamma_M =$	6.87 MPa			
	$f_{v,d} = k_{mod} \cdot f_{v,g,k} / \gamma_M =$	1.12 MPa			

La verifica a taglio non risulta soddisfatta in quanto la sollecitazione viene applicata unicamente al legno. La connessione studiata ha invece ancoranti avvitabili metallici per calcestruzzo tipo Rothoblaas SKR12200 sulle travi di riva in corrispondenza di tutto lo sviluppo della soletta. Tali connettori metallici, infittiti in prossimità dei traversi lignei, hanno una resistenza a taglio di 8.18kN l'uno.

$$V_{sd,tot} = 190 \text{ kN}$$

$$V_{rd,connettori} = 8.18 \cdot 10 = 81.8 \text{ kN}$$

$$V_{sd,legno} = 190 - 81.8 = 108.2 \text{ kN}$$

Esito verifica taglio effettivo sugli appoggi:

$$\tau_{2,max} / f_{v,d} = 0.95 \leq 1 \quad (\text{soddisfacente})$$

VERIFICA CONNETTORI

Taglio di progetto sul connettore più sollecitato:

$$F_{Sd} = \alpha_1 \cdot E_1 A_1 a_1 s_{eq} V_{Sd} / (EJ)_{ef} = 12868 \text{ N}$$

pari a: 12.87 kN

lunghezza infissione connettori

$$l_w = 310 \text{ mm}$$

diametro effettivo connettore

$$d = 31 \text{ mm}$$

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot p_k = 21.50 \text{ MPa}$$

$$M_{y,k} = 0,08 \cdot f_{uk} \cdot d^3 = 1286971 \text{ Nmm}$$

TENSIONI CARATTERISTICHE DI ROTTURA (1 piano di taglio con piastra spessa)

$$R_{2k} = f_{h,k} \cdot l_w \cdot d = 206619 \text{ N}$$

$$R_{2k} = f_{h,k} \cdot d \cdot l_w \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,k}}{f_{h,k} \cdot d \cdot l_w^2}} - 1 \right] = 91398 \text{ N}$$

$$R_{3k} = 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,k} \cdot f_{h,k} \cdot d} = 67362 \text{ N}$$

$$R_k = \min[R_{k1}; R_{k2}; R_{k3}] = 67362 \text{ N}$$

Valore utilizzato: $k_{mod} = 0.60$

Resistenza di progetto connettore

$$R_d = k_{mod} \cdot R_k / \gamma_m = 31090 \text{ N}$$

pari a: 31.09 kN

Esito verifica resistenza connettore:

$$F_{Sd} / R_d = 0.41 \leq 1 \quad (\text{soddisfacente})$$

Infine per quanto riguarda la deformazione dei traversi, ovvero allo stato limite di esercizio, si ha la variazione dei seguenti valori:

$$K_{u,inf} = K_{t,SLE} / (1 + k_{def}) = 12757 \text{ N/mm}$$

$$(EJ)_{ef, serv tINF} = \alpha_1 E_{i,inf} J_i + \alpha_2 E_{2,inf} A_2 a_2^2 + \alpha_1 E_{1,inf} A_1 a_1^2 = 3.53E+13 \text{ Nmm}^2$$

Si tengono in considerazione unicamente pesi propri e permanenti in quanto $\Psi_{2,traffico} = 0$. Per tale motivo si ottiene una freccia:

CARICHI LINEARI SULLA SEZIONE MISTA RESISTENTE (SLE)

Carico permanente (stato limite di esercizio): $g_{k,z} = 9.12 \text{ kN/m}$

Freccia finale carichi permanenti

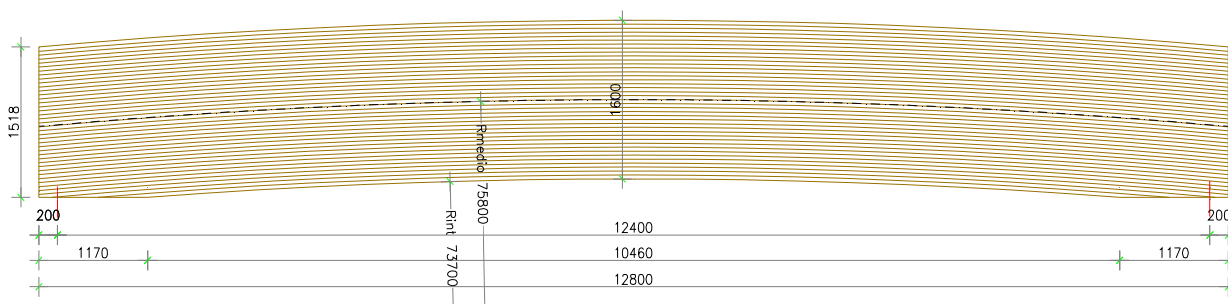
$$u_{g,FIN} = 1,1 \cdot (5/384) \cdot g_{k,z} \cdot L^4 / (EJ)_{ef, serv tINF} = 0.7 \text{ mm}$$

FRECCIA FINALE COMPLESSIVA (a tempo infinito):

$$u_{\infty, tot, FIN} = u_{g,fin} + \alpha_2 \cdot u_{q,fin} = 0.7 \text{ mm} \rightarrow L/u_{\infty, tot tFIN} = 5164 \geq 500 \quad (\text{soddisfacente})$$

6.4.3 Verifica trave di riva

Il ponte è costituito da due travi principali curve, denominate travi di riva, in legno lamellare GL24h di sezione 240x1600mm. La lunghezza dell'appoggio è 1170mm dove la trave ha un'altezza di 1518mm. Il raggio di curvatura interno è di 73.70m mentre il raggio medio è di 75.8m. lo spessore delle singole lamelle è 40mm.



La verifica di resistenza effettuata con il programma di calcolo con le sollecitazioni calcolate con il modello precedente è la seguente:

VERIFICA ASTE IN LEGNO

Lavoro : S1216C
Normativa : NTC08 - EC5 (UNI EN 1995-1-1)
Unità di misura : cm; daN; daN/cm; daN/cm²; daN/cm³.
Data : 31/05/2016 - 18.02
Numero aste : 10

MATERIALE

Descrizione: Legno lamellare
Norma : UNI EN 1194
Classe : GL24h
fmk = 240. ft0k = 165. ft90k = 4. fc0k = 240. fc90k = 27. fvk = 27.
E0m = 116000 E005 = 94000. E90m = 3900. Gm = 7200. G005 = 5834.5
Rok = .00037 Rom = .00045

DATI [NTC08 4.4.6]

Tipo legno : Legno lamellare incollato Riferimento : EN 14080
Classe di servizio: 2 ; gM = 1.45 ; kdef = 0.8 ; betaC = 0.1

classi di durata	Kmod	ft0d *	fc0d	fmd *	fvd	Casi di carico
Permanente	.600	68.28	99.31	99.31	11.17	non prevista
Lunga durata	.700	79.66	115.86	115.86	13.03	non prevista
Media durata	.800	91.03	132.41	132.41	14.90	non prevista
Breve durata	.900	102.41	148.97	148.97	16.76	non prevista
Istantaneo	1.000	113.79	165.52	165.52	18.62	1, 2, 3, 4, 9, 10

(*) valori per kh=1

CASI DI CARICO

N	Descrizione	Soll.
1	SLU 1	1
2	SLU 2	1
3	SLU 3 ECC	1
4	SLU 4 ECC	1
9	soletta tandem	1
10	soletta ecc	1

SEZIONI RETTANGOLARI

N	b	h	alfa	A	Jz	Jy	Jtor	Km	Ksh
1	24.	160.	3.464	3840.	8192000.	184320.	676403.7	.7	2.

VERIFICHE

Rettangolare (sezione n. 1; b=24; h=160) ----- ASTA (1-48) 634
khz = 1 ; khy = 1.096 ; kht = 1

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale					
As	L0	Lam	LamRel	k	kc	L0	Scrit	LamRel	k	crit	
Z	124.00	2.68	.043	.488	1.026	124.00	2045.9	.343	1.000		
Y	124.00	17.90	.288	.541	1.001	124.00	90929.	.051	1.000		

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI											
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY					
1- 1	-2468.5	0.0	6807.8	0.0	0.0	36375.3					
2- 1	-1284.8	0.0	19338.2	0.0	0.0	36345.8					

TENSIONI											
Caso	st0d	sc0d	smzd	smyd	fsPfd	fsIfI	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd
1- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	.26	0.0	.26	14.2
2- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	.73	0.0	.73	14.2

----- PROGR.(9) 124.00

SOLLECITAZIONI											
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY					
1- 1	4493490.0	0.0	6807.8	0.0	0.0	36140.1					
2- 1	4491012.4	0.0	19338.2	0.0	0.0	36110.6					

TENSIONI											
Caso	st0d	sc0d	smzd	smyd	fsPfd	fsIfI	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd
1- 1	0.0	0.0	43.9	0.0	.265	0.000	.070	.26	0.0	.26	14.1
2- 1	0.0	0.0	43.9	0.0	.265	0.000	.070	.73	0.0	.73	14.1

Rettangolare (sezione n. 1; b=24; h=160) ----- ASTA (48-49) 635
 Khz= 1 ; Khy= 1.096 ; Kht= 1

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale					
As	L0	Lam	LamRel	k	kc	L0	Scrit	LamRel	k	crit	
Z	124.00	2.68	.043	.488	1.026	124.00	2045.9	.343	1.000		
Y	124.00	17.90	.288	.541	1.001	124.00	90929.	.051	1.000		

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI											
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY					
1- 1	4491136.4	0.0	810.8	0.0	0.0	33062.4					

TENSIONI											
Caso	st0d	sc0d	smzd	smyd	fsPfd	fsIfI	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd
1- 1	0.0	0.0	43.9	0.0	.265	0.000	.070	.03	0.0	.03	12.9

----- PROGR.(9) 124.00

SOLLECITAZIONI											
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY					
1- 1	8576287.2	0.0	810.8	0.0	0.0	32827.2					

TENSIONI											
Caso	st0d	sc0d	smzd	smyd	fsPfd	fsIfI	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd
1- 1	0.0	0.0	83.8	0.0	.506	0.000	.256	.03	0.0	.03	12.8

Rettangolare (sezione n. 1; b=24; h=160) ----- ASTA (49-50) 636
 Khz= 1 ; Khy= 1.096 ; Kht= 1

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale					
As	L0	Lam	LamRel	k	kc	L0	Scrit	LamRel	k	crit	
Z	124.00	2.68	.043	.488	1.026	124.00	2045.9	.343	1.000		
Y	124.00	17.90	.288	.541	1.001	124.00	90929.	.051	1.000		

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI											
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY					
1- 1	8574269.9	0.0	-26289.5	0.0	0.0	29833.9					

TENSIONI											
Caso	st0d	sc0d	smzd	smyd	fsPfd	fsIfI	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd
1- 1	0.0	0.0	83.7	0.0	.506	0.000	.256	.99	0.0	.99	11.7

----- PROGR.(9) 124.00

SOLLECITAZIONI											
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY					
1- 1	12259086.0	0.0	-26289.5	0.0	0.0	29598.6					

TENSIONI											
Caso	st0d	sc0d	smzd	smyd	fsPfd	fsIfI	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd
1- 1	0.0	0.0	119.7	0.0	.723	0.000	.523	.99	0.0	.99	11.6

Rettangolare (sezione n. 1; b=24; h=160) ----- ASTA (50-51) 637
 Khz= 1 ; Khy= 1.096 ; Kht= 1

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale					
As	L0	Lam	LamRel	k	kc	L0	Scrit	LamRel	k	crit	
Z	124.00	2.68	.043	.488	1.026	124.00	2045.9	.343	1.000		
Y	124.00	17.90	.288	.541	1.001	124.00	90929.	.051	1.000		

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI											
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY					

| 1- 1| 12257611.3| 0.0| -50581.8| 0.0| 0.0| 22891.4|

TENSIONI :
| Caso | StOd | ScOd | Smzd | Smyd | fsPfd | fsIfI | fsItO | Ttozd | Tzd | Ttoyd | Tyd | fsTau | VE |
| 1- 1| 0.0| 0.0| 119.7| 0.0| .723| 0.000| .523| 1.90| 0.0| 1.90| 8.9| .282| si |

----- PROGR.(9) 124.00

SOLLECITAZIONI :
| Caso | MZ | MY | MT | N | TZ | TY |
| 1- 1| 15081566.2| 0.0| -50581.8| 0.0| 0.0| 22656.2|

TENSIONI :
| Caso | StOd | ScOd | Smzd | Smyd | fsPfd | fsIfI | fsItO | Ttozd | Tzd | Ttoyd | Tyd | fsTau | VE |
| 1- 1| 0.0| 0.0| 147.3| 0.0| .890| 0.000| .792| 1.90| 0.0| 1.90| 8.9| .277| si |

Rettangolare (sezione n. 1; b=24; h=160) ----- ASTA (51-52) 638
khz= 1 ; khy= 1.096 ; kht= 1

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale			
As	L0	Lam	LamRel	k	kc	L0	Scrit	LamRel	k crit
Z	124.00	2.68	.043	.488	1.026	124.00	2045.9	.343	1.000
Y	124.00	17.90	.288	.541	1.001	124.00	90928.	.051	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	15080823.3	0.0	2140.8	0.0	0.0	3701.9
4- 1	8982965.0	0.0	-49376.0	0.0	0.0	9480.4

TENSIONI :
Caso	StOd	ScOd	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIfI	fsItO	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	0.0	147.3	0.0	.890	0.000	.792	.08	0.0	.08	1.4	.008	si
4- 1	0.0	0.0	87.7	0.0	.530	0.000	.281	1.86	0.0	1.86	3.7	.089	si

----- PROGR.(9) 124.00

SOLLECITAZIONI :
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	15525273.2	0.0	2140.8	0.0	0.0	3466.7
4- 1	10143948.6	0.0	-49376.0	0.0	0.0	9245.2

TENSIONI :
Caso	StOd	ScOd	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIfI	fsItO	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	0.0	151.6	0.0	.916	0.000	.839	.08	0.0	.08	1.4	.007	si
4- 1	0.0	0.0	99.1	0.0	.598	0.000	.358	1.86	0.0	1.86	3.6	.087	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=24; h=160) ----- ASTA (52-53) 639
khz= 1 ; khy= 1.096 ; kht= 1

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale			
As	L0	Lam	LamRel	k	kc	L0	Scrit	LamRel	k crit
Z	124.00	2.68	.043	.488	1.026	124.00	2045.9	.343	1.000
Y	124.00	17.90	.288	.541	1.001	124.00	90928.	.051	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :
| Caso | MZ | MY | MT | N | TZ | TY |
| 1- 1| 15525361.9| 0.0| 54688.8| 0.0| 0.0| -15483.3|

TENSIONI :
| Caso | StOd | ScOd | Smzd | Smyd | fsPfd | fsIfI | fsItO | Ttozd | Tzd | Ttoyd | Tyd | fsTau | VE |
| 1- 1| 0.0| 0.0| 151.6| 0.0| .916| 0.000| .839| 2.06| 0.0| 2.06| 6.0| .161| si |

----- PROGR.(9) 124.00

SOLLECITAZIONI :
| Caso | MZ | MY | MT | N | TZ | TY |
| 1- 1| 13590844.8| 0.0| 54688.8| 0.0| 0.0| -15718.6|

TENSIONI :
| Caso | StOd | ScOd | Smzd | Smyd | fsPfd | fsIfI | fsItO | Ttozd | Tzd | Ttoyd | Tyd | fsTau | VE |
| 1- 1| 0.0| 0.0| 132.7| 0.0| .802| 0.000| .643| 2.06| 0.0| 2.06| 6.1| .164| si |

Rettangolare (sezione n. 1; b=24; h=160) ----- ASTA (53-54) 640
khz= 1 ; khy= 1.096 ; kht= 1

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale			
As	L0	Lam	LamRel	k	kc	L0	Scrit	LamRel	k crit
Z	124.00	2.68	.043	.488	1.026	124.00	2045.9	.343	1.000
Y	124.00	17.90	.288	.541	1.001	124.00	90929.	.051	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :
| Caso | MZ | MY | MT | N | TZ | TY |
| 1- 1| 13591708.0| 0.0| 29669.2| 0.0| 0.0| -22408.1|

TENSIONI :
| Caso | StOd | ScOd | Smzd | Smyd | fsPfd | fsIfI | fsItO | Ttozd | Tzd | Ttoyd | Tyd | fsTau | VE |
| 1- 1| 0.0| 0.0| 132.7| 0.0| .802| 0.000| .643| 1.12| 0.0| 1.12| 8.8| .251| si |

----- PROGR.(9) 124.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	10798525.5	0.0	29669.2	0.0	0.0	-22643.3
9- 1	11077250.3	0.0	-58211.4	0.0	0.0	2214.5

TENSIONI

Caso	StOd	ScOd	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIfI	fsItO	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	0.0	105.5	0.0	.637	0.000	.406	1.12	0.0	1.12	8.8	.256	si
9- 1	0.0	0.0	108.2	0.0	.654	0.000	.427	2.19	0.0	2.19	.9	.061	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=24; h=160) ----- ASTA (54-55) 641
khz= 1 ; Khy= 1.096 ; Kht= 1

Instabilita' flessionale

As	L0	Lam	LamRel	k	kc
Z	124.00	2.68	.043	.488	1.026
Y	124.00	17.90	.288	.541	1.001

Instabilita' torsionale

L0	Scrit	LamRel	K crit
124.00	2045.9	.343	1.000
124.00	90929.	.051	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	10800016.8	0.0	616.2	0.0	0.0	-25608.9
9- 1	11078120.2	0.0	-45121.5	0.0	0.0	-10675.3

TENSIONI

Caso	StOd	ScOd	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIfI	fsItO	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	0.0	105.5	0.0	.637	0.000	.406	.02	0.0	.02	10.0	.289	si
9- 1	0.0	0.0	108.2	0.0	.654	0.000	.427	1.70	0.0	1.70	4.2	.096	si

----- PROGR.(9) 124.00

SOLLECITAZIONI

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	7609934.7	0.0	616.2	0.0	0.0	-25844.1
9- 1	9739795.3	0.0	-45121.5	0.0	0.0	-10910.6

TENSIONI

Caso	StOd	ScOd	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIfI	fsItO	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	0.0	74.3	0.0	.449	0.000	.202	.02	0.0	.02	10.1	.295	si
9- 1	0.0	0.0	95.1	0.0	.575	0.000	.330	1.70	0.0	1.70	4.3	.098	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=24; h=160) ----- ASTA (55-56) 642
khz= 1 ; Khy= 1.096 ; Kht= 1

Instabilita' flessionale

As	L0	Lam	LamRel	k	kc
Z	124.00	2.68	.043	.488	1.026
Y	124.00	17.90	.288	.541	1.001

Instabilita' torsionale

L0	Scrit	LamRel	K crit
124.00	2045.9	.343	1.000
124.00	90929.	.051	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	7611891.8	0.0	-9574.8	0.0	0.0	-28871.1
9- 1	9741230.5	0.0	25176.1	0.0	0.0	-32364.1

TENSIONI

Caso	StOd	ScOd	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIfI	fsItO	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	0.0	74.3	0.0	.449	0.000	.202	.36	0.0	.36	11.3	.376	si
9- 1	0.0	0.0	95.1	0.0	.575	0.000	.330	.95	0.0	.95	12.6	.486	si

----- PROGR.(9) 124.00

SOLLECITAZIONI

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	4017288.6	0.0	-9574.8	0.0	0.0	-29106.3
9- 1	5713495.6	0.0	25176.1	0.0	0.0	-32599.3

TENSIONI

Caso	StOd	ScOd	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIfI	fsItO	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	0.0	39.2	0.0	.237	0.000	.056	.36	0.0	.36	11.4	.382	si
9- 1	0.0	0.0	55.8	0.0	.337	0.000	.114	.95	0.0	.95	12.7	.493	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=24; h=160) ----- ASTA (56-36) 643
khz= 1 ; Khy= 1.096 ; Kht= 1

Instabilita' flessionale

As	L0	Lam	LamRel	k	kc
Z	124.00	2.68	.043	.488	1.026
Y	124.00	17.90	.288	.541	1.001

Instabilita' torsionale

L0	Scrit	LamRel	K crit
124.00	2045.9	.343	1.000
124.00	90929.	.051	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	4019537.0	0.0	-8046.9	0.0	0.0	-32316.9
9- 1	5715362.9	0.0	47659.4	0.0	0.0	-45990.4

TENSIONI

Caso	StOd	ScOd	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIfI	fsItO	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	0.0	39.3	0.0	.237	0.000	.056	.30	0.0	.30	12.6	.468	si
9- 1	0.0	0.0	55.8	0.0	.337	0.000	.114	1.79	0.0	1.79	18.0	.979	si

----- PROGR.(9) 124.00

SOLLECITAZIONI

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	-2348.3	0.0	-8046.9	0.0	0.0	-32552.2
9- 1	-2026.8	0.0	47659.4	0.0	0.0	-46225.6

TENSIONI	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIfI	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	.30	0.0	.30	12.7	.474	si
9- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	1.79	0.0	1.79	18.1	.988	si

Per quanto riguarda invece le verifiche deformative si hanno le seguenti singole frecce istantanee:

$$u_{ist,g} = 3.5 \text{ mm}$$

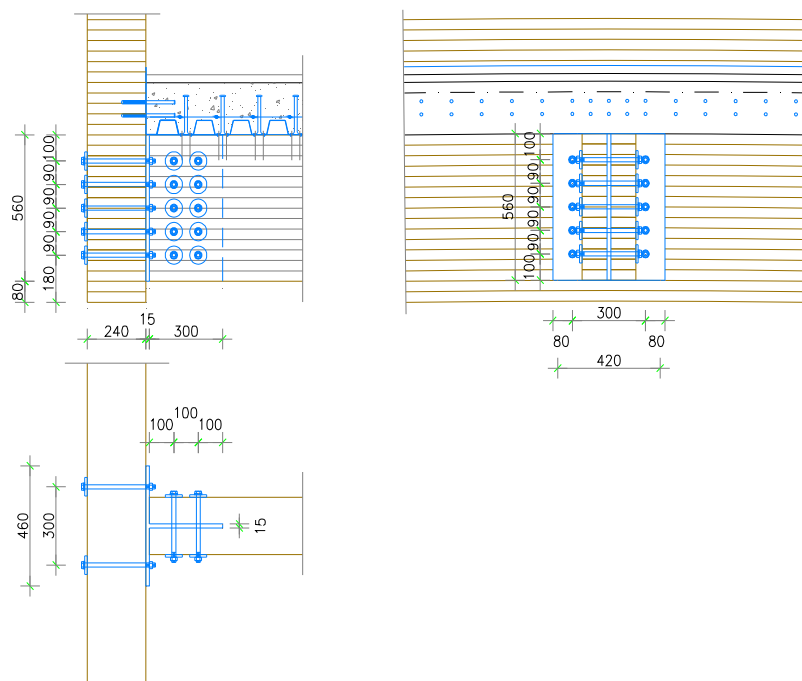
$$u_{ist,q,veicolare} = 19.5 \text{ mm}$$

La classe di servizio 2 prevede $k_{def} = 0.8$ mentre $\Psi_{2,traffico} = 0$, quindi il valore della freccia finale è pari a:

$$u_{fin} = u_{ist,g} \cdot (1 + k_{def}) + u_{ist,q} \cdot (1 + \Psi_{2,traffico} \cdot k_{def}) = 3.5 \cdot (1 + 0.8) + 19.5 = 25.8 \text{ mm} = L/480$$

6.4.4 Verifica collegamento trasverso – trave di riva

Il collegamento tra i traversi e la trave di riva avviene tramite una piastra in acciaio con l'utilizzo di bulloni M14. La verifica è duplice in quanto deve essere verificata sia lato trasverso sia lato trave di riva. La sollecitazione tagliante è, in conformità a quanto esposto in precedenza $V_{sd,legno} = 108.2 \text{ kN}$.



6.4.4.1 Bulloni M14

Le caratteristiche di resistenza di un bullone M14 8.8 con rondella Dn=70mm sollecitato ortogonalmente alle fibre di un generico elemento in legno lamellare GL24h sono:

$$M_{\text{snervamento connettore}} = 229162 \text{ Nmm}$$

$$f_{h,0,k} = 26.7976 \text{ MPa}$$

resistenza a rifollamento parallela
alla fibratura

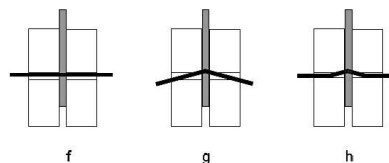
$$f_{h,90,k} = 17.178 \text{ MPa}$$

con $k_{90} = 1.56$ resistenza a
rifollamento ortogonale alla fibratura

$$F_{ax} = 29925 \text{ N} \text{ forza di estrazione del connettore}$$

6.4.4.2 Verifica lato traverso

Il collegamento lato traverso è legno-acciaio a 2 piani di taglio come si osserva in figura seguente:



$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} t_1 d \quad (f) \\ f_{h,1,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (g) \\ 2.3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (h) \end{array} \right.$$

Piastra spessa o
sottile non influisce

Si ottiene per il singolo bullone:

$$F_{v,Rk,f} = 52908 \text{ N}$$

$$F_{v,Rk,g} = 29217 \text{ N}$$

$$F_{v,Rk,d} = 21343 \text{ N}$$

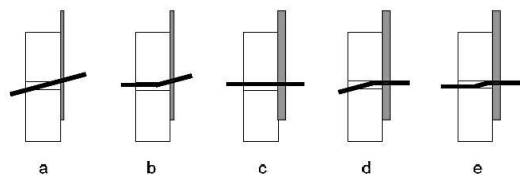
$$\text{Da cui con } k_{\text{mod}}=1 \text{ e } \gamma_m=1.45: F_{v,rd} = 14.719 \text{ kN}$$

Considerando la connessione nel suo complesso con $n_{ef}=1.6$ la resistenza risulta:

$$F_{v,rd,tot} = 236.4 \text{ kN}$$

6.4.4.3 Verifica lato trave di riva

Il collegamento lato trave di riva è legno-acciaio ad un solo piano di taglio come si osserva nel seguito:



$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,4 f_{h,k} t_1 d & (a) \\ 1,15 \cdot \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (b) \end{cases}$$

Piastra sottile

Si ottiene per il singolo bullone:

$$F_{v,Rk,a} = 25536 \text{ N}$$

$$F_{v,Rk,b} = 15872 \text{ N}$$

Da cui con $k_{mod}=1$ e $\gamma_m=1.45$: $F_{v,rd} = 12.47 \text{ kN}$

Considerando la connessione nel suo complesso con $n_{ef}=2$ la resistenza risulta:

$$F_{v,rd,tot} = 124.7 \text{ kN}$$

6.5 Apparecchi d'appoggio

Gli appoggi costituiscono vincolo antisismico con cerniere su un estremo e appoggio semplice (unidirezionale parallelo all'asse del ponte) sull'estremo opposto dell'impalcato.

La sollecitazione assiale massima risulta, da calcolo:

$$N_{tot} = N_{p.p.} + \text{permanenti} + N_{\text{carichi mobili}} = 54000 \text{ daN.}$$

La verifica degli apparecchi di appoggio viene pertanto eseguita con tale valore oltre alla relativa sollecitazione sismica, correlata alle azioni permanenti, che genera un taglio $V = 1060 \text{ daN.}$

Si impiegheranno apparecchi d'appoggio in elastomero armato tipo Elastofip EF 75-4 per gli appoggi fissi ed Elastofip EU per gli appoggi unidirezionali longitudinali.

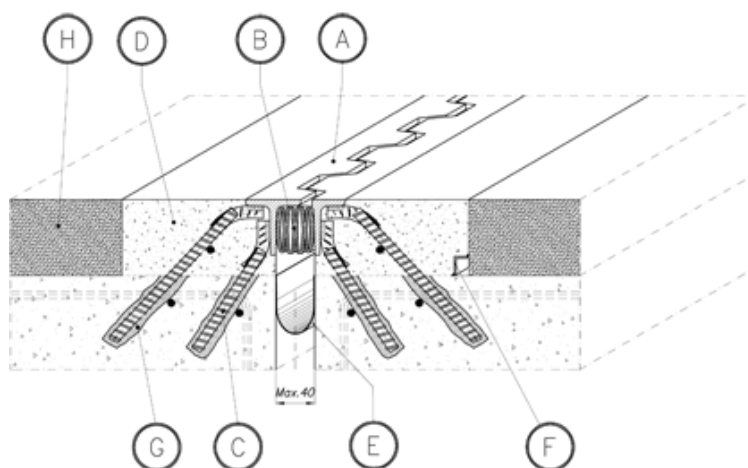


6.6 Giunti di dilatazione

6.6.1 Giunti di dilatazione

Per gli impalcati si adottano giunti di pavimentazione Fip tipo "SFE 90/65" realizzati con elastomeri e rinforzati con inserti metallici vulcanizzati.

Si impiegheranno giunti adatti ad assorbire scorrimenti longitudinali di $\pm 15\text{mm}$ e verticali fino a 10mm.



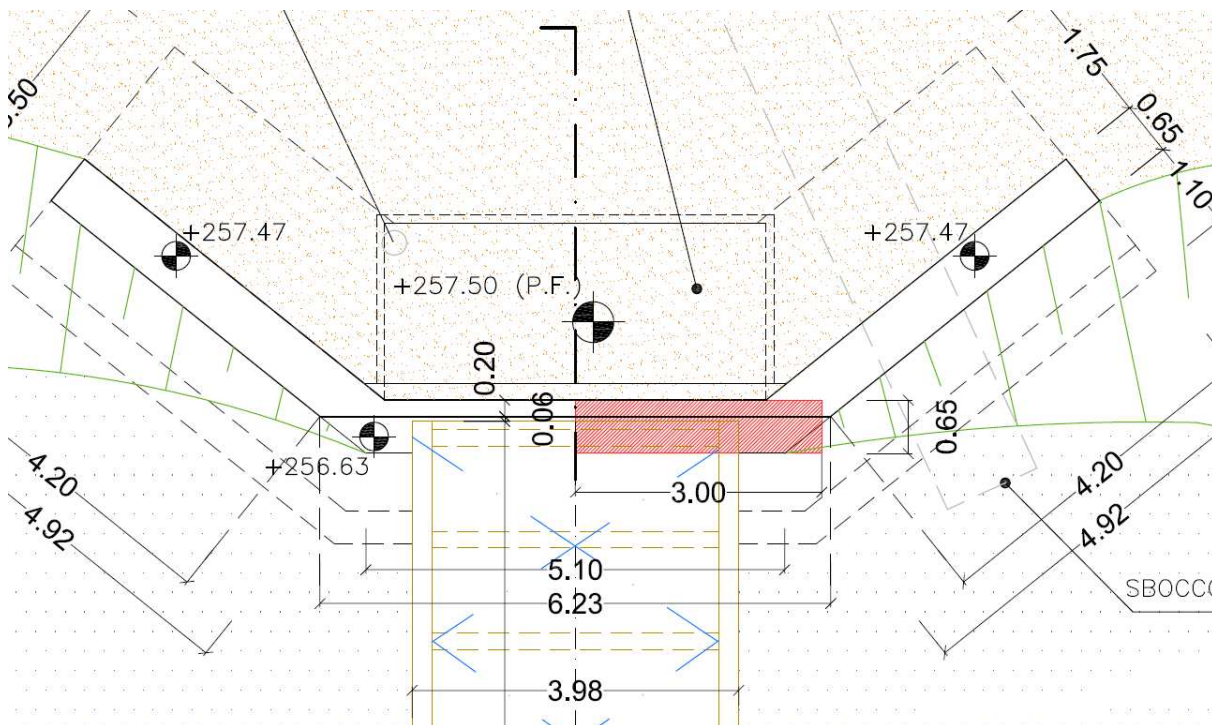
POS.	DESCRIZIONE	MATERIALE
A	Profilo "T" 65x80x9 a pettine	S235JR EN 10025
B	Profilo in gomma vulcanizzato	CR 65 sh/a cnr 10018
C	Zanca A.M. Ø 16x150÷200	FeB 44K
D	Getto di ripresa	Malta cementizia fibrorinforzata
E	Scossalina	Hvbalon
F	Profilo di drenaggio a "L"	X5 CrNi 1810-UNI 8317
G	Malta di resina epossidica	
H	Manto d'usura	

La dilatazione per $\Delta T = 40^\circ\text{C}$:

$$\Delta l = \alpha \cdot l \cdot \Delta T = 0,4 \times 10^{-5} \cdot 12400 \cdot 40 = 1.984\text{mm}$$

7. SPALLA IN C.A.

Si verifica cautelativamente la spalla del ponte equivalente ad una sua porzione linearizzata ortogonalmente all'asse dell'impalcato avente lunghezza $L=300\text{cm}$ e spessore $sp=65\text{cm}$ come visualizzato nel seguito:



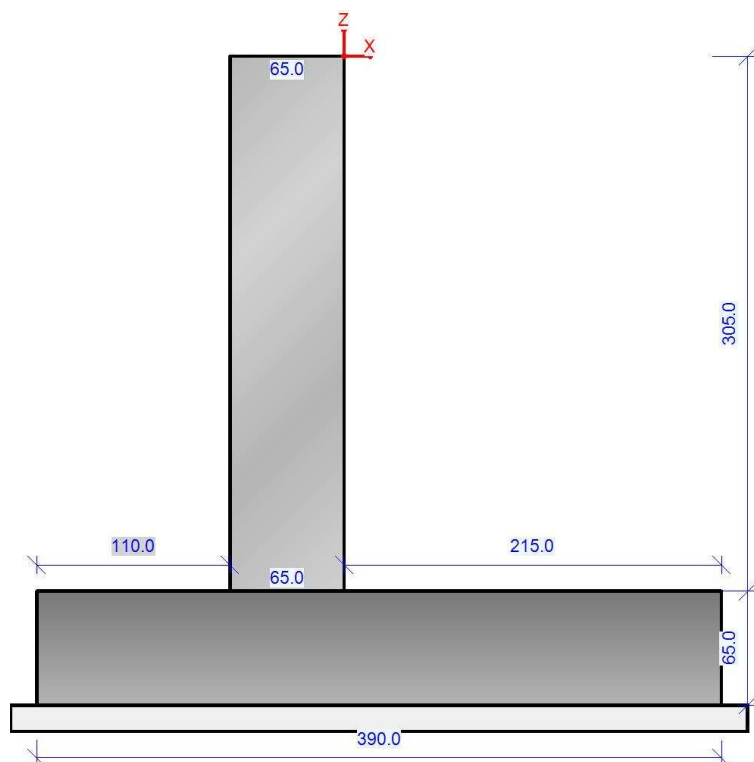
In testa al muro, su tale porzione di spalla, si applicheranno le massime reazioni corrispondenti agli appoggi fissi della trave di riva in legno dell'impalcato in cui il carico veicolare risulta massimizzato in corrispondenza dell'appoggio (carico veicolare "scentrato" a ridosso della trave di riva più sollecitata con carico tandem - schema 1 - applicato in corrispondenza dell'appoggio).

Come anticipato nel capitolo 4 si considera nel calcolo la situazione più gravosa in cui la posizione della falda risulterà posizionata sull'estradosso della suola di fondazione a valle della spalla e posizionata a circa -50cm dalla testa del muro a monte della spalla (in pratica nella situazione di terreno a monte della spalla saturo).

Il con taglione posto nella zona anteriore della suola, con funzione principale "anti-scalzamento" della stessa, si considera trascurabile ai fini dello slittamento.

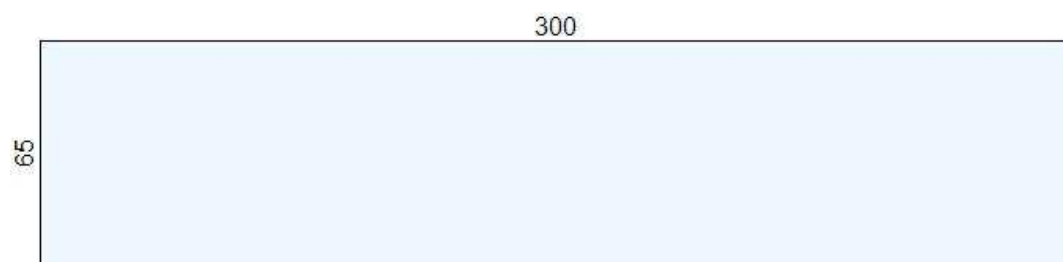
La verifica è stata condotta con l'ausilio dell'elaboratore elettronico utilizzando il programma OMNIA-IS v.13.

7.1 Geometria e stratigrafia



Sezione 1:

(valle)



(monte)

Sezione n. 1:
Area [cm²]: 19 500.0
Jz.g [cm⁴]: 6 865 625
Jy.g [cm⁴]: 145 250 000
Jz.g [cm⁴]: 0.0
Jy.g [cm⁴]: 32.5

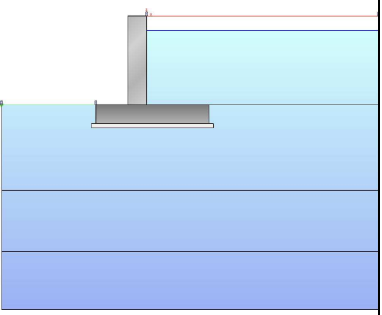
Profili di Monte e Valle

MONTE				VALLE		
punto	x [cm]	z [cm]		punto	x [cm]	z [cm]
1	0	0		1	-175	-305
2	800	0		2	-500	-305

Coordinate vertici profilo di monte e di valle.

Strati

strato e terreno	Dati inseriti	Disegno strato	coord. (x;y)
- 1 - Strato 1 (strato 1) Terreno 1 (non_coesivo) (riporto arginale) $c' = 0 \text{ daN/cm}^2$ $\gamma = 0.0018 \text{ daN/cm}^3$ $\phi = 30^\circ$	$h = 0$ $i = 0^\circ$		1 (800;-305) 2 (800;0) 3 (0;0) 4 (0;-305) 5 (215;-305)
- 2 - Strato 2 (strato 2) Terreno 2 (non_coesivo) (strato 01) $c' = 0 \text{ daN/cm}^2$ $\gamma = 0.0018 \text{ daN/cm}^3$ $\phi = 29^\circ$	$h = -305$ $i = 0^\circ$		1 (800;-600) 2 (800;-305) 3 (215;-305) 4 (215;-370) 5 (-175;-370) 6 (-175;-305) 7 (-500;-305) 8 (-500;-600)
- 3 - Strato 3 (strato 3) Terreno 3 (coesivo) (strato 02) $c' = 0.05 \text{ daN/cm}^2$ $\gamma = 0.0019 \text{ daN/cm}^3$ $\phi = 34^\circ$ $c_u = 0.01 \text{ daN/cm}^2$	$h = -600$ $i = 0^\circ$		1 (800;-810) 2 (800;-600) 3 (-500;-600) 4 (-500;-810)
- 4 - Strato 4 (strato 4) Terreno 4 (coesivo) (strato 03) $c' = 0.1 \text{ daN/cm}^2$ $\gamma = 0.0021 \text{ daN/cm}^3$ $\phi = 41^\circ$ $c_u = 0.8 \text{ daN/cm}^2$	$h = -810$ $i = 0^\circ$		1 (800;-1010) 2 (800;-810) 3 (-500;-810) 4 (-500;-1010)

- falda -	hV = -305 hM = -50 hI = -400		1 (-175;-370)
			2 (-175;-305)
			3 (-500;-305)
			4 (-500;-1010)
			5 (800;-1010)
			6 (800;-50)
			7 (0;-50)
			8 (0;-305)
			9 (215;-305)
			10 (215;-370)
			11 (20;-370)

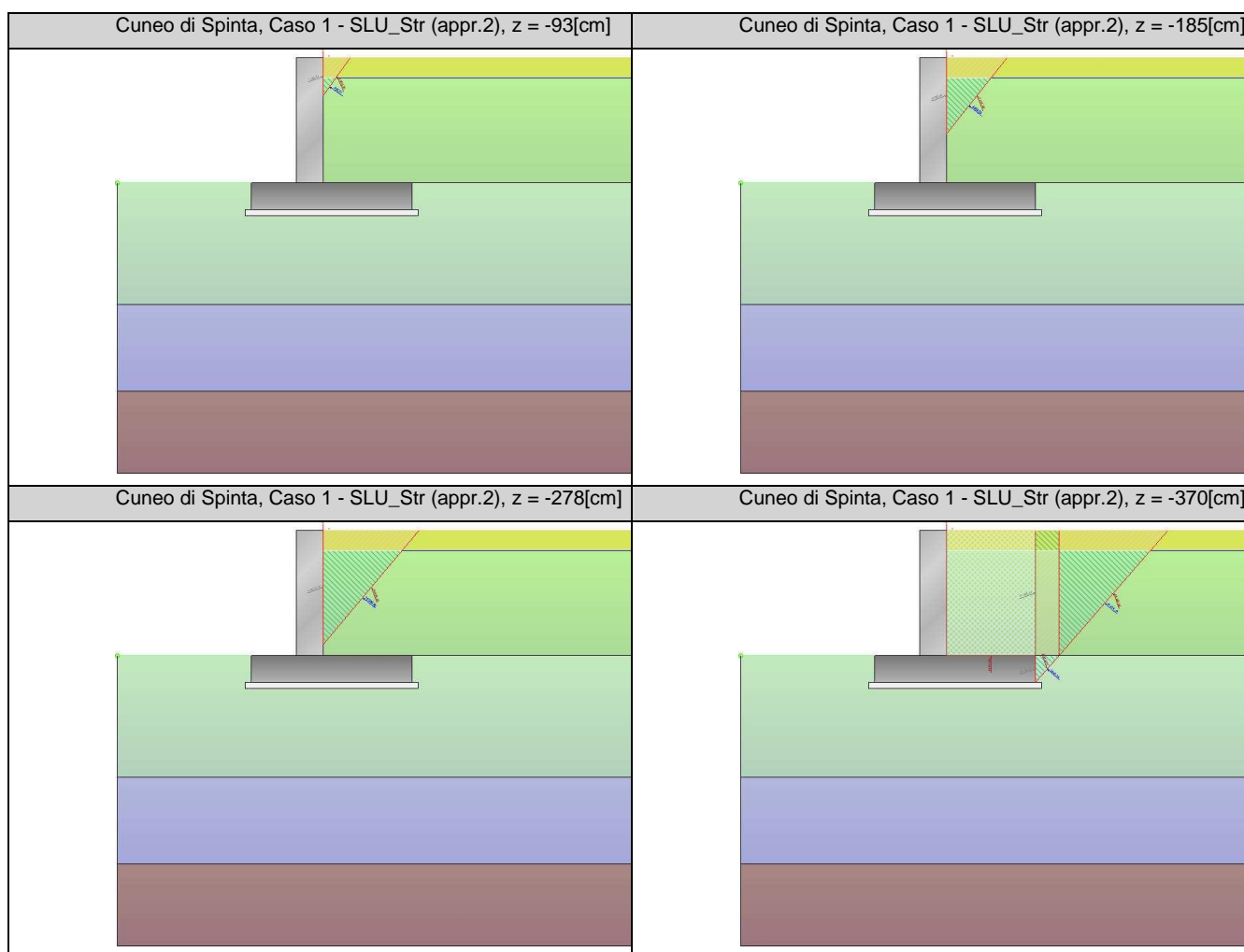
7.2 Opzioni di calcolo

In accordo con la vigente normativa (NTC08), prescelto l'Approccio 2 si ottiene:

Coeff. sulle azioni	Coeff. proprietà terreno	Coeff. resistenze
<ul style="list-style-type: none"> - permanenti/favorevole = 1 - permanenti/sfavorevole = 1.3 - permanenti non strutturali/favorevole = 0 - permanenti non strutturali/sfavorevole = 1.5 - variabili/favorevole = 0 - variabili/sfavorevole = 1.5 	<ul style="list-style-type: none"> - Coesione = 1 - Angolo di attrito = 1 - Resistenza al taglio non drenata = 1 	<ul style="list-style-type: none"> - Capacità portante = 1.4 - Scorrimento = 1.1 - Resistenza terreno a valle = 1.4

Spinte calcolate con coefficiente di spinta attiva "ka" (si considera il muro libero di traslare/ruotare al piede). Il calcolo della spinta è svolto secondo il metodo del cuneo di tentativo generalizzato (Rif.: Renato LANCELLOTTA "Geotecnica" (2004) - NAVFAC Design Manual 7.02 (1986)). Il metodo è iterativo e prevede la suddivisione del terreno a monte dell'opera in poligoni semplici definiti dal paramento, dalla successione stratigrafica e dalla superficie di scivolamento di tentativo. La procedura automatica vaglia numerose superfici di scivolamento ad ogni quota di calcolo lungo il paramento, determinando la configurazione che comporta la spinta massima sull'opera.

- Attrito muro terreno / $\phi' = 0.67$



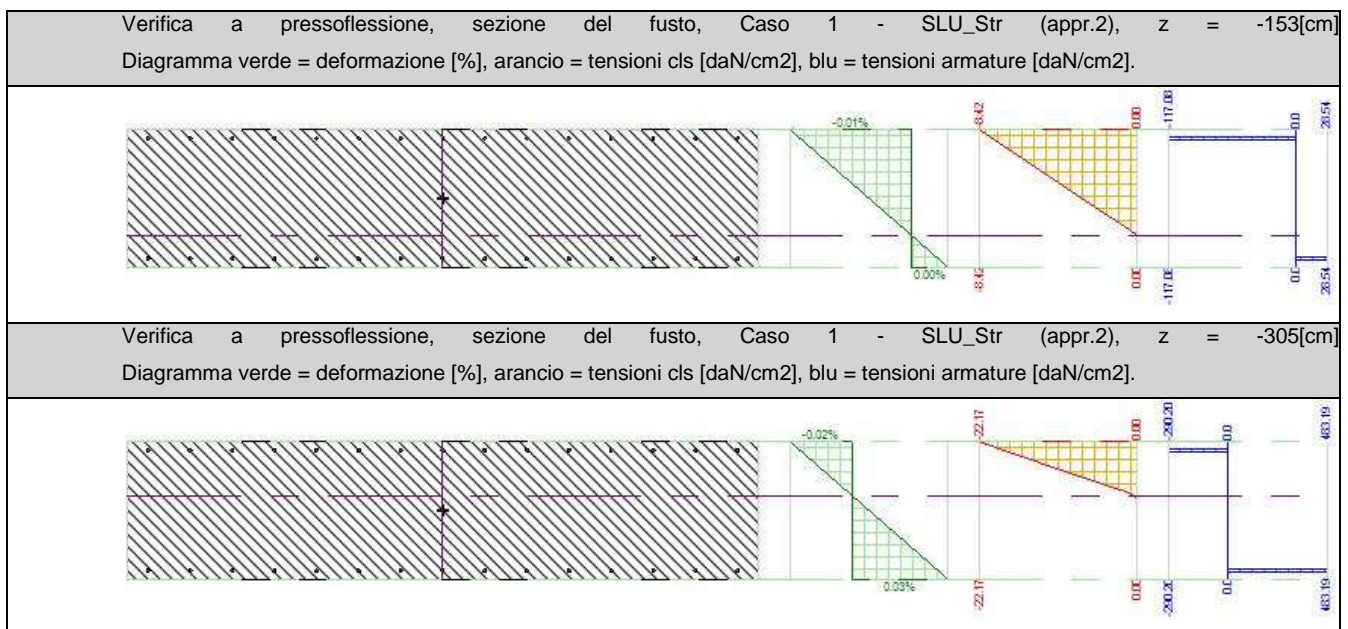
La capacità portante della fondazione nastriforme, su suolo omogeneo, viene calcolata con la formula di Brinch-Hansen (1970) considerando separatamente i contributi dovuti alla coesione, al sovraccarico laterale ed al peso del terreno, utilizzando i coefficienti di capacità portante suggeriti da vari Autori ed i coefficienti correttivi dovuti alla forma della fondazione (s), all'approfondimento (d), alla presenza di un'azione orizzontale (i), all'inclinazione del piano di posa (b) e del piano campagna (g). La resistenza a slittamento è valutata considerando l'attrito sviluppato lungo la base della fondazione, e trascurando il contributo del terreno a lato.

- Attrito fond. terreno / ϕ' o $C_u = 0.75$
- Aderenza muro terreno / $c' = 0$
- coeff. per calcolo della sottospinta idraulica = 0.1

Il calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti dell'opera viene svolto con il metodo degli elementi finiti (FEM). Gli elementi schematizzanti il muro hanno peso e caratteristiche meccaniche proprie dei materiali di cui è costituito. Il terreno spingente (a monte) è rappresentato per mezzo di azioni distribuite applicate sugli elementi. Il terreno di fondazione è rappresentato per mezzo di elementi finiti non-lineari (con parzializzazione), con opportuno coefficiente di reazione alla Winkler in compressione.

- lunghezze aste elevazione = 20 [cm]
- lunghezze aste fondazione = 10 [cm]
- coefficiente di reazione del terreno (Winkler) = 0.5 [daN/cm³]

La verifica delle sezioni in cemento armato viene eseguita a SLU e SLE. La pressoflessione è verificata a SLU con i diagrammi costitutivi parabola-rettangolo (cls) e bilatero (acciaio) [NTC08 4.1.2.1.2]. La resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti è verificata a SLU [NTC08 4.1.2.1.3]. A SLE si verifica lo stato limite di apertura delle fessure [NTC08 4.1.2.2.4], e la tensione massima nei materiali [NTC08 4.1.2.2.5].



7.3 *Analisi dei carichi*

7.3.1 *Carichi in testa*

Si riassumono nel seguito i carichi utilizzati nel calcolo, applicati in testa al muro in corrispondenza dell'appoggio del ponte, quindi con eccentricità rispetto all'asse del muro pari a $e=13.5\text{cm}$.

peso proprio (impalcato in legno):

$$N_{p.p.} = 1386 \text{ daN}$$

$$M_{p.p.} = N_{p.p.} \cdot e = 18711 \text{ daN}\cdot\text{cm}$$

permanente (soletta + strato di finitura):

$$N_{gk} = 4638 \text{ daN}$$

$$M_{gk} = N_{gk} \cdot e = 62613 \text{ daN}\cdot\text{cm}$$

traffico veicolare (Schema 1 - NTC08):

$$N_{q \text{ veic}} = 33518 \text{ daN}$$

$$M_{q \text{ veic}} = N_{q \text{ veic}} \cdot e = 452493 \text{ daN}\cdot\text{cm}$$

7.3.2 *Spinta delle terre*

Calcolate in automatico col programma di calcolo (cfr. §7.2) .

7.3.3 *Carico sismico*

L'analisi è stata eseguita in condizioni sismiche; parametri scelti :

- località = VERTEMATE CON MINO [45.72125800,9.08128500]
- vita nominale = 50 anni
- classe d'uso = II
- SLU = SLV
- categoria di sottosuolo = cat sottosuolo E
- categoria topografica = categoria T1
- $a_g = 0.4099 \text{ m/s}^2$
- $F_o = 2.6421$
- $\beta_s = 0.18$
- > $k_h = 0.0539$
- > $k_v = 0.0269$

Il taglio sismico sull'appoggio dovuto alle masse dell'impalcato è pari a:

$$T = W \cdot S(d) = 2120 \text{ daN}$$

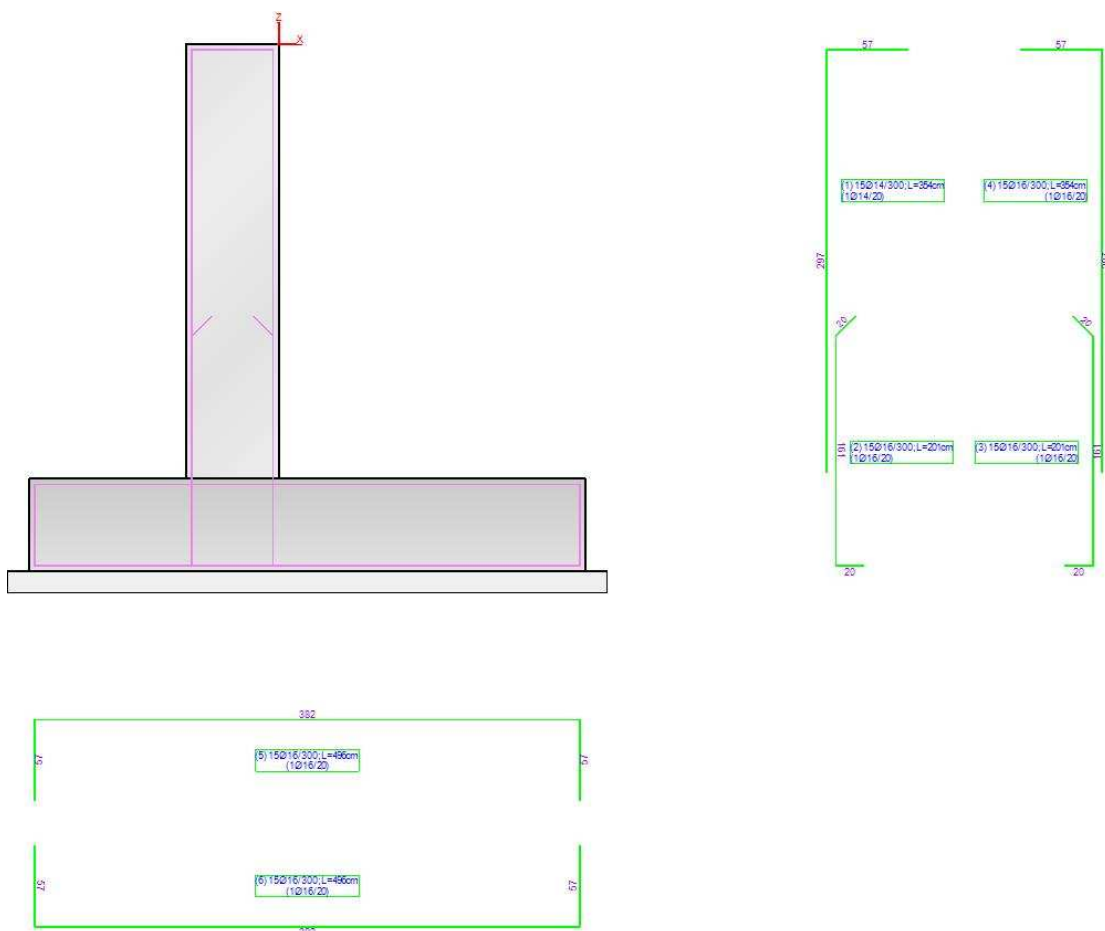
[valore $S(d)$ cautelativamente corrispondente al valore di "plateau" : $0.176 \cdot g$]

7.3.4 Casi di carico

caso	coefficienti per i carichi	
STR (SLU) descr. = SLU_Str (appr.2) coeff. = 1.3(pp.), 1.3(ter.m.), 1.3(fld.m.)1.3(ter.cs.), 1.3(fld.cs.)	Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro	[1.30; -]
	Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro	[1.50; -]
	Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro	[1.35; -]
EQU (SLU_EQU) descr. = SLU_Equ (per equilibrio) coeff. = 0.9(pp.), 0.9(ter.m.), 0.9(fld.m.)1.1(ter.cs.), 1.1(fld.cs.)	Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro	[1.10; -]
	Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro	[1.50; -]
	Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro	[1.35; -]
STR_SISMA_SU (SLU) descr. = SLU_Str_Sisma_Su (appr.2) coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro	[1.00;1.00]
	Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro	[1.00;1.00]
	Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro	[0.00;0.00]
EQU_SISMA_SU (SLU_EQU) descr. = SLU_Equ_Sisma_Su (per equilibrio) coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro	[1.00;1.00]
	Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro	[1.00;1.00]
	Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro	[0.00;0.00]
STR_SISMA_GIU (SLU) descr. = SLU_Str_Sisma_Giu (appr.2) coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro	[1.00;1.00]
	Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro	[1.00;1.00]
	Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro	[0.00;0.00]
EQU_SISMA_GIU (SLU_EQU) descr. = SLU_Equ_Sisma_Giu (per equilibrio) coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro	[1.00;1.00]
	Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro	[1.00;1.00]
	Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro	[0.00;0.00]
RARA (Rara) descr. = Combinazione caratteristica (rara) - SLE coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro	[1.00; -]
	Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro	[1.00; -]
	Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro	[1.00; -]
FREQ. (Frequente) descr. = Combinazione frequente - SLE coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro	[1.00; -]
	Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro	[1.00; -]
	Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro	[0.40; -]
Q.PERM. (Quasi_Perm) descr. = Combinazione quasi permanente - SLE coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro	[1.00; -]
	Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro	[1.00; -]
	Car.Pun.(mur) --- 1) carico testa muro	[0.00; -]

7.3.5 Armatura

Muro e fondazione con esplosi



7.4 Verifiche

7.4.1 Riassunto verifiche geotecniche

caso di carico	capacità portante	scorrimento	equilibrio
1 - STR (SLU)	- Drenata - q applicata = 1.38 daN/cm ² q ammissibile = 2.11 daN/cm ² $\rightarrow fs = 1.53$ [Verificato] - Non Drenata - verifica non prevista	- Drenata - v applicato = 26395.15 daN v ammissibile = 54496.61 daN $\rightarrow fs = 2.06$ [Verificato] - Non Drenata - verifica non prevista	- Ribaltamento - verifica non prevista - Stab. globale - verifica non prevista

2 - EQU (SLU_EQU)	- Drenata - verifica non prevista - Non Drenata - verifica non prevista	- Drenata - verifica non prevista - Non Drenata - verifica non prevista	- Ribaltamento - Stabile (spost.max.=3.3[cm]) [Verificato] - Stab. globale - verifica non prevista
3 - STR_SISMA_SU (SLU)	- Drenata - q applicata = 0.67 daN/cm2 q ammissibile = 1.73 daN/cm2 --> fs = 2.57 [Verificato] - Non Drenata - verifica non prevista	- Drenata - v applicato = 21001.48 daN v ammissibile = 28924.22 daN --> fs = 1.38 [Verificato] - Non Drenata - verifica non prevista	- Ribaltamento - verifica non prevista - Stab. globale - verifica non prevista
4 - EQU_SISMA_SU (SLU_EQU)	- Drenata - verifica non prevista - Non Drenata - verifica non prevista	- Drenata - verifica non prevista - Non Drenata - verifica non prevista	- Ribaltamento - Stabile (spost.max.=1.6[cm]) [Verificato] - Stab. globale - verifica non prevista
5 - STR_SISMA_GIU (SLU)	- Drenata - q applicata = 0.68 daN/cm2 q ammissibile = 1.74 daN/cm2 --> fs = 2.56 [Verificato] - Non Drenata - verifica non prevista	- Drenata - v applicato = 21119.64 daN v ammissibile = 29242.16 daN --> fs = 1.38 [Verificato] - Non Drenata - verifica non prevista	- Ribaltamento - verifica non prevista - Stab. globale - verifica non prevista
6 - EQU_SISMA_GIU (SLU_EQU)	- Drenata - verifica non prevista - Non Drenata - verifica non prevista	- Drenata - verifica non prevista - Non Drenata - verifica non prevista	- Ribaltamento - Stabile (spost.max.=1.6[cm]) [Verificato] - Stab. globale - verifica non prevista

7.4.2 Riassunto principali verifiche strutturali

7.4.2.1 Diagrammi delle spinte e pressioni

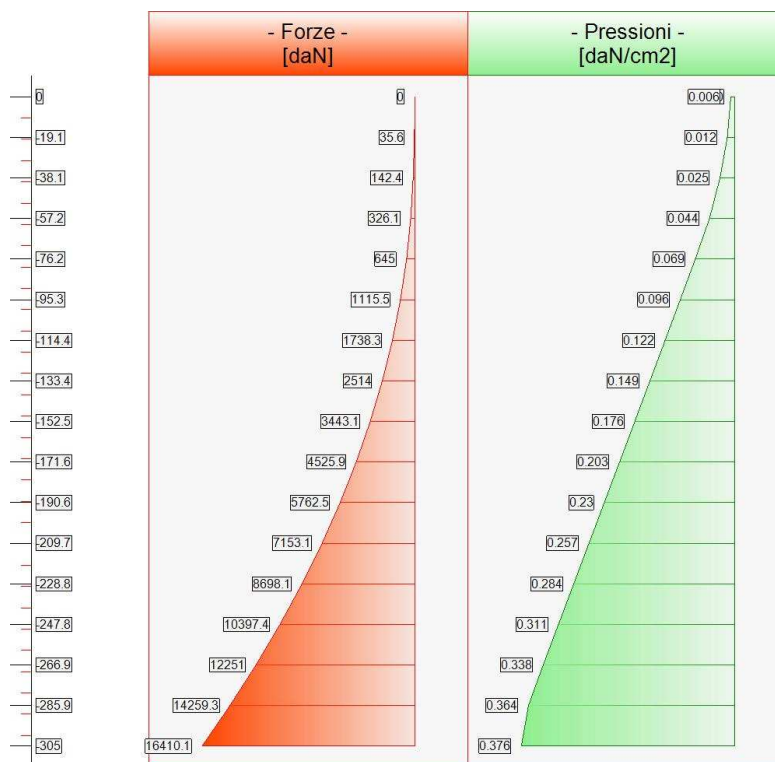
- Caso 1 (STR [SLU] - SLU_Str (appr.2))

Elevazione			•	Fondazione		
quota [cm]	Pressioni [daN/cm2]	Forze [daN]		quota [cm]	Pressioni [daN/cm2]	Sottopressioni [daN/cm2]
0	0	0	•	-175	1.784	0.008
0	0.006	0	•	-165	1.758	0.009

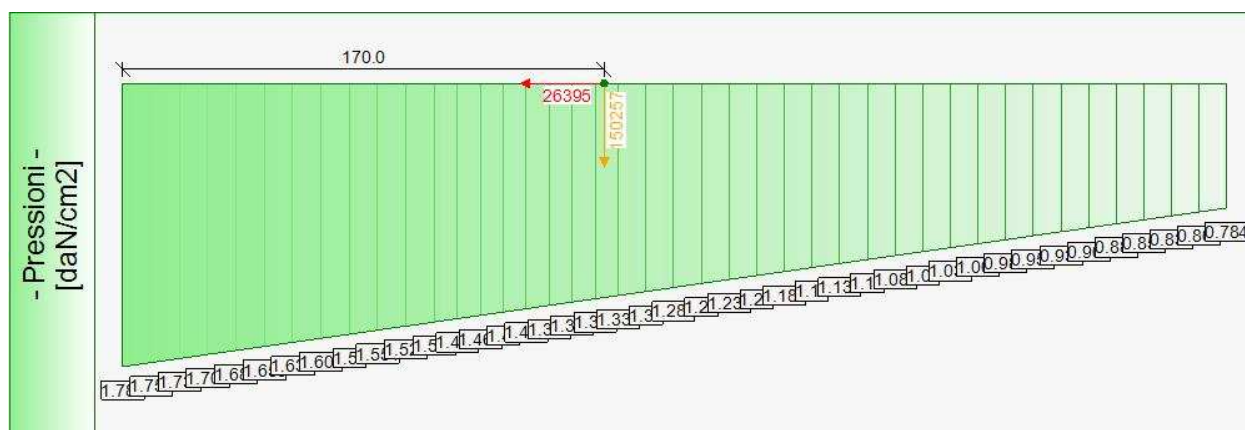
-19.1	0.012	36	•	-155	1.733	0.01
-38.1	0.025	142	•	-145	1.707	0.011
-57.2	0.044	326	•	-135	1.682	0.012
-76.2	0.069	645	•	-125	1.656	0.012
-95.3	0.096	1115	•	-115	1.631	0.013
-114.4	0.122	1738	•	-105	1.605	0.014
-133.4	0.149	2514	•	-95	1.58	0.015
-152.5	0.176	3443	•	-85	1.554	0.016
-171.6	0.203	4526	•	-75	1.528	0.017
-190.6	0.23	5762	•	-65	1.503	0.017
-209.7	0.257	7153	•	-65	1.503	0.017
-228.8	0.284	8698	•	-56.9	1.482	0.018
-247.8	0.311	10397	•	-56.9	1.482	0.018
-266.9	0.338	12251	•	-48.8	1.461	0.019
-285.9	0.364	14259	•	-48.8	1.461	0.019
-305	0.376	16410	•	-40.6	1.44	0.019
			•	-40.6	1.44	0.019
			•	-32.5	1.419	0.02
			•	-32.5	1.419	0.02
			•	-24.4	1.398	0.021
			•	-24.4	1.398	0.021
			•	-16.2	1.377	0.022
			•	-16.2	1.377	0.022
			•	-8.1	1.356	0.022
			•	-8.1	1.356	0.022
			•	0	1.336	0.023
			•	0	1.336	0.023
			•	9.8	1.31	0.024
			•	19.5	1.285	0.025
			•	29.3	1.26	0.025
			•	39.1	1.235	0.026
			•	48.9	1.21	0.027
			•	58.6	1.185	0.028
			•	68.4	1.16	0.029
			•	78.2	1.135	0.029
			•	88	1.11	0.03
			•	97.7	1.085	0.031
			•	107.5	1.06	0.032
			•	117.3	1.034	0.033
			•	127	1.009	0.033
			•	136.8	0.984	0.034
			•	146.6	0.959	0.035
			•	156.4	0.934	0.036
			•	166.1	0.909	0.037

			•	175.9	0.884	0.038
			•	185.7	0.859	0.038
			•	195.5	0.834	0.039
			•	205.2	0.809	0.04
			•	215	0.784	0.041

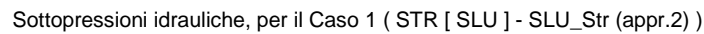
Forze e Pressioni lungo il paramento verticale e fondazione, per il Caso 1 (STR [SLU] - SLU_Str (appr.2))



Forze (totali) e Pressioni lungo il fusto, per il Caso 1 (STR [SLU] - SLU_Str (appr.2))



Pressioni sul terreno, per il Caso 1 (STR [SLU] - SLU_Str (appr.2))



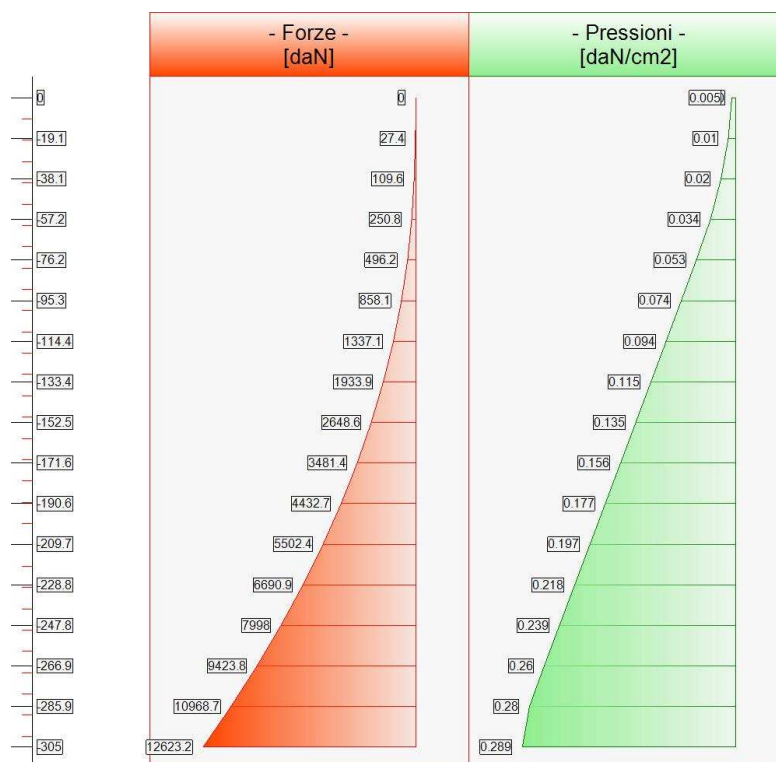
- attacco fusto - fondazione, forza orizzontale = 16 410 [daN]
- attacco fusto - fondazione, forza verticale = 6 005 [daN]
- altezza totale, forza orizzontale = 25 017 [daN]
- altezza totale, forza verticale = 9 041 [daN]

- distanza dal bordo fondazione lato valle = 170 [cm]
- forza orizzontale = 26 395 [daN]
- forza verticale = 150 257 [daN]
- Caso 7 (RARA [Rara] - Combinazione caratteristica (rara) - SLE)

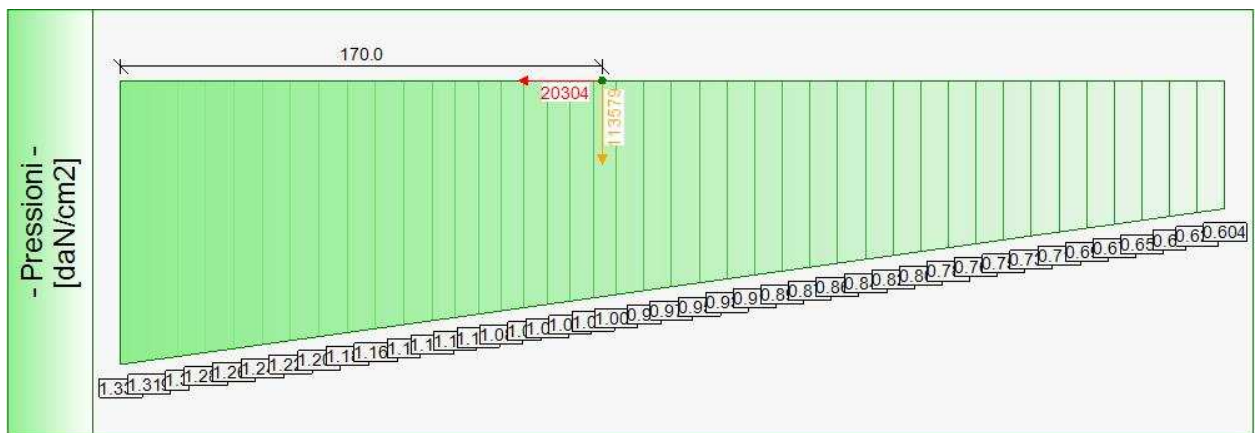
Elevazione			•	Fondazione		
quota [cm]	Pressioni [daN/cm ²]	Forze [daN]	•	quota [cm]	Pressioni [daN/cm ²]	Sottopressioni [daN/cm ²]
0	0	0	•	-175	1.338	0.006
0	0.005	0	•	-165	1.319	0.007
-19.1	0.01	27	•	-155	1.3	0.008
-38.1	0.02	110	•	-145	1.282	0.008
-57.2	0.034	251	•	-135	1.263	0.009
-76.2	0.053	496	•	-125	1.244	0.01
-95.3	0.074	858	•	-115	1.225	0.01
-114.4	0.094	1337	•	-105	1.207	0.011
-133.4	0.115	1934	•	-95	1.188	0.012
-152.5	0.135	2649	•	-85	1.169	0.012
-171.6	0.156	3481	•	-75	1.15	0.013
-190.6	0.177	4433	•	-65	1.131	0.013
-209.7	0.197	5502	•	-65	1.131	0.013
-228.8	0.218	6691	•	-56.9	1.116	0.014
-247.8	0.239	7998	•	-56.9	1.116	0.014
-266.9	0.26	9424	•	-48.8	1.101	0.014
-285.9	0.28	10969	•	-48.8	1.101	0.014
-305	0.289	12623	•	-40.6	1.085	0.015
			•	-40.6	1.085	0.015
			•	-32.5	1.07	0.016
			•	-32.5	1.07	0.016
			•	-24.4	1.055	0.016
			•	-24.4	1.055	0.016
			•	-16.2	1.039	0.017
			•	-16.2	1.039	0.017
			•	-8.1	1.024	0.017
			•	-8.1	1.024	0.017
			•	0	1.008	0.018
			•	0	1.008	0.018
			•	9.8	0.99	0.018
			•	19.5	0.972	0.019
			•	29.3	0.953	0.019
			•	39.1	0.935	0.02
			•	48.9	0.916	0.021
			•	58.6	0.898	0.021
			•	68.4	0.879	0.022
			•	78.2	0.861	0.023
			•	88	0.843	0.023
			•	97.7	0.824	0.024
			•	107.5	0.806	0.024
			•	117.3	0.787	0.025

			•	127	0.769	0.026
			•	136.8	0.751	0.026
			•	146.6	0.732	0.027
			•	156.4	0.714	0.028
			•	166.1	0.695	0.028
			•	175.9	0.677	0.029
			•	185.7	0.659	0.03
			•	195.5	0.64	0.03
			•	205.2	0.622	0.031
			•	215	0.604	0.031

Forze e Pressioni lungo il paramento verticale e fondazione, per il Caso 7 (RARA [Rara] - Combinazione caratteristica (rara) - SLE)

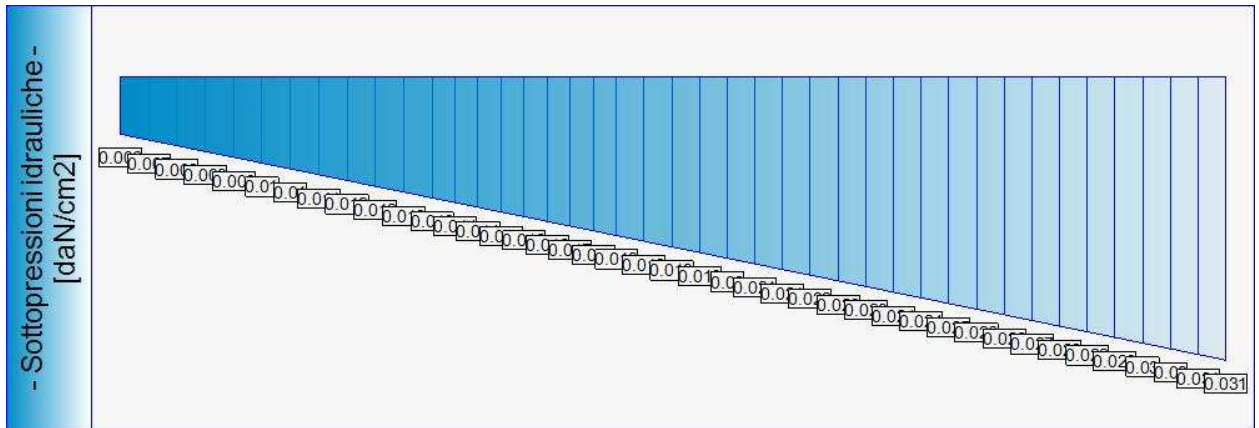


Forze (totali) e Pressioni lungo il fusto, per il Caso 7 (RARA [Rara] - Combinazione caratteristica (rara) - SLE)



Pressioni sul terreno, per il Caso 7 (RARA [Rara] - Combinazione caratteristica (rara) - SLE)

(N.B. tali valori si riferiscono alle pressioni di contatto tra intradosso suola ed estradosso magrone; i valori delle pressioni tra intradosso magro e terreno sono ulteriormente abbattuti con \square media ≤ 1 kg/cmq



Sottopressioni idrauliche, per il Caso 7 (RARA [Rara] - Combinazione caratteristica (rara) - SLE)

Risultante delle spinte sul muro (valori da intendersi a modulo di calcolo (300.0 [cm])):

- attacco fusto - fondazione, forza orizzontale = 12 623 [daN]
- attacco fusto - fondazione, forza verticale = 4 619 [daN]
- altezza totale, forza orizzontale = 19 244 [daN]
- altezza totale, forza verticale = 6 955 [daN]

Risultante delle pressioni sulla fondazione (valori da intendersi a modulo di calcolo (300.0 [cm])):

- distanza dal bordo fondazione lato valle = 170 [cm]
- forza orizzontale = 20 304 [daN]
- forza verticale = 113 579 [daN]

7.4.2.2 Diagrammi di sforzo normale/taglio/momento

- Caso 1 (STR [SLU] - SLU_Str (appr.2))

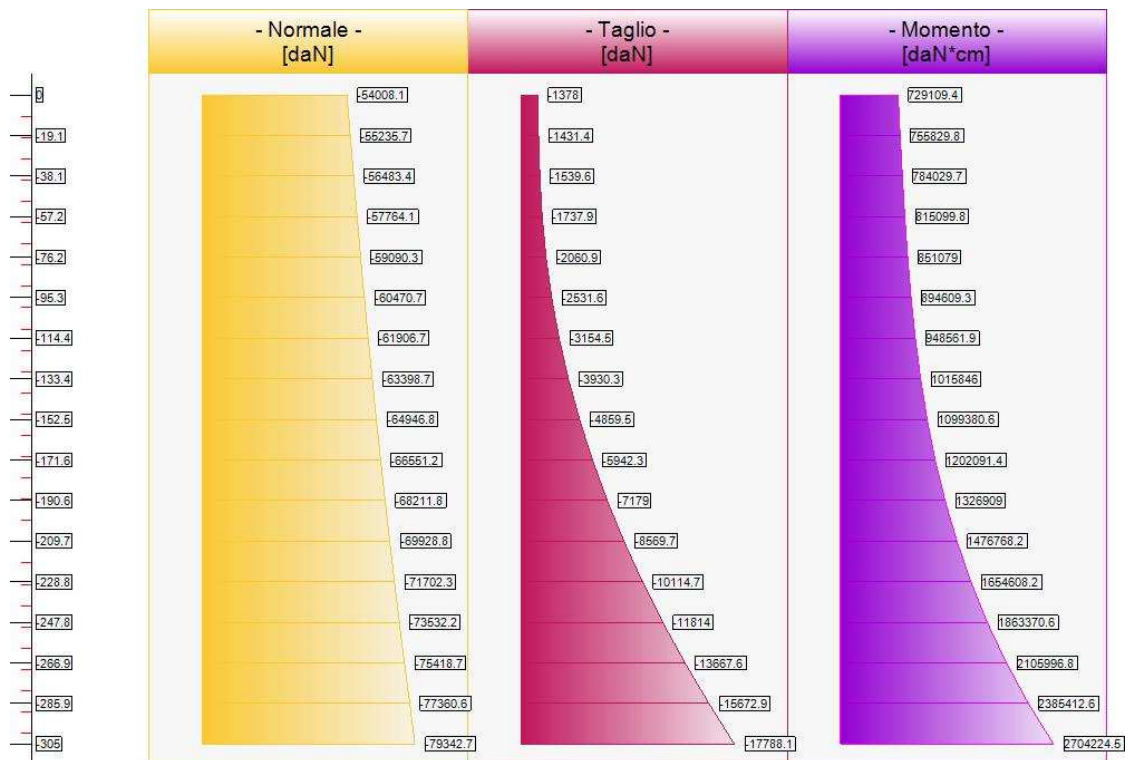
Elevazione, presso-flessione							
quota [cm]	Normale [daN]	Taglio [daN]	Momento [daN*cm]	Mom.Res.POS [daN*cm]	Mom.Res.NE G [daN*cm]	FS >1/<1	- -
-19.1	-55235.7	-1431.4	755829.8	9248038.3	-7582112.3	12.24	Verificato
-38.1	-56483.4	-1539.6	784029.7	9280847.8	-7615814.5	11.84	Verificato
-57.2	-57764.1	-1737.9	815099.8	9314531	-7650406.3	11.43	Verificato
-76.2	-59090.3	-2060.9	851079	9349412.4	-7686232.4	10.99	Verificato
-95.3	-60470.7	-2531.6	894609.3	9385717.3	-7723523.1	10.49	Verificato
-114.4	-61906.7	-3154.5	948561.9	9423493	-7762315.4	9.93	Verificato
-133.4	-63398.7	-3930.3	1015846	9462740.8	-7802622.9	9.32	Verificato
-152.5	-64946.8	-4859.5	1099380.6	9503471.8	-7844444.6	8.64	Verificato
-171.6	-66551.2	-5942.3	1202091.4	9545680.2	-7887792.6	7.94	Verificato
-190.6	-68211.8	-7179	1326909	9589372.8	-7932654.8	7.23	Verificato
-209.7	-69928.8	-8569.7	1476768.2	9634544.9	-7979044.5	6.52	Verificato
-228.8	-71702.3	-10114.7	1654608.2	16751369.7	-15167449.9	10.12	Verificato
-247.8	-73532.2	-11814	1863370.6	16798565	-15215504.5	9.02	Verificato
-266.9	-75418.7	-13667.6	2105996.8	16847219.4	-15265040.6	8	Verificato
-285.9	-77360.6	-15672.9	2385412.6	9849633.2	-9849633.2	4.13	Verificato
-305	-79342.7	-17788.1	2704224.5	9902280.1	-9902280.1	3.66	Verificato

Sforzo Normale, Taglio e Momento lungo il paramento verticale, per il Caso 1 (STR [SLU] - SLU_Str (appr.2))

Elevazione, taglio							
quota [cm]	Normale [daN]	Taglio [daN]	Momento [daN*cm]	• • •	Tag.Res. [daN]	FS >1/<1	- -
-19.1	-55235.7	-1431.4	755829.8	•	66151.9	46.21	Verificato
-38.1	-56483.4	-1539.6	784029.7	•	66151.9	42.97	Verificato
-57.2	-57764.1	-1737.9	815099.8	•	66151.9	38.06	Verificato
-76.2	-59090.3	-2060.9	851079	•	66151.9	32.1	Verificato
-95.3	-60470.7	-2531.6	894609.3	•	66151.9	26.13	Verificato
-114.4	-61906.7	-3154.5	948561.9	•	66151.9	20.97	Verificato
-133.4	-63398.7	-3930.3	1015846	•	66151.9	16.83	Verificato
-152.5	-64946.8	-4859.5	1099380.6	•	66151.9	13.61	Verificato
-171.6	-66551.2	-5942.3	1202091.4	•	66151.9	11.13	Verificato

-190.6	-68211.8	-7179	1326909	•	66151.9	9.21	Verificato
-209.7	-69928.8	-8569.7	1476768.2	•	66151.9	7.72	Verificato
-228.8	-71702.3	-10114.7	1654608.2	•	71941.8	7.11	Verificato
-247.8	-73532.2	-11814	1863370.6	•	71941.8	6.09	Verificato
-266.9	-75418.7	-13667.6	2105996.8	•	71941.8	5.26	Verificato
-285.9	-77360.6	-15672.9	2385412.6	•	66151.9	4.22	Verificato
-305	-79342.7	-17788.1	2704224.5	•	66151.9	3.72	Verificato

Sforzo Normale, Taglio e Momento lungo il paramento verticale, per il Caso 1 (STR [SLU] - SLU_Str (appr.2))



Sollecitazioni lungo il fusto, per il Caso 1 (STR [SLU] - SLU_Str (appr.2))

Fondazione, flessione							
quota [cm]	Taglio [daN]	Momento [daN*cm]	•	Mom.Res.POS [daN*cm]	Mom.Res.NEG [daN*cm]	FS	-
-165	4705.3	23715.6	•	7797074.1	-7797074.1	> 100	Verificato
-155	9336.7	94114.5	•	7797074.1	-7797074.1	82.85	Verificato
-145	13894.1	210457.3	•	7797074.1	-7797074.1	37.05	Verificato
-135	18377.5	372004.5	•	7797074.1	-7797074.1	20.96	Verificato
-125	22787	578016.3	•	7797074.1	-7797074.1	13.49	Verificato
-115	27122.5	827752.8	•	7797074.1	-7797074.1	9.42	Verificato
-105	31383.8	1120473.7	•	7797074.1	-7797074.1	6.96	Verificato
-95	35571.1	1455437.9	•	7797074.1	-7797074.1	5.36	Verificato

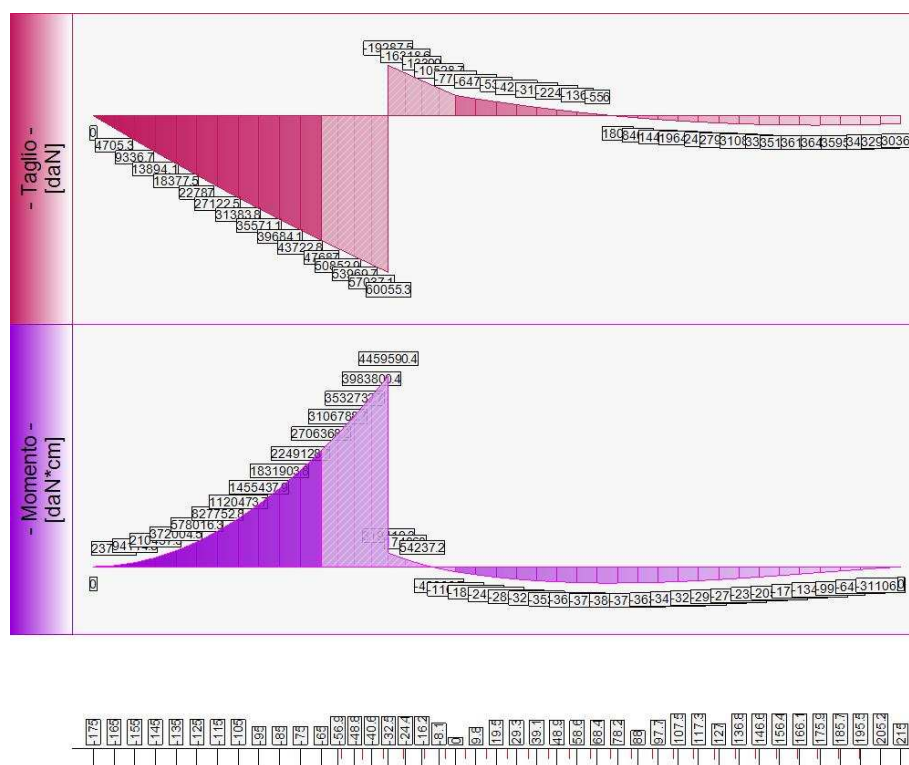
-85	39684.1	1831903.8	•	7797074.1	-7797074.1	4.26	Verificato
-75	43722.8	2249128.7	•	7797074.1	-7797074.1	3.47	Verificato
-65	47687	2706368.2	•	7797074.1	-7797074.1	2.88	Verificato
-65	47687	2706368.2	•	7797074.1	-7797074.1	2.88	Verificato
0	-7707.6	-116849.4	•	8025344.8	-8025344.8	68.68	Verificato
0	-7707.6	-116849.2	•	8025344.8	-8025344.8	68.68	Verificato
9.8	-6472.1	-185958.3	•	8025344.8	-8025344.8	43.16	Verificato
19.5	-5308	-243342.3	•	8025344.8	-8025344.8	32.98	Verificato
29.3	-4215.1	-289697.9	•	8025344.8	-8025344.8	27.7	Verificato
39.1	-3193.5	-325721.3	•	8025344.8	-8025344.8	24.64	Verificato
48.9	-2243.1	-352108.8	•	8025344.8	-8025344.8	22.79	Verificato
58.6	-1364	-369556.5	•	8025344.8	-8025344.8	21.72	Verificato
68.4	-556	-378760.2	•	8025344.8	-8025344.8	21.19	Verificato
78.2	180.8	-380415.5	•	8025344.8	-8025344.8	21.1	Verificato
88	846.5	-375217.6	•	8025344.8	-8025344.8	21.39	Verificato
97.7	1441.1	-363861.8	•	8025344.8	-8025344.8	22.06	Verificato
107.5	1964.6	-347042.8	•	8025344.8	-8025344.8	23.12	Verificato
117.3	2417	-325455.4	•	8025344.8	-8025344.8	24.66	Verificato
127	2798.4	-299793.8	•	8025344.8	-8025344.8	26.77	Verificato
136.8	3108.7	-270752.5	•	8025344.8	-8025344.8	29.64	Verificato
146.6	3348	-239025.3	•	8025344.8	-8025344.8	33.58	Verificato
156.4	3516.4	-205306.1	•	8025344.8	-8025344.8	39.09	Verificato
166.1	3613.7	-170288.7	•	8025344.8	-8025344.8	47.13	Verificato
175.9	3640.1	-134666.6	•	8025344.8	-8025344.8	59.59	Verificato
185.7	3595.6	-99133.4	•	8025344.8	-8025344.8	80.96	Verificato
195.5	3480	-64382.3	•	8025344.8	-8025344.8	> 100	Verificato
205.2	3293.6	-31106.7	•	8025344.8	-8025344.8	> 100	Verificato

Taglio e Momento lungo la mensola di fondazione, per il Caso 1 (STR [SLU] - SLU_Str (appr.2))

Fondazione, taglio						
quota	Taglio	Momento	•	Tag.Res.	FS	-
[cm]	[daN]	[daN*cm]	•	[daN]	>1/<1	-
-165	4705.3	23715.6	•	66151.9	14.06	Verificato
-155	9336.7	94114.5	•	66151.9	7.09	Verificato
-145	13894.1	210457.3	•	66151.9	4.76	Verificato
-135	18377.5	372004.5	•	66151.9	3.6	Verificato
-125	22787	578016.3	•	66151.9	2.9	Verificato
-115	27122.5	827752.8	•	66151.9	2.44	Verificato
-105	31383.8	1120473.7	•	66151.9	2.11	Verificato
-95	35571.1	1455437.9	•	66151.9	1.86	Verificato
-85	39684.1	1831903.8	•	66151.9	1.67	Verificato
-75	43722.8	2249128.7	•	66151.9	1.51	Verificato
-65	47687	2706368.2	•	66151.9	1.39	Verificato

-65	47687	2706368.2	•	66151.9	1.39	Verificato
0	-7707.6	-116849.4	•	66151.9	8.58	Verificato
0	-7707.6	-116849.2	•	66151.9	8.58	Verificato
9.8	-6472.1	-185958.3	•	66151.9	10.22	Verificato
19.5	-5308	-243342.3	•	66151.9	12.46	Verificato
29.3	-4215.1	-289697.9	•	66151.9	15.69	Verificato
39.1	-3193.5	-325721.3	•	66151.9	20.71	Verificato
48.9	-2243.1	-352108.8	•	66151.9	29.49	Verificato
58.6	-1364	-369556.5	•	66151.9	48.5	Verificato
68.4	-556	-378760.2	•	66151.9	> 100	Verificato
78.2	180.8	-380415.5	•	66151.9	> 100	Verificato
88	846.5	-375217.6	•	66151.9	78.14	Verificato
97.7	1441.1	-363861.8	•	66151.9	45.9	Verificato
107.5	1964.6	-347042.8	•	66151.9	33.67	Verificato
117.3	2417	-325455.4	•	66151.9	27.37	Verificato
127	2798.4	-299793.8	•	66151.9	23.64	Verificato
136.8	3108.7	-270752.5	•	66151.9	21.28	Verificato
146.6	3348	-239025.3	•	66151.9	19.76	Verificato
156.4	3516.4	-205306.1	•	66151.9	18.81	Verificato
166.1	3613.7	-170288.7	•	66151.9	18.31	Verificato
175.9	3640.1	-134666.6	•	66151.9	18.17	Verificato
185.7	3595.6	-99133.4	•	66151.9	18.4	Verificato
195.5	3480	-64382.3	•	66151.9	19.01	Verificato
205.2	3293.6	-31106.7	•	66151.9	20.09	Verificato

Taglio e Momento lungo la mensola di fondazione, per il Caso 1 (STR [SLU] - SLU_Str (appr.2))



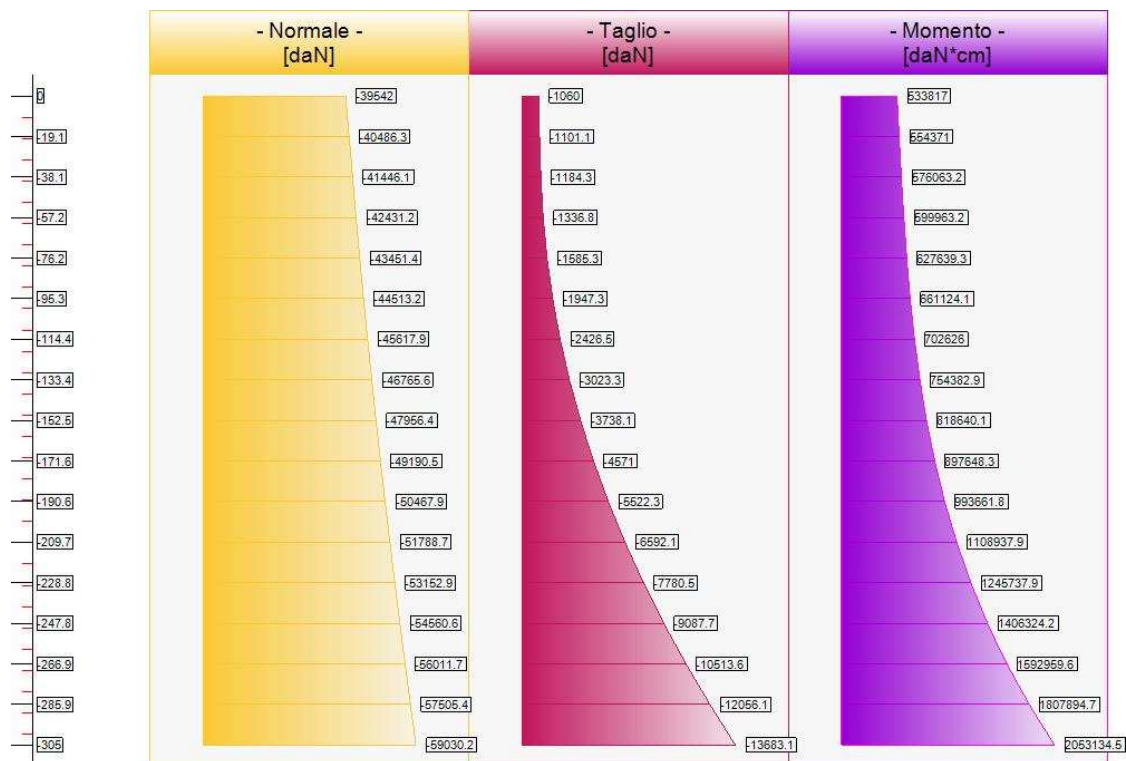
Sollecitazioni in fondazione, per il Caso 1 (STR [SLU] - SLU_Str (appr.2))

- Caso 7 (RARA [Rara] - Combinazione caratteristica (rara) - SLE)

Elevazione, tensioni di esercizio cls, tensioni di esercizio acciaio, apertura fessure							
quota [cm]	Tensione Cls [daN/cm2]	FS >1/<1	Tensione Acc [daN/cm2]	FS >1/<1	Fessure [mm]	FS >1/<1	- -
-19.1	4.5	33.28	62.7	57.4	0	-	Verificato
-38.1	4.6	32.19	64.8	55.57	0	-	Verificato
-57.2	4.8	31.09	67	53.7	0	-	Verificato
-76.2	5	29.91	69.6	51.73	0	-	Verificato
-95.3	5.2	28.62	72.6	49.58	0	-	Verificato
-114.4	5.5	27.18	76.3	47.18	0	-	Verificato
-133.4	5.8	25.57	80.9	44.5	0.001	-	Verificato
-152.5	6.3	23.77	86.7	41.53	0.002	-	Verificato
-171.6	6.9	21.8	94	38.29	0.004	-	Verificato
-190.6	7.6	19.7	103.3	34.84	0.006	-	Verificato
-209.7	8.5	17.53	115.1	31.28	0.01	-	Verificato
-228.8	8.4	17.7	114.1	31.55	0.007	-	Verificato
-247.8	9.5	15.68	127.6	28.2	0.01	-	Verificato
-266.9	10.8	13.81	143.5	25.08	0.015	-	Verificato
-285.9	14.8	10.07	276.6	13.02	0.051	-	Verificato

-305	17.2	8.67	375.9	9.58	0.069	-	Verificato
------	------	------	-------	------	-------	---	------------

Tensione nei materiali lungo il paramento verticale, per il Caso 7 (RARA [Rara] - Combinazione caratteristica (rara) - SLE)



Sollecitazioni lungo il fusto, per il Caso 7 (RARA [Rara] - Combinazione caratteristica (rara) - SLE)