



Anas SpA

Direzione Centrale Progettazione

CUP F2602000340001 CIG 652449686B



GARA CA 08/15 - NUOVA SS 554 CAGLIARITANA

ADEGUAMENTO DELL'ASSE ATTREZZATO URBANO ED ELIMINAZIONE DELLE INTERSEZIONI A RASO DAL KM 1+500 AL KM 11+850

PROGETTO DEFINITIVO

SVINCOLI

CAVALCAVIA

CAVALCAVIA SU SVINCOLO SS131dir al km 0+692.41

Relazione di calcolo impalcato

CODICE PROGETTO			CODICE ELABORATO					SCALA	DATA
progetto	liv.	numero	campo 1	campo 2	campo 3	campo 4	rev		
D P C A 0 6	D	1 5 0 1	V 0 1	C V 0 1	S T R	R E 0 1	C	-	03/05/2019

CONCORRENTE:



PROGETTISTA INDICATO COSTITUENDO R.T.P.

Capogruppo Mandataria R.T.P.



Mandante



Mandante

ING. FRANCESCA LEO

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE
FRA LE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Paolo Cucino

RESPONSABILE ELABORATO

Ing. Paolo Cucino

INDICE

1	PREMESSA	3
1.1	Inquadramento generale dell'intervento	3
1.2	Oggetto specifico del documento: impalcato	3
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2.1	Normative di riferimento, raccomandazioni e linee guida	6
2.1.1	Documenti di carattere generale	6
2.1.2	Analisi sismica delle strutture	6
2.1.3	Apparecchi d'appoggio	6
2.1.4	Strutture in acciaio e composte acciaio-calcestruzzo	6
2.1.5	Normative sui materiali	7
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	7
3.1	Calcestruzzo soletta impalcato	7
3.2	Acciaio per armature strutture in c.a.	7
3.3	Acciaio da carpenteria	8
4	DURABILITÀ DELLE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO.....	9
4.1	Soletta impalcato	9
5	CARICHI DI PROGETTO E AZIONI DI CALCOLO	9
5.1	Carichi permanenti strutturali	9
5.2	Carichi permanenti portati	9
5.3	Carichi variabili da traffico veicolare	10
5.3.1	Carichi verticali	10
5.3.2	Frenatura e avviamento	10
5.3.3	Forza centrifuga	10
5.3.4	Azioni sui parapetti	10
5.3.5	Modello di carico per la fatica	11
5.4	Ritiro	11
5.5	Dilatazione termica	11
5.6	Vento	11
5.7	Azione Sismica	12

5.7.1	Classificazione dell'opera ai fini della valutazione dell'azione sismica	12
5.7.2	Parametri sismici di riferimento	12
5.8	Combinazione dei carichi	13
6	METODI DI CALCOLO E CRITERI DI VERIFICA	14
7	ANALISI STRUTTURALE IMPALCATO	15
7.1	Analisi per fasi	15
7.2	Modellazione FEM	15
7.2.1	Descrizione del modello	15
7.2.2	Caratteristiche inerziali delle Travi principali	17
7.3	Risultati dell'analisi	21
7.3.1	Momento Flettente impalcato SLU: Fasi 1,2,3	21
7.3.2	Taglio impalcato SLU: Fasi 1,2,3	22
8	VERIFICHE IMPALCATO METALLICO	24
8.1	Travi principali a sezione mista acciaio-calcestruzzo	24
8.1.1	Verifiche di resistenza allo SLU	25
8.1.2	Verifiche di stabilità dei pannelli d'anima	29
8.1.3	Verifiche a fatica	33
8.1.4	Verifiche dei connettori di collegamento allo SLU	35
8.1.5	Deformabilità e contromonta	39
8.2	Traversi reticolari	41
9	VERIFICA SOLETTA	42
9.1	Verifica in fase di getto	42
9.2	Verifica in fase di esercizio	43
10	SOLETTA FLOTTANTE	50
11	APPARECCHI DI APPOGGIO, GIUNTI DI DILATAZIONE, SHOCK TRANSMITTER	52

1 PREMESSA

1.1 Inquadramento generale dell'intervento

La presente relazione di calcolo costituisce parte integrante del Progetto Definitivo "NUOVA SS 554 "CAGLIARITANA", adeguamento dell'asse attrezzato urbano ed eliminazione delle intersezioni a raso dal km 1+500 al km 11+850".

L'immagine riportata di seguito fornisce un inquadramento geografico dell'intervento con particolare riferimento all'oggetto specifico della relazione, il "Cavalcavia su svincolo SS 131", un'opera che verrà realizzata nell'ambito del Lotto 1, tra le alla progressiva 3+070 per l'adeguamento dello svincolo tra l'asse principale della SS 554 e la direttrice costituita dalla SS.131dir, all'interno del Comune di Cagliari.

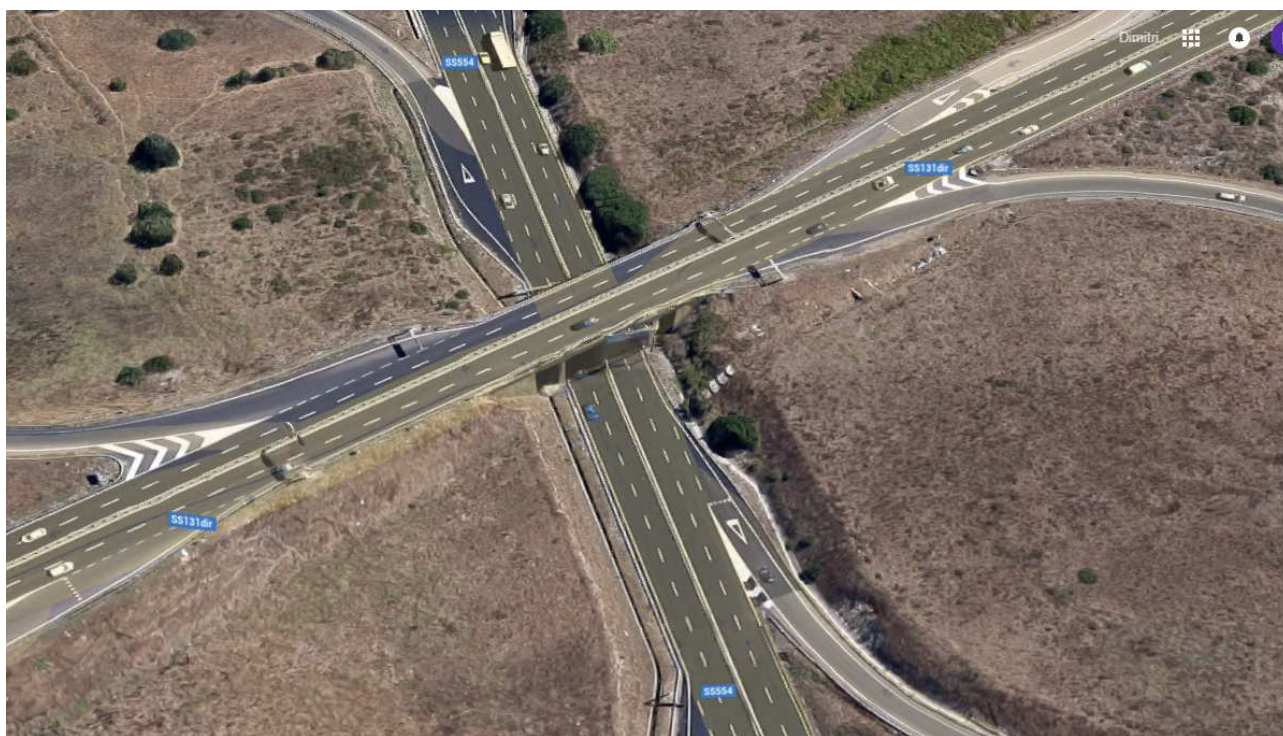


Figura 1 – Vista aerea dell'area oggetto di intervento

1.2 Oggetto specifico del documento: impalcato

L'impalcato del "Cavalcavia svincolo SS.131dir" che costituisce l'oggetto della presente relazione, è formato da una struttura a quattro impalcati separati (uno per ciascuna delle due carreggiate dell'asse principale della SS.131dir ed una ciascuna per le due complanari), appoggiate su sottostrutture a blocco unico, per quanto riguarda le due spalle.

Il documento si pone l'obiettivo di descrivere nel dettaglio i criteri progettuali adottati e le verifiche svolte ai fini del dimensionamento strutturale dell'opera.

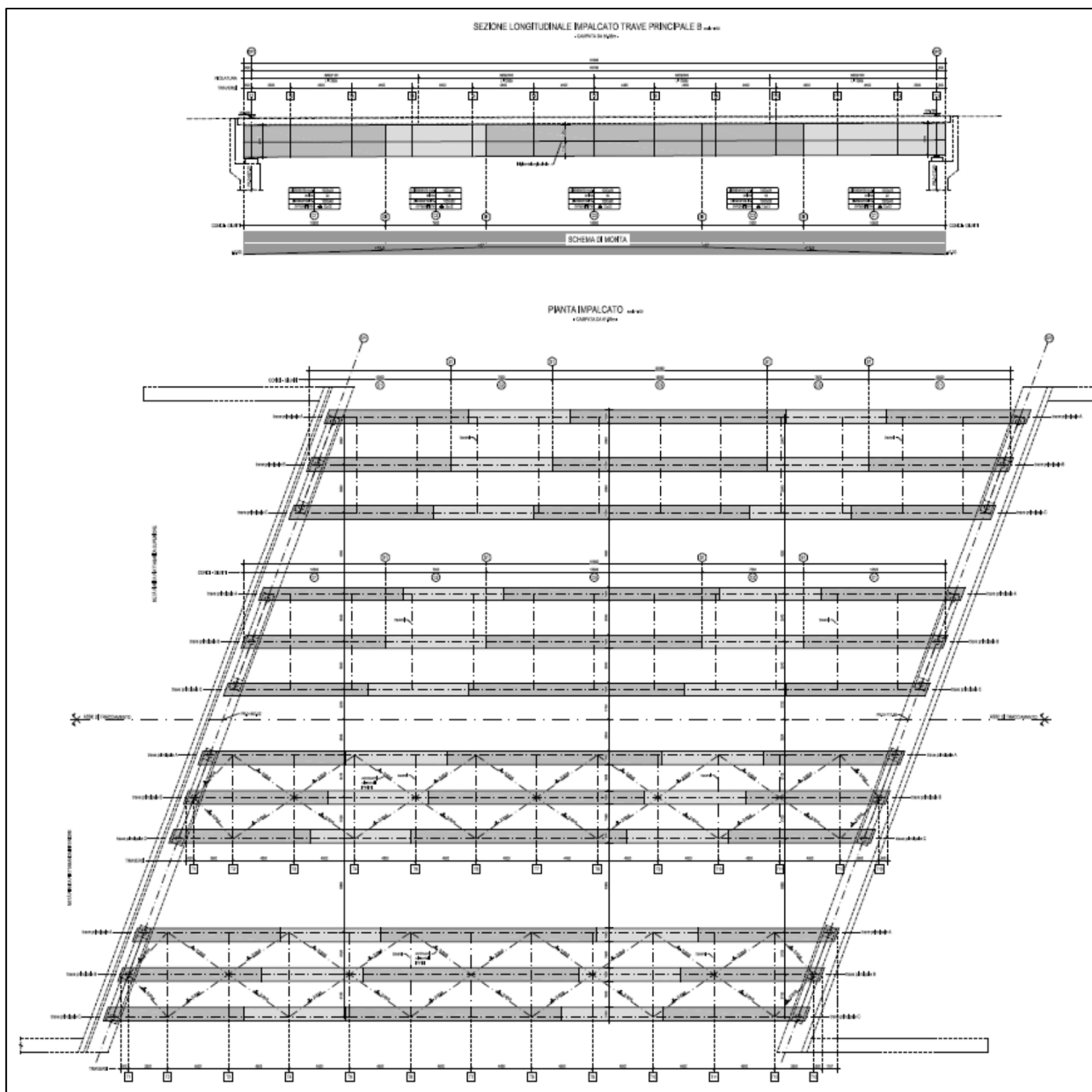


Figura 2 – Pianta e sezione del ponte

Dal punto di vista strutturale si ha per ciascun impalcato una campata con schema statico di semplice appoggio di luce complessiva pari a 50.78m con retro-trave di 600 mm.

Ciascun impalcato è costituito da 3 travi in acciaio di altezza pari a 235 cm, le travi laterali sono inclinate verso l'esterno; l'interasse delle travi in acciaio è pari a 3,54m in corrispondenza dell'appoggio della soletta mentre lo sbalzo massimo è pari a 2.25m dall'asse trave più esterna.

La soletta in calcestruzzo getta in opera ha uno spessore pari a 35 cm mentre la pendenza trasversale necessaria dal punto di vista viabilistico viene conferita attraverso il posizionamento a differenti quote delle travi in acciaio mediante baggioli di differente altezza.

I diaframmi di testa sono pieni mentre gli altri diaframmi in campata sono reticolari con profili a doppio L 120x10 ed un interasse di 4,5m.

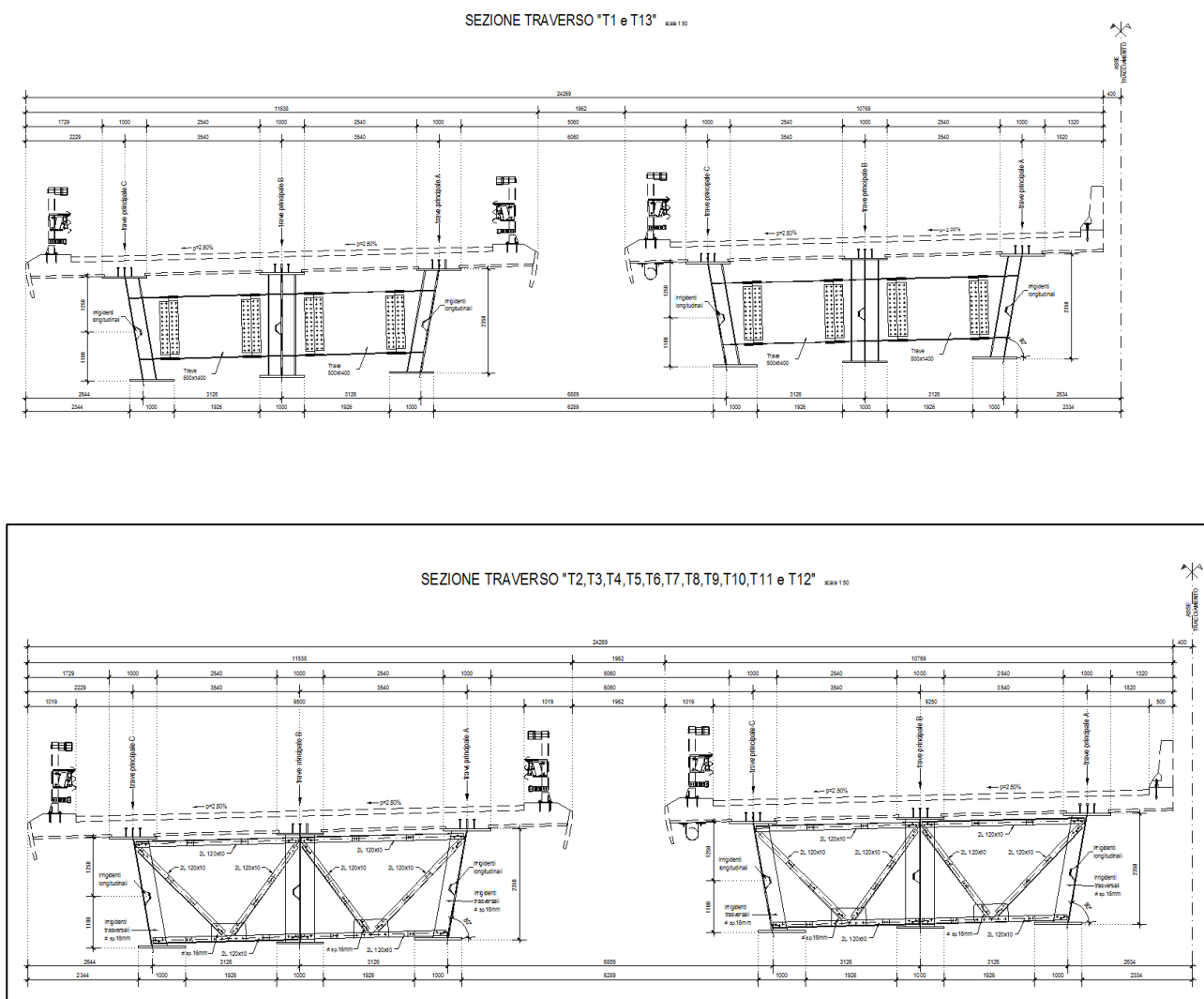


Figura 3 – Sezioni trasversali

Sono infine presenti dei controventi reticolari di piano con campi di 8,0m costituiti da angolari ad L doppi 80x8.

E' prevista una lastra predalle tralicciata autoportante in fase di getto dello spessore di 5cm.

Il cordolo ha una larghezza di 70 cm con un'ulteriore svasatura sull'esterno di 27 cm; sul cordolo viene posizionato il guard rail con la rete di protezione integrata necessaria per la presenza di viabilità al livello inferiore; sul filo interno degli impalcati centrali sono invece presenti dei new jersey.

Sull'esterno trova spazio una veletta in calcestruzzo prefabbricato che costituisce nelle fasi realizzative il cassero durante il getto del cordolo mentre in esercizio ha anche la funzione di mascherare il sistema di smaltimento delle acque di impalcato.

Il pacchetto sovrastante ha uno spessore costante di 11 cm essendo costituita da un'impermeabilizzazione con cappa in asfalto di 10 mm, ed una pavimentazione con binder di spessore 6 cm ed usura di spessore 4 cm.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normative di riferimento, raccomandazioni e linee guida

In accordo a quanto prescritto dall'art. 21 della Legge 5 novembre 1971 n.1086 (G.U. n.321 del 21.12.1971) per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica, nonché dall'art.1 della Legge 2 febbraio 1974 n.64 (G.U. n. 76 del 21.03.1974), nella progettazione di tutte le strutture trattate in questa relazione si fa riferimento alle normative, alle raccomandazioni ed alle linee guida di seguito proposte.

Il calcolo viene condotto nel rispetto delle Normative Nazionali, provvedendo ad integrare le informazioni in esse contenute, dove necessario, con le indicazioni proposte negli Eurocodici e nelle più accreditate normative Internazionali.

2.1.1 Documenti di carattere generale

A livello generale si sono utilizzati i seguenti riferimenti:

- **D.M. 14.01.2008** "Norme tecniche per le costruzioni";
- **Circolare 02.02.2009** Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";
- **Istruzione C.N.R. 10024/86** "Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo".

2.1.2 Analisi sismica delle strutture

Ad integrazione delle indicazioni proposte nel D.M. 14.01.2008, ove necessario, si è ritenuto opportuno riferirsi ai documenti di seguito indicati:

- **EN 1998-1:2004** "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings".

2.1.3 Apparecchi d'appoggio

- Istruzione C.N.R. 10018/99 "Apparecchi di appoggio per le costruzioni: istruzioni per l'impiego".

2.1.4 Strutture in acciaio e composte acciaio-calcestruzzo

- **Istruzione C.N.R. 10011/88** "Costruzioni di acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione";
- **Istruzione C.N.R. 10016/85** "Strutture composte di acciaio e calcestruzzo: istruzioni per l'impiego nelle costruzioni";
- **Istruzione C.N.R. 10030/87** "Anime irrigidite di travi a parete piena";
- **Eurocodice 3.1.1** "Progettazione delle strutture in acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- **Eurocodice 4.1.1** "Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- **Eurocodice 4.2** "Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Ponti a struttura composta";

2.1.5 Normative sui materiali

- **UNI EN 206-1** “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- **UNI EN 10025-2** “Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali, condizioni tecniche di fornitura di acciai non legati per impieghi strutturali”;
- **UNI EN 10025-6** “Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali, condizioni tecniche di fornitura di acciai per impieghi strutturali con resistenza migliorata alla corrosione atmosferica”.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella costruzione dovranno essere oggetto di prove certificanti la rispondenza fra i valori di progetto delle resistenze adottate nel calcolo e le caratteristiche meccaniche dei prodotti posti in opera. In particolare valgono le indicazioni di seguito presentate.

3.1 Calcestruzzo soletta impalcato

Per la soletta è stato previsto un calcestruzzo classe **C32/40** il quale dovrà essere confezionato secondo i criteri proposti nel capitolato e dovrà garantire le seguenti caratteristiche meccaniche:

- | | |
|--|--|
| • Resistenza caratteristica cubica di calcolo: | $R_{ck} = 40 \text{ MPa}$ |
| • Resistenza caratteristica cilindrica a 28gg: | $f_{ck} = R_{ck} \times 0.83 = 33.20 \text{ MPa}$ |
| • Resistenza di calcolo calcestruzzo: | $f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c = 18.81 \text{ MPa}$ |
| • Modulo di elasticità istantaneo: | $E_{cm} = 33643 \text{ MPa}$ |
| • Coefficiente di dilatazione termica: | $\alpha = 1.2 \text{ E } -05 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ |

Gli effetti della viscosità sono stati tenuti in conto riducendo il modulo elastico del calcestruzzo. In funzione dei parametri (U.R.= 75%; $t_0 > 60 \text{ gg}$; $h_0 > 600 \text{ mm}$) e della classe di calcestruzzo è stato calcolato il coefficiente di viscosità $\phi(\infty, t_0) = 1.60$.

Pertanto i coefficienti di omogeneizzazione risultano:

- | | |
|--|--|
| • Coeff. Di Omogeneizzazione a breve termine | $n_{ST} = E_a / E_{cm} = 6.24$ |
| • Coeff. Di Omogeneizzazione a lungo termine | $n_{LT} = E_a / [E_{cm} / (1 + \phi)] = 16.23$ |

3.2 Acciaio per armature strutture in c.a.

Nella soletta dovranno essere poste barre nervate in acciaio **B450C** (secondo UNI EN 10080) controllato in stabilimento.

Dovranno essere garantite la saldabilità e le caratteristiche meccaniche di seguito indicate:

- | | |
|---|--|
| • Tensione caratteristica di snervamento: | $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$ |
| • Resistenza di calcolo acciaio: | $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3 \text{ MPa}$ |
| • Modulo elastico: | $E_a = 210000 \text{ MPa}$ |

3.3 Acciaio da carpenteria

Per la carpenteria metallica è stata adottata la classe **S355**. Le caratteristiche meccaniche richieste per i prodotti utilizzati sono le seguenti:

- Resistenza caratteristica a snervamento: $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$ ($t \leq 40 \text{ mm}$)
- Coefficiente di sicurezza: $\gamma_a = 1.05$
- Modulo elastico: $E_s = 210000 \text{ MPa}$
- Coefficiente di dilatazione: $\alpha = 1.2 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Le viti ed i dadi impiegati nei giunti tra le membrature, dovranno essere conformi alle indicazioni proposte nelle UNI 3740, nelle UNI 5712 e nelle UNI 5713. In corrispondenza di ogni dado e di ogni testa dovranno essere inoltre disposte delle rosette in acciaio C 50 rinvenuto HRC 32-40, conformi alle caratteristiche dimensionali proposte nelle UNI 5714. I giunti realizzati sulla struttura, a seconda della posizione, manifestano un comportamento ad attrito o a taglio. In entrambi i casi si utilizzeranno **bulloni di classe 10.9**. I bulloni dovranno possedere un serraggio controllato e conforme a quanto indicato nel D.M. 0.9.01.1996 sia nelle unioni di tipo convenzionale che nelle unioni progettate per lavorare ad attrito. Le **saldature** dovranno essere eseguite secondo quanto indicato nelle CNR UNI 10011 e nel D.M. 0.9.01.1996, adottando le misure necessarie a garantire la corretta realizzazione sia delle saldature a cordone d'angolo che di quelle a completa penetrazione.

I **connettori a piolo** utilizzati per le travi composte acciaio-calcestruzzo dovranno infine essere conformi alle indicazioni riportate nelle normative EN ISO 13918 ed avere le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Classe di resistenza: S235J2G3+C450 (St 37-3k)
- Resistenza caratteristica a rottura: $f_{tk} > 450 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica a snervamento: $f_{yk} = 350 \text{ MPa}$

4 DURABILITÀ DELLE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO

Per garantire la durabilità delle strutture di calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dagli attacchi chimico-fisici.

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

4.1 Soletta impalcato

Si considera una classe di esposizione **XC4+XD1**:

- **XC4**: ciclicamente bagnato ed asciutto, superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2;
- **XD1**: umidità moderata, superfici di calcestruzzo esposte a nebbia salina.

Tale classe di esposizione, secondo le prescrizioni normative, ricade nella condizione ambientale aggressiva. Ne consegue che, in ragione della vita nominale della struttura assunta pari a 100 anni, si dovrà garantire un copriferro netto pari a 45 mm in ottemperanza a quanto prescritto nella circolare C4.1.6.1.3.

Le verifiche di fessurazione dovranno garantire il soddisfacimento delle disuguaglianze di seguito riportate:

- Combinazione quasi permanente: $w_k \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$;
- Combinazione frequente: $w_k \leq w_1 = 0.3 \text{ mm}$.

5 CARICHI DI PROGETTO E AZIONI DI CALCOLO

5.1 Carichi permanenti strutturali

Il peso proprio della struttura è stato determinato sulla base dei pesi specifici relativi ai materiali impiegati. In particolare per l'acciaio si è assunto un valore pari a 7850 kg/m^3 mentre per il calcestruzzo armato si è assunto un valore pari a 2500 kg/m^3 .

5.2 Carichi permanenti portati

I sovraccarichi permanenti portati derivano da tutti gli elementi di finitura e completamento necessari a garantire le caratteristiche funzionali dell'opera. Si individuano i seguenti contributi:

- $G_{\text{Ringrosso,int}} = 5.00 \text{ kN/m}$
- $G_{\text{Ringrosso,est}} = 5.00 \text{ kN/m}$
- $G_{\text{Barriere}} = 2.00 \text{ kN/m}$
- $G_{\text{Guard-rail}} = 1.50 \text{ kN/m}$
- $G_{\text{New Jersey}} = 8.30 \text{ kN/m}$
- $G_{\text{Sottoservizi}} = 2.00 \text{ kN/m}$
- $G_{\text{Pavimentazione}} = 20 \times 0.11 = 2.20 \text{ kN/m}^2$

5.3 Carichi variabili da traffico veicolare

5.3.1 Carichi verticali

Le caratteristiche geometriche definite per la carreggiata comportano la necessità di considerare la presenza di **corsie convenzionali** di larghezza $w_1 = 3.00$ m. I carichi considerati sono quelli definiti nel D.M. 14.01.2008 coerentemente alla classificazione dell'opera come **ponte di prima categoria**. Nello specifico, ai fini delle verifiche globali, lo schema di carico di tipo 1 risulta essere dimensionante per l'opera in oggetto. La seguente immagine fornisce i dati necessari ad individuare il convoglio "tipo" utilizzato nel calcolo.

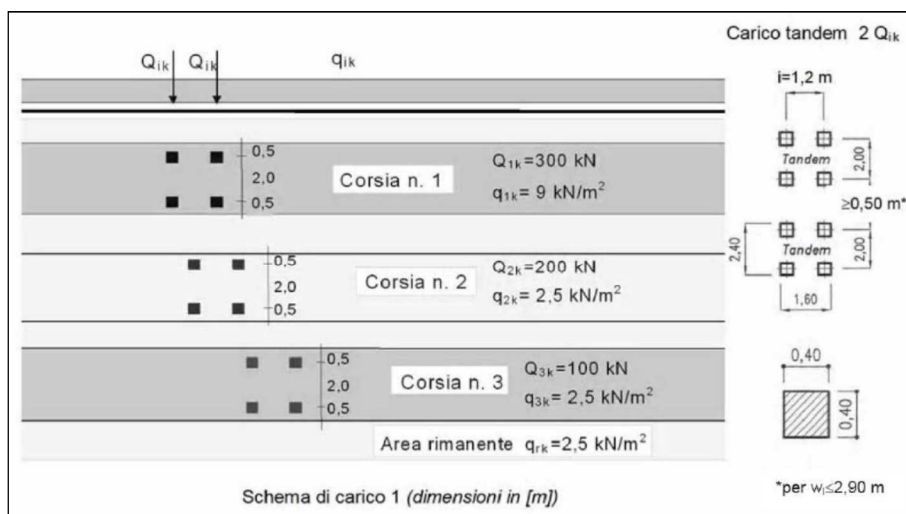


Figura 4 – Schema di carico 1 (D.M. 2008): definizione del convoglio di calcolo per ponti stradali di prima categoria

5.3.2 Frenatura e avviamento

La forza di frenatura ed avviamento, come prescritto dalla normativa di riferimento, è funzione del carico verticale totale agente sulla prima corsia convenzionale. Di conseguenza la risultante considerata nel calcolo risulta essere la seguente:

$$q_3 = 0.6 (2 Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} w_1 L = 0.6 (2 \times 300) + 0.10 \times 9 \times 3 \times 52 = 500 \text{ kN} \leq 900 \text{ kN} \rightarrow 500 \text{ kN}$$

La medesima si considera applicata all'estradosso della pavimentazione.

5.3.3 Forza centrifuga

L'impalcato presenta un raggio di curvatura $R = \infty$. Ne consegue che

$$Q_4 = 0.00 \text{ kN}$$

Il carico si applica a livello della pavimentazione ed agisce in direzione normale all'asse del ponte.

5.3.4 Azioni sui parapetti

Si tiene conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN. Essa deve essere considerata agente trasversalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento o 1,0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo. La forza in oggetto si applica su una linea lunga 0.5m.

5.3.5 Modello di carico per la fatica

Le verifiche a fatica sono condotte adottando il metodo dei coefficienti λ . Le EN 1993-2 prescrivono che con tale approccio si adotti il modello di carico LM3 il cui schema è riportato di seguito.

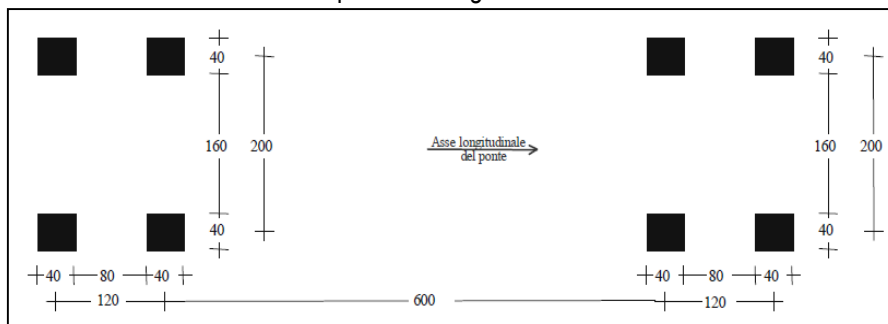


Figura 5 – Modello di carico LM3

5.4 Ritiro

Il fenomeno del ritiro è stato valutato secondo quanto prescritto al punto 11.2.10.6 del D.M. 14.01.2008, tramite il calcolo della $\epsilon_{cd,\infty}$, la quale risulta pari a $-273 \cdot 10^{-6}$. Tale è assimilabile ad un delta termico equivalente

$$\Delta T_{rit} = \epsilon_{cd,\infty} / \alpha = -273 \cdot 10^{-6} / 1.2 \cdot 10^{-5} = -22.75 \text{ } ^\circ\text{C}$$

da associarsi al modulo elastico a lungo termine

$$E_{c,\infty} = E_{cm} / (1 + \phi) = 12940 \text{ MPa}$$

5.5 Dilatazione termica

In ottemperanza alle prescrizioni normative (NTC08 sezione 5.2.2.5.2) si considerano i seguenti carichi termici:

- **Variazione termica uniforme:** $\Delta T = \pm 15^\circ\text{C}$. Con la medesima (amplificata del 50 %) sono stati computati gli spostamenti associati a giunti di dilatazione e dispositivi di appoggio;
- **Variazione termica non uniforme:** differenza di temperatura di 5°C tra la soletta in calcestruzzo e la trave in acciaio. Tale gradiente termico determina uno stato di coazione nella sezione composta che si accompagna alle azioni interne che si generano per effetto dell'iperstaticità dell'impalcato continuo.

5.6 Vento

L'azione del vento è stata considerata applicando a tutte le superfici potenzialmente investite una pressione normale di 2.50 kN/m^2 . L'area assunta a rappresentazione dei carichi transitanti, come richiesto dalla Normativa di riferimento, viene calcolata fissando una fascia di pertinenza di altezza pari a 3.00 m rispetto al livello definito dal piano viario. L'altezza dell'impalcato è pari a 2.7 m .

L'azione nominale porge:

$$f_{vento} = 2.50 \times (3 + 2.7) = 14.25 \text{ kN/m}$$

5.7 Azione Sismica

5.7.1 Classificazione dell'opera ai fini della valutazione dell'azione sismica

L'opera è classificata come **Tipo di costruzione 3** e si individua una **classe d'uso IV**. Pertanto i parametri che permettono di definire l'azione sismica di progetto sono i seguenti:

- Vita nominale: VN = 100 anni
- Coefficiente d'uso: CU = 2.0
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: VR = VN x CU = 200 anni

5.7.2 Parametri sismici di riferimento

L'azione sismica di progetto si valuta con riferimento al sito individuando una **categoria B** di sottosuolo in classe topografica **T1**. Si riportano di seguito i parametri sismici di riferimento per i diversi stati limite previsti dalla norma.

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc' [s]
SLO	120	0,033	2,756	0,31
SLD	201	0,039	2,82	0,322
SLV	1898	0,07	3,058	0,393
SLC	2475	0,075	3,09	0,401

Tabella 1 – Parametri sismici di riferimento

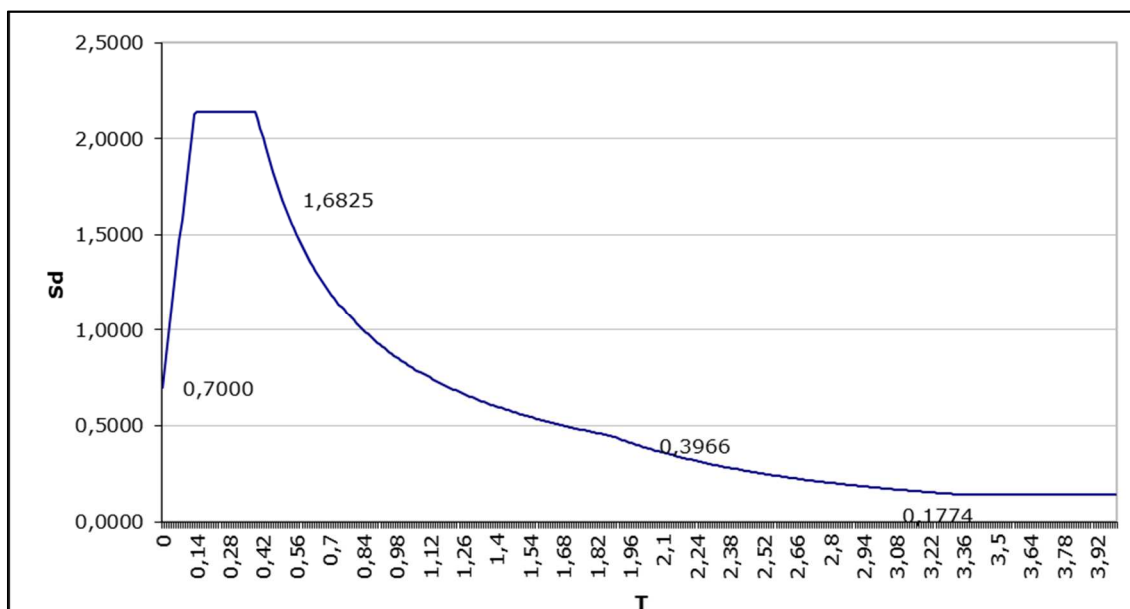


Figura 6 – Spettro di risposta allo SLV

5.8 Combinazione dei carichi

La determinazione dei valori delle sollecitazioni da utilizzare per l'esecuzione delle verifiche strutturali viene condotta facendo riferimento ai gruppi di azioni ed ai coefficienti di combinazione riportati nel D.M. 14.01.2008. La seguente tabella definisce i gruppi considerati:

Carichi sulla carreggiata						Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
Gruppo di azioni	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m ²
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 ^(*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
4 ^(**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
5 ^(***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

^(*) Ponti di 3^a categoria
^(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
^(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tabella 2 – Definizione dei gruppi di azioni per i carichi variabili da traffico

I gruppi 3, 4 e 5 sono relativi alle sole verifiche locali. Si osserva inoltre come i gruppi di tipo 2a e 2b non siano certamente significativi ai fini del calcolo dell'impalcato. Il dimensionamento delle strutture verrà dunque condotto con riferimento gruppo 1.

I coefficienti di combinazione da impiegare nella definizione delle azioni di progetto allo SLU e SLE sono riportati nelle seguenti tabelle:

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{E1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{E2}, \gamma_{E3}, \gamma_{E4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

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

Tabella 3 – Coefficienti di fattorizzazione dei carichi allo SLU

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_s	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_s	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Tabella 4 – Coefficienti di combinazione delle azioni

6 METODI DI CALCOLO E CRITERI DI VERIFICA

Il calcolo delle sollecitazioni viene condotto facendo riferimento agli usuali metodi proposti dalle teorie della Scienza delle Costruzioni. Più precisamente le tipologie strutturali presentate, a seconda della complessità, sono analizzate impiegando schemi statici semplificati o modellazioni numeriche agli elementi finiti.

Il software impiegato nelle simulazioni è il codice **Straus 7** (release 2.4.6) prodotto dalla ditta **Strand7 Software - Sydney** e distribuito in Italia da HSH S.r.l. La validazione di tale prodotto deriva da una accreditata documentazione (“Verification Manual”), finalizzata ad attestare l’accuratezza delle soluzioni ottenute in relazione alla modellazione di problematiche fisiche con soluzioni analitiche note.

La verifica degli elementi costituenti le strutture descritte viene effettuata adottando il **metodo agli stati limite**.

7 ANALISI STRUTTURALE IMPALCATO

7.1 Analisi per fasi

L'analisi strutturale dell'impalcato si articola in tre modellazioni distinte ciascuna delle quali fa riferimento alle fasi di seguito illustrate:

Fase I – In prima fase viene posta in opera la struttura principale in acciaio sulla quale viene gettata la soletta in calcestruzzo. In questa fase gli elementi resistenti sono le sole travi in carpenteria metallica che sono chiamate a contrapporsi ai pesi propri e quelli del getto del calcestruzzo.

Le caratteristiche inerziali implementate sono relative alle sole travi metalliche.

Fase II – Sono applicati alla struttura i carichi permanenti dovuti al getto di completamento dei cordoli perimetrali, alla pavimentazione stradale, alle barriere di sicurezza e ai sottoservizi. In questa fase le travi in acciaio e la soletta sono chiamate a collaborare per contrapporsi ai carichi esterni agenti. La collaborazione del calcestruzzo viene messa in conto considerando una sua rigidezza ridotta per tener conto degli effetti che tali carichi generano a lungo termine. Infatti la natura di queste azioni è permanente e può essere considerata applicata alla struttura con continuità per tutta la vita utile della stessa. Si considerano in questo modo gli effetti di tipo reologico del calcestruzzo. Anche gli effetti del ritiro sono da considerarsi "lenti" in quanto concomitanti agli effetti viscosi, e vengono pertanto anch'essi valutati con le caratteristiche di resistenza della sezione di Fase II. In particolare, gli effetti del ritiro sull'intera struttura del viadotto vengono tradotti con un'azione equivalente di natura termica.

Le proprietà inerziali delle travi sono quelle della sezione composta a lungo termine con coefficiente di omogeneizzazione $n = 16.23$.

Fase III – In terza fase vengono applicati alla struttura solo i carichi accidentali, quali il treno di carichi associato ad ogni corsia, l'azione del vento, l'azione dovuta al frenamento, l'azione centrifuga e le distorsioni indotte per le variazioni termiche. In tale situazione vengono inserite tutte quelle azioni che possono essere considerate di natura istantanea.

Le inerzie sono relative alla sezione composta a breve termine con coefficiente di $n = 6.24$.

7.2 Modellazione FEM

Il calcolo delle sollecitazioni agenti nella struttura d'impalcato viene effettuato per mezzo di una **modellazione FEM 3D** condotta impiegando il software Straus7 (release 2.4.6).

7.2.1 Descrizione del modello

Le travi in carpenteria metallica e i traversi sono state modellate impiegando elementi finiti di tipo "beam". Per la soletta sono stati impiegati elementi "plate" ortotropi aventi rigidezza flessionale nella sola direzione ortogonale alle travi principali.

Tale approccio consente di riprodurre in maniera attendibile il comportamento del sistema. In particolare valgono le seguenti considerazioni:

- Gli **elementi “plate”** che modellano la **soletta** hanno la funzione di ripartizione trasversale delle azioni applicate sull’impalcato. In ragione della sua posizione trasversale, ciascun carico applicato sulla soletta interesserà le travi principali in maniera differente secondo lo schema di trave su tre appoggi. La verifica della capacità della soletta nello svolgere la ripartizione trasversale è svolta nella Sezione 9.2 della presente relazione. Il modulo elastico assegnato, a seconda della fase in analisi, è quello a breve termine E_{cm} oppure quello a lungo termine $E_{c\infty}$;
- Gli **elementi “beam”** che modellano i **traversi** contribuiscono, parallelamente alla soletta, alla ripartizione trasversale dei carichi applicati sull’impalcato;
- Gli **elementi “beam”** che modellano le **travi principali** ricevono i carichi dagli elementi di soletta e li trasferiscono per flessione e taglio ai vincoli fissi rappresentati le pile e le spalle. Tali elementi presentano le caratteristiche inerziali equivalenti calcolate considerando il comportamento composto fra la trave in acciaio e la soletta in calcestruzzo. Le caratteristiche inerziali calcolate per ciascuna delle fasi considerate (fase I, II e III), e riportate per chiarezza nella Sezione 7.2.2, sono assegnate manualmente agli elementi “beam” conformemente alla fase di calcolo.

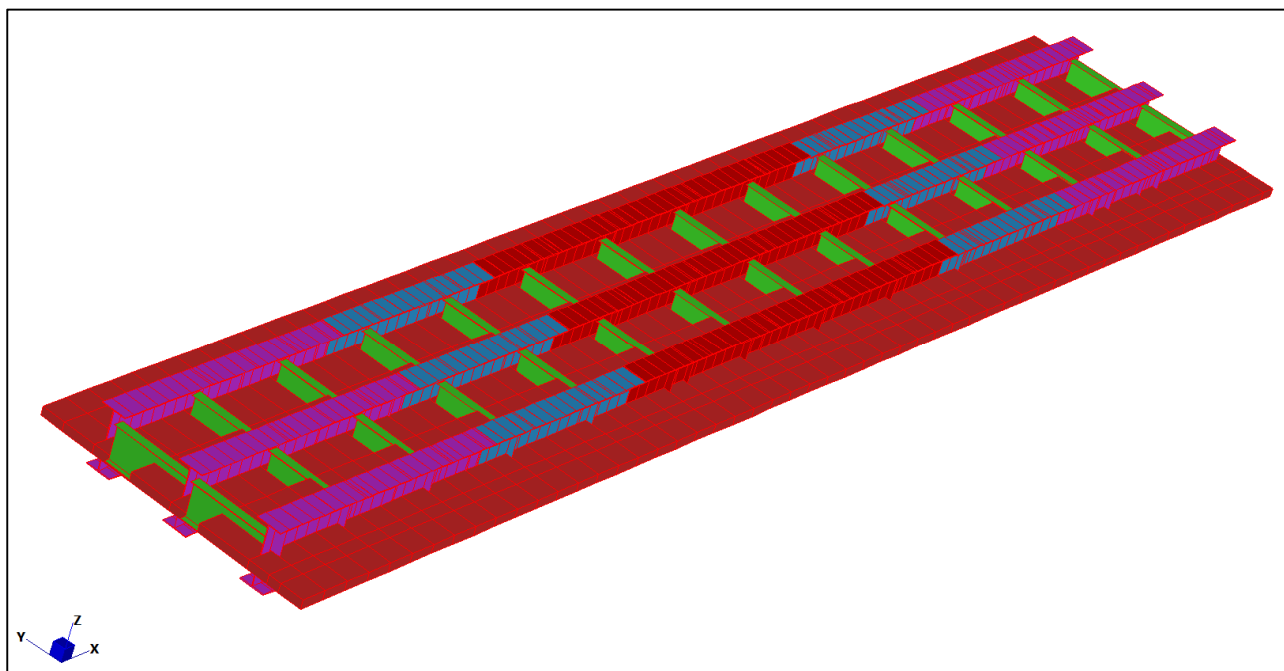


Figura 7 – Modello FEM 3D: vista d’insieme.

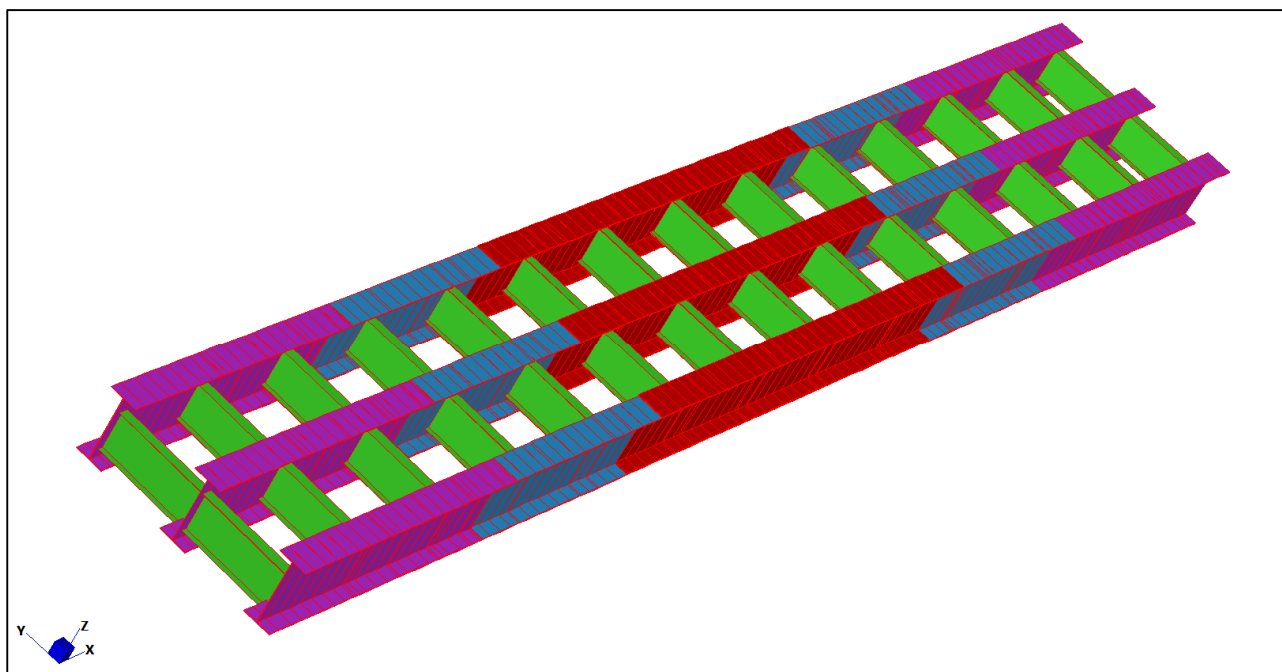


Figura 8 – Modello FEM 3D: impalcato metallico

7.2.2 Caratteristiche inerziali delle Travi principali

Le travi principali composte acciaio-calcestruzzo si realizzano assemblando 3 tipologie di concio le cui proprietà inerziali a breve e lungo termine sono riportate di seguito in forma tabellare (con J_s e J_w si individuano i momenti d'inerzia rispettivamente nei piani forte e debole della sezione).

La larghezza collaborante della soletta in calcestruzzo si valuta secondo le prescrizioni contenute nel DM 2008 e risulta pari a 3.5 m (spessore 35 cm).

CONCIO APPOGGIO

Caratteristiche geometriche della sezione

Soletta	b_{eff}	3.500	mm
	h_c	300	mm
	h_p	50	mm
Ala inf	b_i	1.000	mm
	t_i	40	mm
Ala sup	b_s	1.000	mm
	t_s	25	mm
Anima	h_w	2.285	mm
	t_w	22	mm

Analisi in FASE 1 (il getto in cls non è ancora collaborante)

Riassunto dati geometrici dei piatti:

h_{tot}	piatti componenti		A_{piatto}	y	$J_{f,s}$	$J_{f,w}$	J_t
[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
235.0	100.0	4.0	400.0	2.0	533.3	333333	2133.3
	228.5	2.2	502.7	118.3	2187258.2	203	811.0
	100.0	2.5	250.0	233.8	130.2	208333	520.8

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$y_{G,s}$	A_s	$A_{v,1}$	$A_{v,2}$	$J_{f,s}$	$J_{f,w}$	J_T	$W_{el,s}^+$	$W_{el,s}^-$
[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]
103.0	1.152.7	502.7	650.0	10.659.119.6	541.869.4	3.465.2	103.527.0	80.726.3

Analisi elastica in FASE 2 (il getto in cls è maturato e collabora alla resistenza finale)

Caratteristiche soletta in calcestruzzo:

b_{eff}	h_c	h_p	h_{cls}	$A_{cls, coll}$	$y_{G,c}$	$J_{cls, coll, 1}$	$J_{cls, coll, 2}$
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
350.0	30.0	5.0	35.0	10.500.0	255.0	787.500.0	107.187.500.0

Rigidezza torsionale della sola soletta:

a/b	11.67	
β	3.17	
J_{it}	183.613.1	cm ⁴
J_{st}	477.394.2	cm ⁴

Caratteristiche della sezione composta per carichi di lunga durata:

n_{it}	A_{tot}	$y_{G, comp}$	J_1	J_2	S^*	$J_{t, trave}$	$J_{t, cassone}$
	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
16.23	1.799.7	157.6	20.286.837.6	7.146.464.8	63.004.4	3.781.630.3	7.563.260.5

Caratteristiche della sezione composta per carichi di breve durata:

n_{st}	A_{tot}	$y_{G, comp}$	J_1	J_2	S^*	J_t	$J_{t, cassone}$
	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
6.24	2.834.9	193.2	26.596.586.3	17.713.817.3	103.994.3	3.944.550.7	7.889.101.3

CONCIO INTERMEDIO

Caratteristiche geometriche della sezione

Soletta	b_{eff}	3.500	mm
	h_c	300	mm
	h_p	50	mm
Ala inf	b_i	1.000	mm
	t_i	52	mm
Ala sup	b_s	1.000	mm
	t_s	34	mm
Anima	h_w	2.264	mm
	t_w	18	mm

Analisi in FASE 1 (il getto in cls non è ancora collaborante)

Riassunto dati geometrici dei piatti:

h_{tot}	piatti componenti		A_{piatto}	y	$J_{f,s}$	$J_{f,w}$	J_t
[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
235.0	100.0	5.2	520.0	2.6	1171.7	433333	4686.9
	226.4	1.8	407.5	118.4	1740686.4	110	440.1
	100.0	3.4	340.0	233.3	327.5	283333	1310.1

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$y_{G,s}$	A_s	$A_{v,1}$	$A_{v,2}$	$J_{f,s}$	$J_{f,w}$	J_T	$W^+_{el,s}$	$W^-_{el,s}$
[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]
101.7	1.267.5	407.5	860.0	12.850.970.2	716.776.7	6.437.2	126.344.3	96.416.4

Analisi elastica in FASE 2 (il getto in cls è maturato e collabora alla resistenza finale)

Caratteristiche soletta in calcestruzzo:

b_{eff}	h_c	h_p	h_{cls}	$A_{cls, coll}$	$y_{G,c}$	$J_{cls, coll, 1}$	$J_{cls, coll, 2}$
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
350.0	30.0	5.0	35.0	10.500.0	255.0	787.500.0	107.187.500.0

Rigidità torsionale della sola soletta:

a/b	11.67	
β	3.17	
J_{lt}	183.613.1	cm ⁴
J_{st}	477.394.2	cm ⁴

Caratteristiche della sezione composta per carichi di lunga durata:

n_{lt}	A_{tot}	$y_{G, comp}$	J_1	J_2	S^*	$J_{t, trave}$	$J_{t, cassone}$
	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
16.23	1.914.5	153.5	22.964.089.9	7.321.372.0	65.658.9	3.730.912.0	7.461.823.9

Caratteristiche della sezione composta per carichi di breve durata:

n_{st}	A_{tot}	$y_{G, comp}$	J_1	J_2	S^*	J_t	$J_{t, cassone}$
	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
6.24	2.949.7	189.1	29.961.594.2	17.888.724.6	110.802.3	3.889.794.6	7.779.589.1

CONCIO MEZZERIA

Caratteristiche geometriche della sezione

Soletta	b_{eff}	3.500	mm
	h_c	300	mm
	h_p	50	mm
Ala inf	b_i	1.000	mm
	t_i	60	mm
Ala sup	b_s	1.000	mm
	t_s	36	mm
Anima	h_w	2.254	mm
	t_w	18	mm

Analisi in FASE 1 (il getto in cls non è ancora collaborante)

Riassunto dati geometrici dei piatti:

h_{tot}	piatti componenti		A_{piatto}	y	$J_{f,s}$	$J_{f,w}$	J_t
[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
235.0	100.0	6.0	600.0	3.0	1800.0	500000	7200.0
	225.4	1.8	405.7	118.7	1717722.5	110	438.2
	100.0	3.6	360.0	233.2	388.8	300000	1555.2

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$y_{G,s}$	A_s	$A_{v,1}$	$A_{v,2}$	$J_{f,s}$	$J_{f,w}$	J_T	$W_{el,s}^+$	$W_{el,s}^-$
[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]
98.1	1.365.7	405.7	960.0	13.889.209.0	800.109.5	9.193.4	141.652.1	101.419.2

Analisi elastica in FASE 2 (il getto in cls è maturato e collabora alla resistenza finale)

Caratteristiche soletta in calcestruzzo:

b_{eff}	h_c	h_p	h_{cls}	$A_{cls, coll}$	$y_{G,c}$	$J_{cls, coll, 1}$	$J_{cls, coll, 2}$
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
350.0	30.0	5.0	35.0	10.500.0	255.0	787.500.0	107.187.500.0

Rigidezza torsionale della sola soletta:

a/b	11.67	
β	3.17	
J_{lt}	183.613.1	cm ⁴
J_{st}	477.394.2	cm ⁴

Caratteristiche della sezione composta per carichi di lunga durata:

n_{lt}	A_{tot}	$y_{G, comp}$	J_1	J_2	S^*	$J_{t, trave}$	$J_{t, cassone}$
	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
16.23	2.012.7	148.5	24.751.770.4	7.404.704.9	68.901.8	3.730.912.0	7.461.823.9

Caratteristiche della sezione composta per carichi di breve durata:

n_{st}	A_{tot}	$y_{G, comp}$	J_1	J_2	S^*	J_t	$J_{t, cassone}$
	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
6.24	3.047.9	184.7	32.582.467.3	17.972.057.5	118.300.6	3.889.794.6	7.779.589.1

7.3 Risultati dell'analisi

Di seguito si riportano i risultati delle analisi in termini di azioni interne nelle membrature maggiormente sollecitate.

7.3.1 Momento Flettente impalcato SLU: Fasi 1,2,3

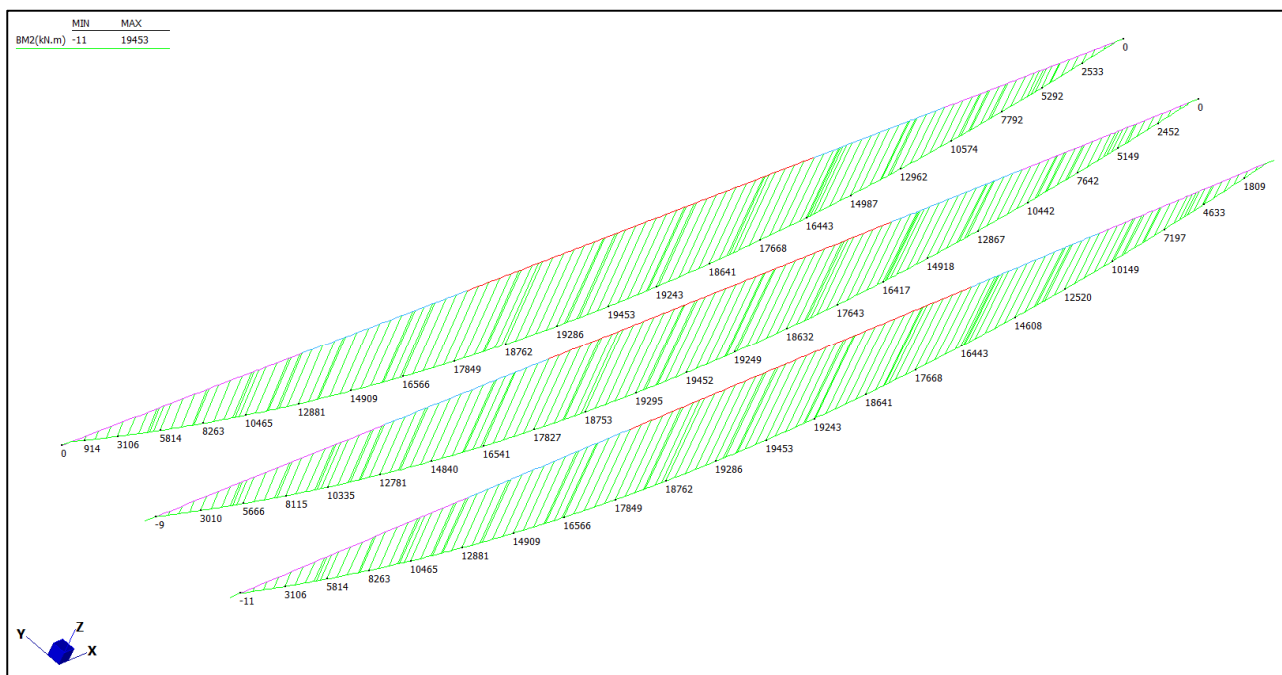


Figura 9 – Fase 1: momento flettente impalcato

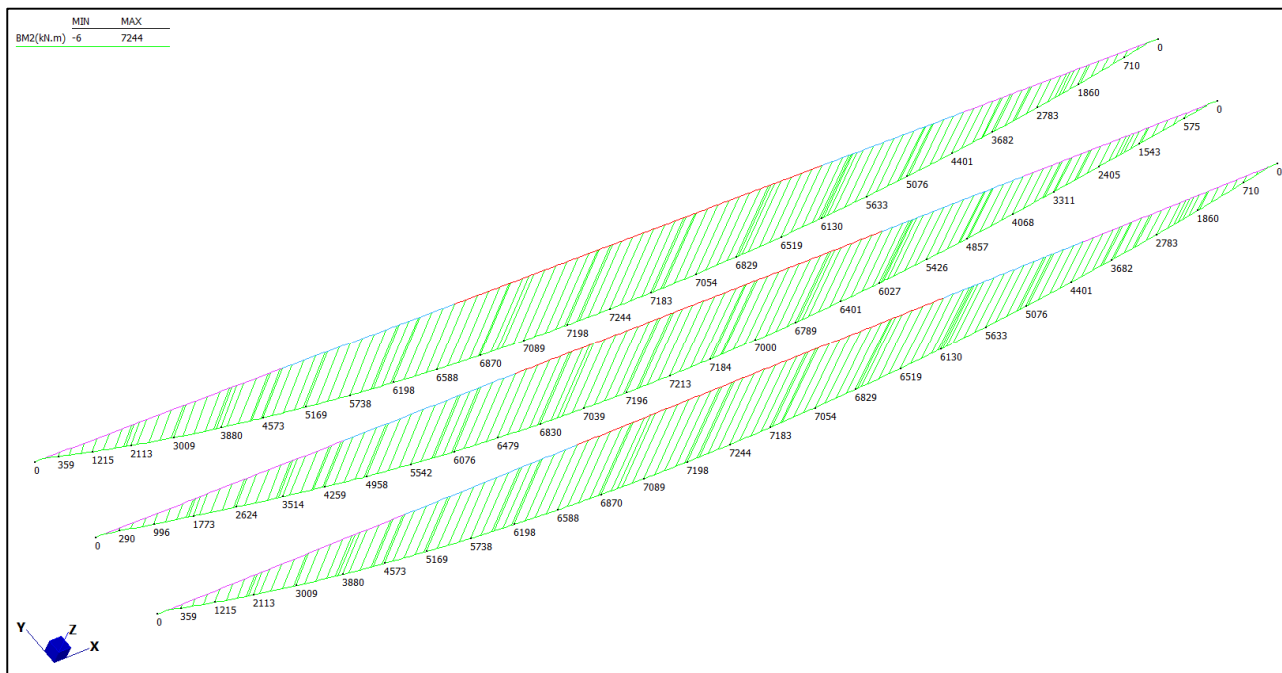


Figura 10 – Fase 2: momento flettente impalcato

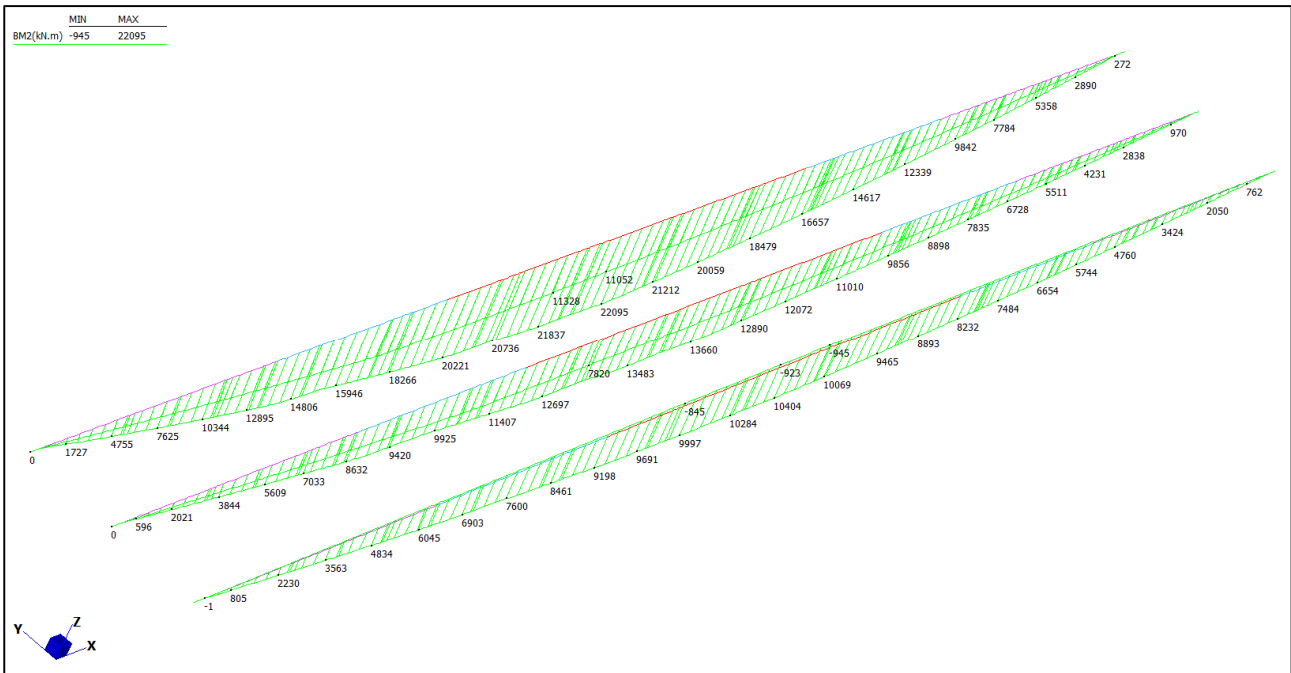


Figura 11 – Fase 3: momento flettente impalcato (inviluppo)

7.3.2 Taglio impalcato SLU: Fasi 1,2,3

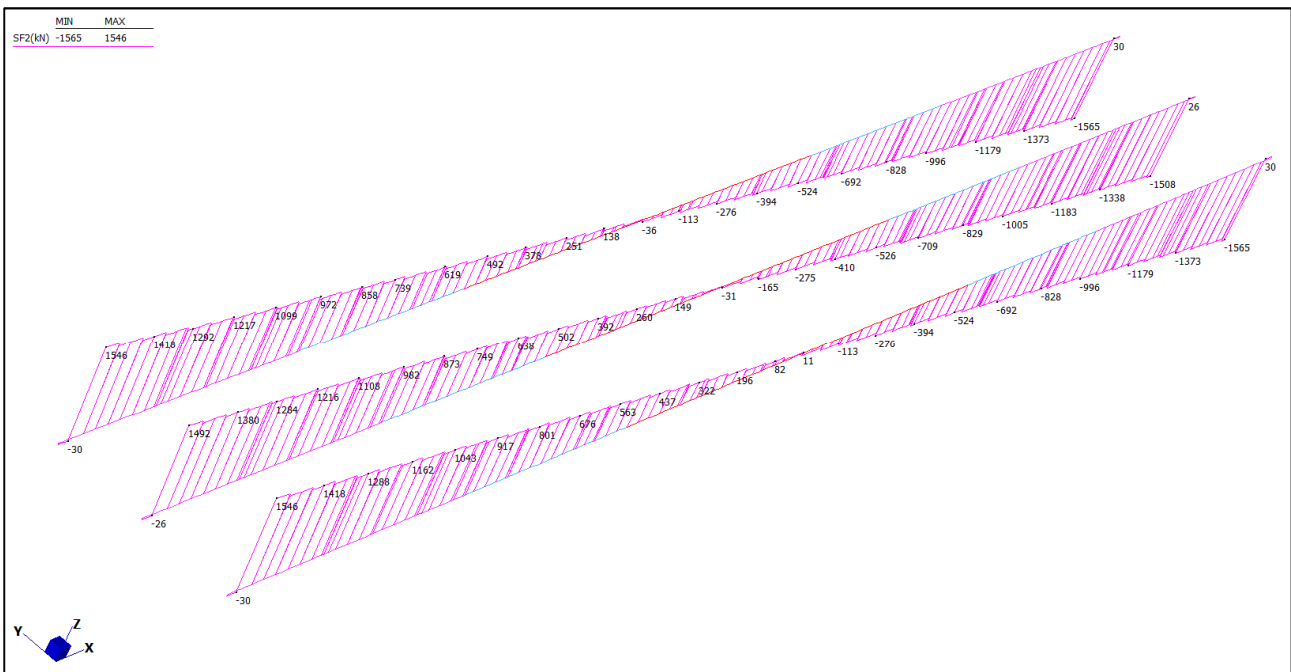


Figura 12 – Fase 1: taglio impalcato

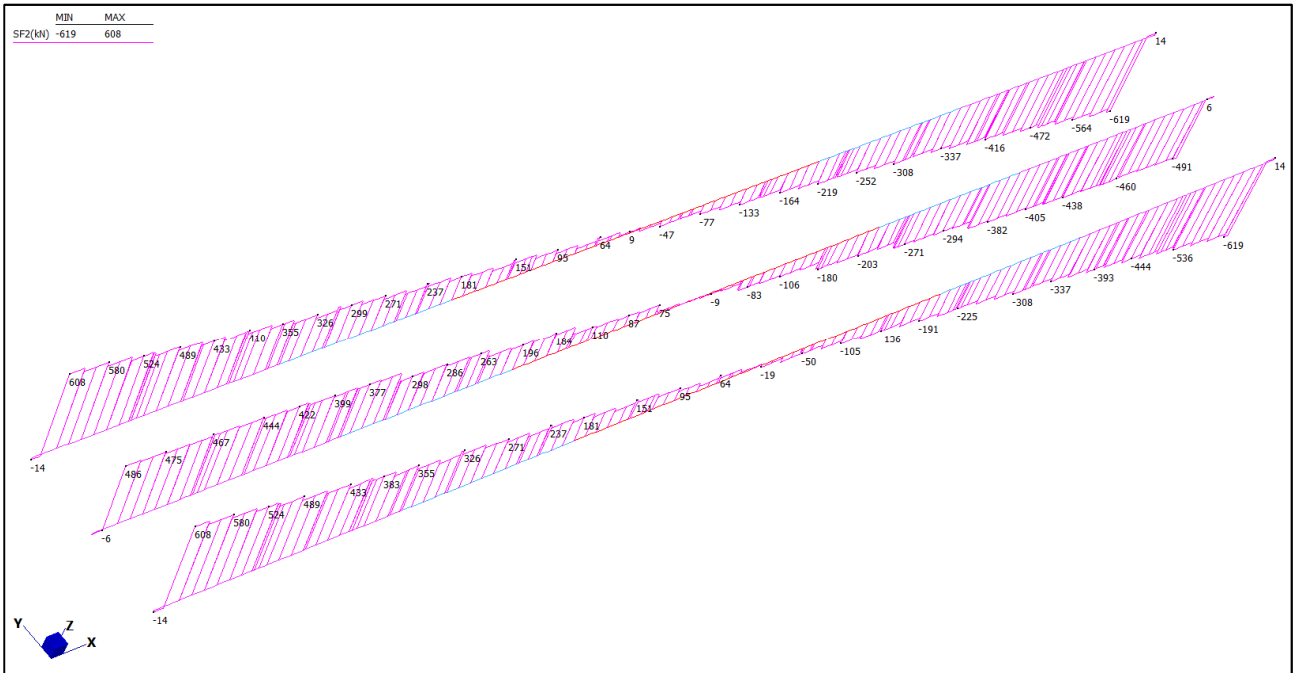


Figura 13 – Fase 2: taglio impalcato

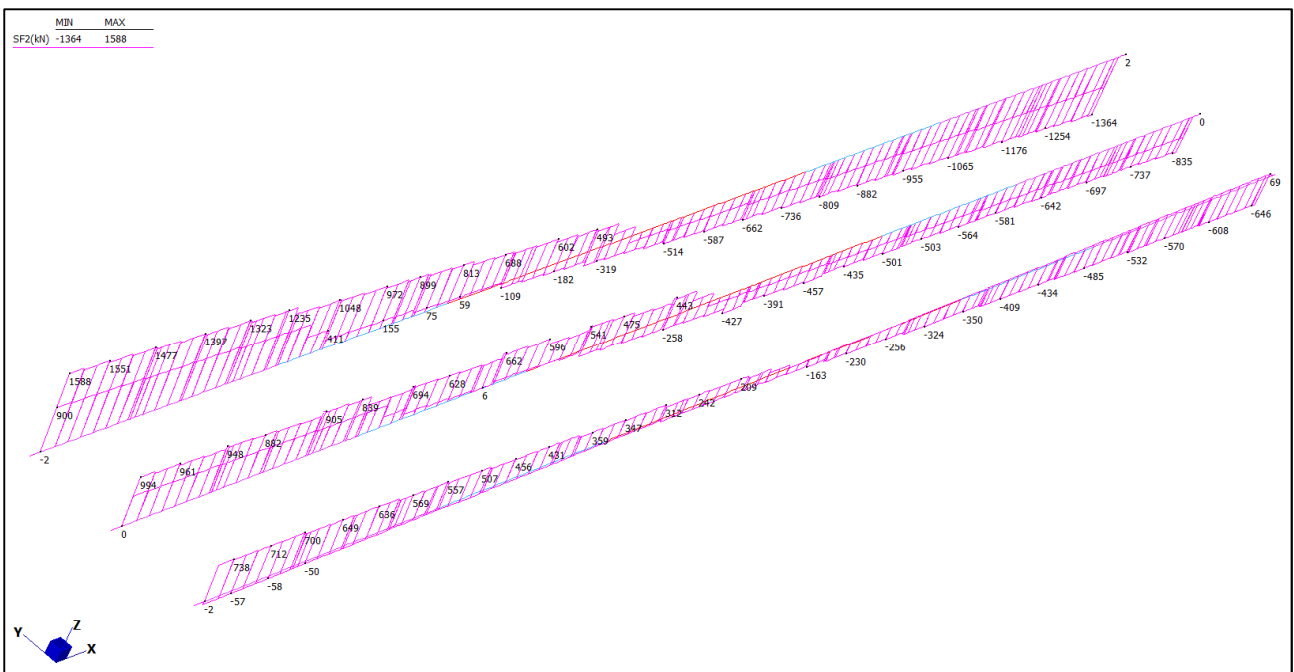


Figura 14 – Fase 3: taglio impalcato (involuppo)

8 VERIFICHE IMPALCATO METALLICO

8.1 Travi principali a sezione mista acciaio-calcestruzzo

Nella presente sezione si riportano le verifiche strutturali maggiormente significative in riferimento alle travi principali. Per quanto riguarda la verifica di resistenza delle travi composte, la snellezza delle sezioni di verifica inibisce il calcolo plastico, si opera quindi in campo elastico. Si verifica che le tensioni ideali di Von Mises, coerenti con la storia di carico della membratura, siano inferiori o al limite uguali alla tensione di snervamento di progetto dell'acciaio.

La verifica è condotta mediante un foglio di calcolo specificatamente sviluppato per sezioni composte acciaio-calcestruzzo, che somma il contributo tensionale calcolato nelle diverse fasi di vita della struttura. Le verifiche sono condotte su 4 fibre principali del profilo in acciaio (piattabanda superiore ed inferiore, estremità superiore e inferiore dell'anima) e 2 fibre della soletta in calcestruzzo (intradosso ed estradosso).

Di seguito, per ciascuna sezione di verifica, si riportano estratti del foglio di calcolo con indicazione delle proprietà dei materiali, delle caratteristiche geometriche della sezione, delle azioni di progetto (SLU) per ciascuna fase di calcolo e delle tensioni elastiche calcolate.

8.1.1 Verifiche di resistenza allo SLU

CONCIO APPOGGIO (M_{max})

a.1) Caratteristiche dei materiali impiegati

Acciaio S	355	N/mm ²	
	γ_a	1.05	
	f_{yd} (t<16 mm)	339	N/mm ²
	Norma Ref	NTC 2008	
	E_a	210.000	N/mm ²
	G_a	80.769	N/mm ²
	α_a	0.00001	

Cls R_{ck}	40	N/mm ²	
	f_{ck}	33	N/mm ²
	γ_c	1.50	
	f_{cd}	18.81	N/mm ²
	Norma Ref	NTC 2008	
	E_c	33.643	N/mm ²
	G_c	14.018	N/mm ²
	ϵ_{sr}	273.0	E-06
	ϕ_{tr}	1.60	
	n_{st}	6.2	
	n_{lt}	16.2	
α_c	0.00001	/°C	

a.2) Caratteristiche geometriche della sezione

Soletta	b_{eff}	3.500	mm
	h_c	300	mm
	h_p	50	mm

Ala inf	b_i	1.000	mm
	t_i	40	mm

Ala sup	b_s	1.000	mm
	t_s	25	mm

Anima	h_w	2.285	mm
	t_w	22	mm

a.3) Pesì dei materiali utilizzati

Acciaio	ρ_a	7850	kg/mc
---------	----------	-------------	-------

Cls	ρ_c	2500	kg/mc
-----	----------	-------------	-------

a.4) Sollecitazioni analisi elastica (coefficientate)

Fase 1	M_1	12.666.0	KNm
	N_1	0.0	KN
	V_1	932.0	KN

Fase 2	$\Delta M_{2,g}$	10.543.8	KNm
	$\Delta M_{2,q}$	16.284.9	KNm
	N_g	5.709.6	KN
	N_q	3.884.4	KN
	$\Delta N_{2,g}$	5.709.6	KN
	$\Delta N_{2,q}$	3.884.4	KN
	$\Delta V_{2,g}$	334.0	KN
	$\Delta V_{2,q}$	1.106.0	KN
	ΔV_2	1.440.0	KN

a.5) Sollecitazioni analisi plastica

Coeff	γ_G	1.0
	γ_Q	1.0

fattori di combinazione

Fase 1	M_{sd}	12666.0	KNm
	N_{sd}	0.0	KN
	V_{sd}	932.0	KN

Fase 2	M_{sd}	39494.7	KNm
	N_{sd}	9594.0	KN
	V_{sd}	2372.0	KN

Verifica tensioni ideali:

F	1.50
----------	-------------

	$\sigma_{d,s,inf}$	$\sigma_{d,s,inf,anima}$	$\sigma_{d,s,sup,anima}$	$\sigma_{d,s,sup}$	$\sigma_{d,c,inf}$	$\sigma_{d,c,sup}$	$\sigma_{d,c,rit}$	
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	
	277.12	280.03	-274.79	-268.15	-1.59	-6.15	-11.585	s.l.e.
	184.75	186.69	-183.19	-178.77	-1.06	-4.10	-7.723	t.a.
f_{yd} & f_{cd}	338.00	338.00	-338.00	-338.00	-18.81	-18.81	0.828	t.u.
tassi lavoro	0.820	0.828	0.813	0.793	0.085	0.327		

CONCIO APPOGGIO (V_{max})

a.1) Caratteristiche dei materiali impiegati

Acciaio S	355	N/mm ²
	γ_a	1.05
	f_{yd} (t<16 mm)	339 N/mm ²
	Norma Ref	NTC 2008
	E_a	210.000 N/mm ²
	G_a	80.769 N/mm ²
	α_a	0.00001

Cls R_{ck}	40	N/mm ²
	f_{ck}	33 N/mm ²
	γ_c	1.50
	f_{cd}	18.81 N/mm ²
	Norma Ref	NTC 2008
	E_c	33.643 N/mm ²
	G_c	14.018 N/mm ²
	ϵ_{sr}	273.0 E-06
	ϕ_{tr}	1.60
	n_{st}	6.2
	n_{lt}	16.2
	α_c	0.00001 /°C

a.2) Caratteristiche geometriche della sezione

Soletta	b_{eff}	3.500	mm
	h_c	300	mm
	h_p	50	mm

Ala inf	b_i	1.000	mm
	t_i	40	mm

Ala sup	b_s	1.000	mm
	t_s	25	mm

Anima	h_w	2.285	mm
	t_w	22	mm

a.3) Pesì dei materiali utilizzati

Acciaio	ρ_a	7850	kg/mc
---------	----------	-------------	-------

Cls	ρ_c	2500	kg/mc
-----	----------	-------------	-------

a.4) Sollecitazioni analisi elastica (coefficientate)

Fase 1	M_1	0.0	KNm
	N_1	0.0	KN
	V_1	1.595.0	KN

Fase 2	$\Delta M_{2,g}$	5.823.8	KNm
	$\Delta M_{2,q}$	2.019.9	KNm
	N_g	5.709.6	KN
	N_q	3.884.4	KN
	$\Delta N_{2,g}$	5.709.6	KN
	$\Delta N_{2,q}$	3.884.4	KN
	$\Delta V_{2,g}$	617.0	KN
	$\Delta V_{2,q}$	1.617.0	KN
	ΔV_2	2.234.0	KN

a.5) Sollecitazioni analisi plastica

Coeff	γ_G	1.0
	γ_Q	1.0

fattori di combinazione

Fase 1	M_{sd}	0.0	KNm
	N_{sd}	0.0	KN
	V_{sd}	1595.0	KN

Fase 2	M_{sd}	7843.7	KNm
	N_{sd}	9594.0	KN
	V_{sd}	3829.0	KN

Verifica tensioni ideali:

F	1.50
----------	-------------

	$\sigma_{d,s,inf}$	$\sigma_{d,s,inf,anima}$	$\sigma_{d,s,sup,anima}$	$\sigma_{d,s,sup}$	$\sigma_{d,c,inf}$	$\sigma_{d,c,sup}$	$\sigma_{d,c,rit}$	
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	
	14.49	132.57	-149.31	-70.82	3.11	2.06	-3.373	s.l.e.
	9.66	88.38	-99.54	-47.21	2.07	1.38	-2.249	t.a.
f_{yd} & f_{cd}	338.00	338.00	-338.00	-338.00	-18.81	-18.81	0.442	t.u.
tassi lavoro	0.043	0.392	0.442	0.210	-0.165	-0.110		

CONCIO INTERMEDIO (M_{max})

a.1) Caratteristiche dei materiali impiegati

Acciaio S	355	N/mm ²	
	γ_a	1.05	
	f_{yd} (t < 16 mm)	339	N/mm ²
	Norma Ref	NTC 2008	
	E_a	210.000	N/mm ²
	G_a	80.769	N/mm ²
	α_a	0.00001	

Cls R_{ck}	40	N/mm ²	
	f_{ck}	33	N/mm ²
	γ_c	1.50	
	f_{cd}	18.81	N/mm ²
	Norma Ref	NTC 2008	
	E_c	33.643	N/mm ²
	G_c	14.018	N/mm ²
	ϵ_{sr}	273.0	E-06
	ϕ_{tr}	1.60	
	n_{st}	6.2	
	n_{lt}	16.2	
	α_c	0.00001	/°C

a.2) Caratteristiche geometriche della sezione

Soletta	b_{eff}	3.500	mm
	h_c	300	mm
	h_p	50	mm

Ala inf	b_i	1.000	mm
	t_i	52	mm

Ala sup	b_s	1.000	mm
	t_s	34	mm

Anima	h_w	2.264	mm
	t_w	18	mm

a.3) Pesì dei materiali utilizzati

Acciaio	ρ_a	7850	kg/mc
---------	----------	-------------	-------

Cls	ρ_c	2500	kg/mc
-----	----------	-------------	-------

a.4) Sollecitazioni analisi elastica (coefficientate)

Fase 1	M_1	17.720.0	KNm
	N_1	0.0	KN
	V_1	510.0	KN

Fase 2	$\Delta M_{2,g}$	12.413.8	KNm
	$\Delta M_{2,q}$	21.919.9	KNm
	N_g	5.709.6	KN
	N_q	3.884.4	KN
	$\Delta N_{2,g}$	5.709.6	KN
	$\Delta N_{2,q}$	3.884.4	KN
	$\Delta V_{2,g}$	189.0	KN
	$\Delta V_{2,q}$	870.0	KN
	ΔV_2	1.059.0	KN

a.5) Sollecitazioni analisi plastica

Coeff	γ_G	1.0
	γ_Q	1.0

fattori di combinazione

Fase 1	M_{sd}	17720.0	KNm
	N_{sd}	0.0	KN
	V_{sd}	510.0	KN

Fase 2	M_{sd}	52053.7	KNm
	N_{sd}	9594.0	KN
	V_{sd}	1569.0	KN

Verifica tensioni ideali:

F	1.50
----------	-------------

	$\sigma_{d,s,inf}$	$\sigma_{d,s,inf,anima}$	$\sigma_{d,s,sup,anima}$	$\sigma_{d,s,sup}$	$\sigma_{d,c,inf}$	$\sigma_{d,c,sup}$	$\sigma_{d,c,rit}$	
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	
	318.61	312.04	-302.81	-304.38	-2.90	-8.17	-13.606	s.l.e.
	212.41	208.02	-201.87	-202.92	-1.93	-5.45	-9.071	t.a.
f_{yd} & f_{cd}	338.00	338.00	-338.00	-338.00	-18.81	-18.81	0.943	t.u.
tassi lavoro	0.943	0.923	0.896	0.901	0.154	0.434		

CONCIO MEZZERIA (M_{max})

a.1) Caratteristiche dei materiali impiegati

Acciaio S	355	N/mm ²	
	γ_a	1.05	
	f_{yd} (t<16 mm)	339	N/mm ²
	Norma Ref	NTC 2008	
	E_a	210.000	N/mm ²
	G_a	80.769	N/mm ²
	α_a	0.00001	

Cls R_{ck}	40	N/mm ²	
	f_{ck}	33	N/mm ²
	γ_c	1.50	
	f_{cd}	18.81	N/mm ²
	Norma Ref	NTC 2008	
	E_c	33.643	N/mm ²
	G_c	14.018	N/mm ²
	ϵ_{sr}	273.0	E-06
	ϕ_{tr}	1.60	
	n_{st}	6.2	
	n_{lt}	16.2	
	α_c	0.00001	/°C

a.2) Caratteristiche geometriche della sezione

Soletta	b_{eff}	3.500	mm
	h_c	300	mm
	h_p	50	mm

Ala inf	b_i	1.000	mm
	t_i	60	mm

Ala sup	b_s	1.000	mm
	t_s	36	mm

Anima	h_w	2.254	mm
	t_w	18	mm

a.3) Pesì dei materiali utilizzati

Acciaio	ρ_a	7850	kg/mc
---------	----------	-------------	-------

Cls	ρ_c	2500	kg/mc
-----	----------	-------------	-------

a.4) Sollecitazioni analisi elastica (coefficientate)

Fase 1	M_1	19.830.0	KNm
	N_1	0.0	KN
	V_1	0.0	KN

Fase 2	$\Delta M_{2,g}$	13.203.8	KNm
	$\Delta M_{2,q}$	24.519.9	KNm
	N_g	5.709.6	KN
	N_q	3.884.4	KN
	$\Delta N_{2,g}$	5.709.6	KN
	$\Delta N_{2,q}$	3.884.4	KN
	$\Delta V_{2,g}$	0.0	KN
	$\Delta V_{2,q}$	0.0	KN
	ΔV_2	0.0	KN

a.5) Sollecitazioni analisi plastica

Coeff	γ_G	1.0
	γ_Q	1.0

fattori di combinazione

Fase 1	M_{sd}	19830.0	KNm
	N_{sd}	0.0	KN
	V_{sd}	0.0	KN

Fase 2	M_{sd}	57553.7	KNm
	N_{sd}	9594.0	KN
	V_{sd}	0.0	KN

Verifica tensioni ideali:

F	1.50
----------	-------------

	$\sigma_{d,s,inf}$	$\sigma_{d,s,inf,anima}$	$\sigma_{d,s,sup,anima}$	$\sigma_{d,s,sup}$	$\sigma_{d,c,inf}$	$\sigma_{d,c,sup}$	$\sigma_{d,c,rit}$	
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	
	317.07	300.79	-310.88	-320.65	-3.56	-8.93	-14.371	s.l.e.
	211.38	200.53	-207.26	-213.77	-2.38	-5.96	-9.581	t.a.
f_{yd} & f_{cd}	338.00	338.00	-338.00	-338.00	-18.81	-18.81	0.949	t.u.
tassi lavoro	0.938	0.890	0.920	0.949	0.189	0.475		

8.1.2 Verifiche di stabilità dei pannelli d'anima

Le anime delle travi sono soggette, oltre che a tensioni tangenziali, a sforzi normali con distribuzione non uniforme, che comprimono la parte superiore o inferiore del piatto d'anima nel caso di sezioni soggette rispettivamente a momento positivo o negativo. Ciò può far insorgere fenomeni di instabilità locali nelle parti di pannello d'anima non irrigidite (al di sopra e al di sotto dell'unico irrigidente longitudinale presente), ma anche un'instabilità globale del pannello irrigidito (instabilità che coinvolge perciò anche l'irrigidente).

Il "metodo delle tensioni ridotte" (EN 1993-1-5, Sezione 10 e Annex B) consente di valutare contemporaneamente tutte le tensioni agenti sulla lastra (normali e tangenziali). Come anticipato in precedenza, è un approccio cautelativo perché fa coincidere la resistenza della sezione con il raggiungimento della tensione massima di progetto anche in un unico punto della stessa.

Tale metodo richiede di valutare il coefficiente moltiplicativo minimo α_{cr} dello stato tensionale di progetto, agente nella sezione, che determini l'instabilità del piatto. Si assume che il piatto d'anima sia incernierato in corrispondenza dei 4 lati perimetrali, coincidenti con l'innesto delle piattabande superiori e inferiori ($b = 2285$ mm) e con i diaframmi intermedi ($a = 4500$ mm).

A questo scopo viene utilizzato il software EB Plate, sviluppato da CTICM, che consente il calcolo della tensione critica per piastre caricate nel proprio piano, attraverso il metodo agli elementi finiti. Sulla base dell'amplificatore minimo α_{cr} si ricava una snellezza, che a sua volta fornisce il coefficiente riduttivo di resistenza ρ .

La verifica risulta soddisfatta se:

$$\frac{\rho \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1$$

essendo $\alpha_{ult,k}$ il moltiplicatore dello stato tensionale necessario a raggiungere la tensione di snervamento nella fibra più sollecitata.

Per garantire il soddisfacimento della verifica è necessario introdurre un irrigidente longitudinale, nella parte compressa dell'anima, al fine di aumentare il coefficiente moltiplicativo e di conseguenza rendere unitario il coefficiente ρ . Le figure seguenti mostrano a titolo esemplificativo la geometria di una delle piastre analizzate, lo schema di vincolo (cerniere sui 4 lati), la posizione degli irrigidenti e la distribuzione di sforzi applicata.

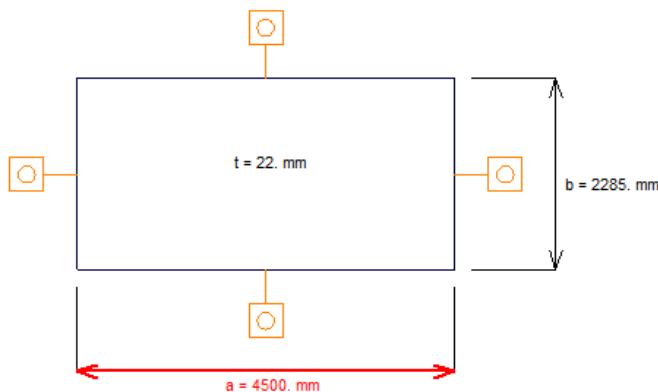


Figura 15: Geometria della piastra e schema di vincolo implementato nel modello

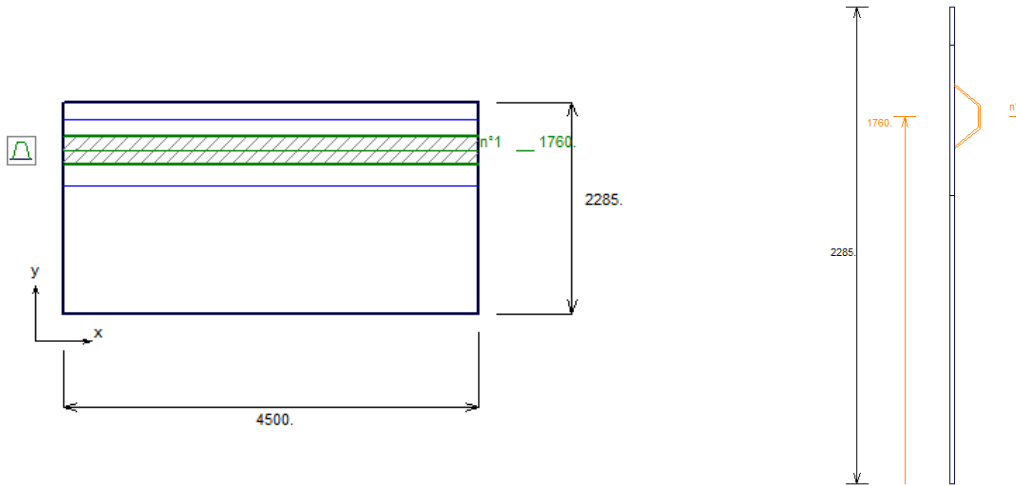


Figura 16: Geometria e posizione dell'irrigidente implementato nel modello

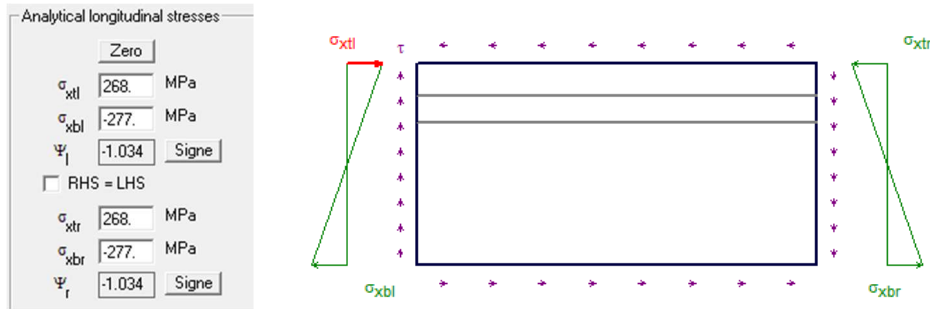
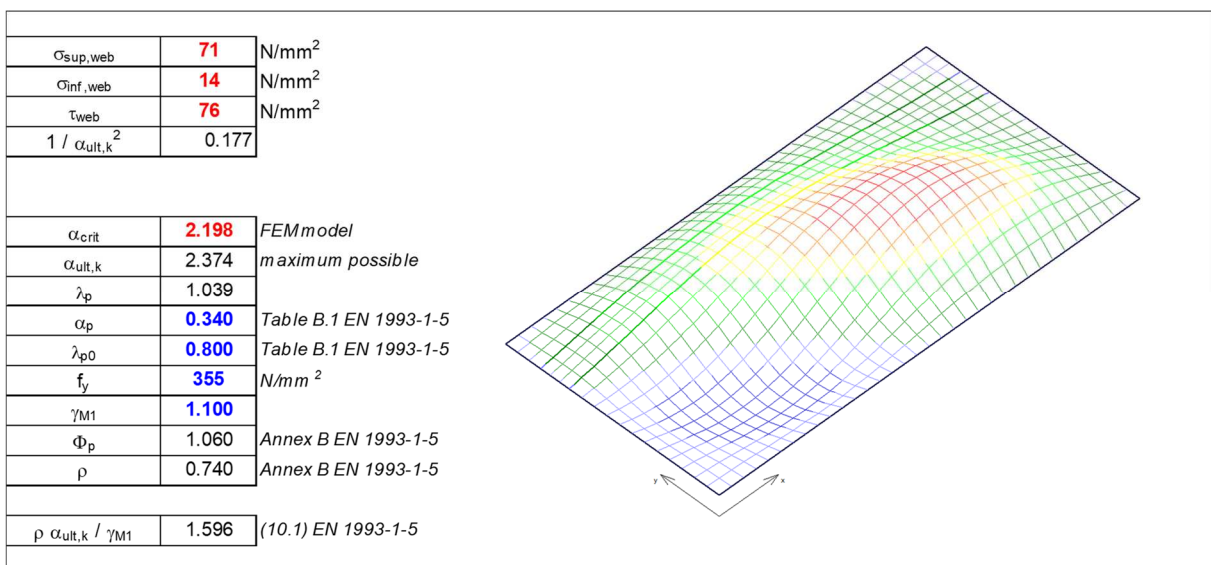


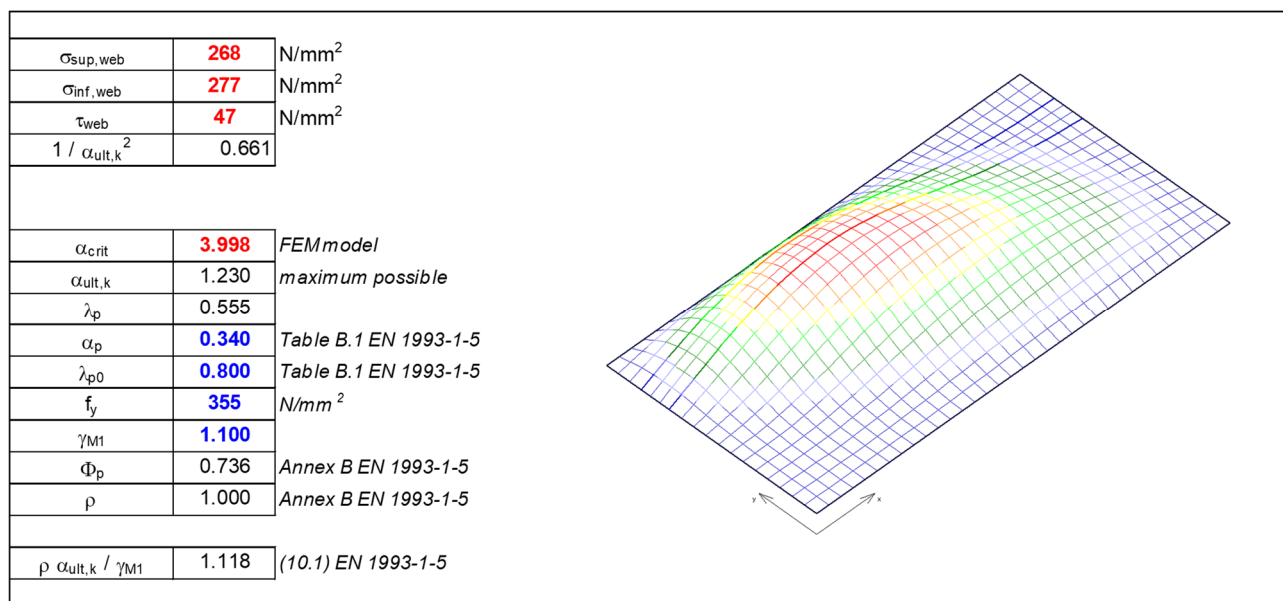
Figura 17: Pressioni applicate alla piastra modellata

Di seguito si riportano le verifiche condotte sui pannelli maggiormente sollecitati.

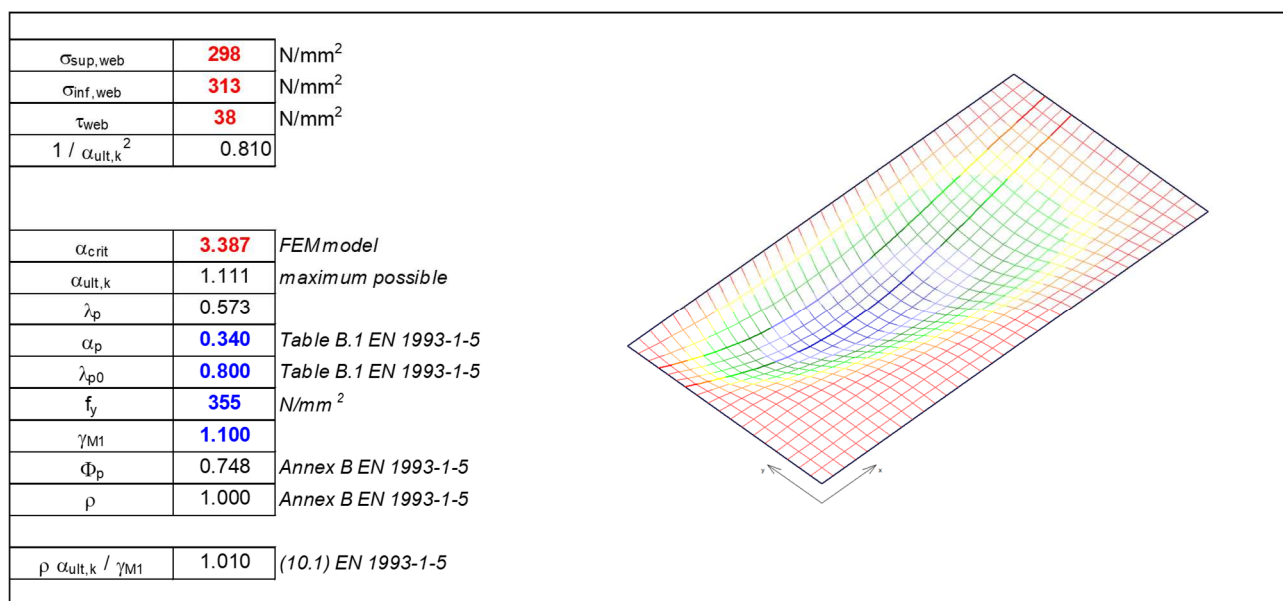
CONCIO APPOGGIO (V_{max})



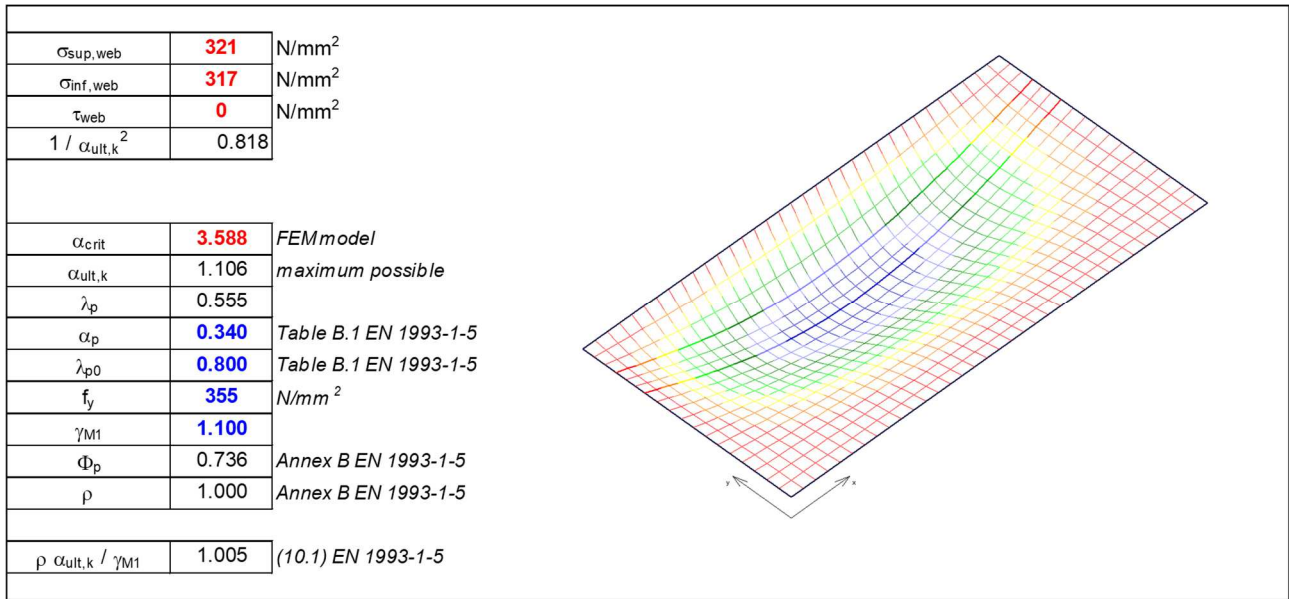
CONCIO APPOGGIO (M_{max})



CONCIO INTERMEDIO (M_{max})



CONCIO MEZZERIA (M_{max})



8.1.3 Verifiche a fatica

Di seguito di riportano le verifiche a fatica a vita illimitata in osservanza delle prescrizioni contenute in DM08 sezione 4.2.4.1.4. Nello specifico sono stati analizzati i principali dettagli strutturali riportati nelle tabelle seguenti.



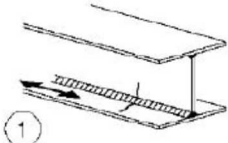
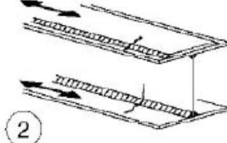

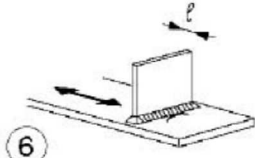
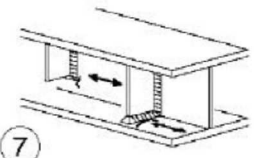
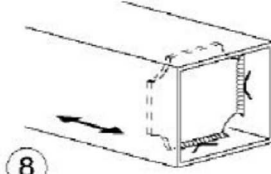
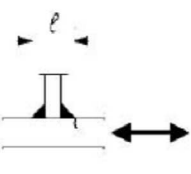
Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
140 125 ⁽¹⁾		Lamiere tagliate con gas o meccanicamente 4) Taglio a gas automatico o taglio meccanico e successiva eliminazione delle tracce del taglio	4) Tutti i segni visibili di intaglio sui bordi devono essere eliminati. Le aree di taglio devono essere lavorate a macchina. Graffi e scalfitture di lavorazione devono essere paralleli agli sforzi.
125 112 ⁽¹⁾		5) Taglio a gas manuale o taglio a gas automatico con tracce del taglio regolari e superficiali e successiva eliminazione di tutti i difetti dei bordi	4) e 5) Angoli rientranti devono essere raccordati con pendenza $\leq 1:4$, in caso contrario occorre impiegare opportuni fattori di concentrazione degli sforzi. Non sono ammesse riparazioni mediante saldatura
125	 	Saldatura longitudinali continue 1) Saldatura automatica a piena penetrazione effettuata da entrambi i lati 2) Saldatura automatica a cordoni d'angolo. Le parti terminali dei piattoli di rinforzo devono essere verificate considerando i dettagli 5) e 6) della tabella C4.2.XXI	1) e 2) Non sono consentite interruzioni/riprese, a meno che la riparazione sia eseguita da un tecnico qualificato e siano eseguiti controlli atti a verificare la corretta esecuzione della riparazione
125 (a) 112 (b) 90 (c)		10) Saldatura longitudinale a piena penetrazione	(a) Entrambe le facce molate in direzione degli sforzi e controlli non distruttivi al 100% (b) Come saldata, assenza di interruzioni/riprese (c) Con interruzioni/riprese
80 (a) 71 (b)	   	Attacchi trasversali 6) Saldati a una piastra 7) Nervature verticali saldate a un profilo o a una trave composta 8) Diagrammi di travi a cassone composte, saldati all'anima o alla piattabanda (a) $l \leq 50$ mm (b) $50 < l \leq 80$ mm Le classi sono valide anche per nervature anulari	6) e 7) Le parti terminali delle saldature devono essere molate accuratamente per eliminare tutte le rientranze presenti 7) Se la nervatura termina nell'anima, $\Delta\sigma$ deve essere calcolato usando le tensioni principali

Tabella 5 – Dettagli costruttivi

Le analisi effettuate dimostrano come il dettaglio n. 7 rappresentativo dei piatti saldati ad ali ed anima delle travi principali risulti il più gravoso al fine delle verifiche a fatica.

Di seguito se ne riportano le verifiche a fatica a vita illimitata con ai concetti di appoggio, intermedio e mezzzeria.

Si impiega il metodo dei coefficienti lambda per il quale le EN 1993-2 prescrivono che si adotti il modello di carico LM3 definito alla sezione 5.3.5.

Le verifiche risultano soddisfatte.

		METODO LAMBDA														
Concio	Dettaglio	$\Delta\sigma_c$ [MPa]	L [m]	λ_1 [-]	λ_2 [-]	λ_3 [-]	λ_4 [-]	λ [-]	λ_{max} [-]	γ_{ff} [-]	γ_{mf} [-]	$\Delta\sigma(LM3)$ [MPa]	$\gamma_{ff} \Delta\sigma_{E,2}$ [MPa]	$\Delta\sigma_c / \gamma_{mf}$ [MPa]	$(\gamma_{ff} \Delta\sigma_{E,2}) / (\Delta\sigma_c / \gamma_{mf})$ [-]	Verifica
Appoggio	Piatti saldati su trave principale	80.00	50.78	2.14	0.85	1.00	2	3.63	2.00	1.00	1.35	20.94	41.88	59.26	0.71	SI
Intermedio	Piatti saldati su trave principale	80.00	50.78	2.14	0.85	1.00	2	3.63	2.00	1.00	1.35	25.70	51.40	59.26	0.87	SI
Mezzzeria	Piatti saldati su trave principale	80.00	50.78	2.14	0.85	1.00	2	3.63	2.00	1.00	1.35	25.10	50.20	59.26	0.85	SI

Tabella 6 – Verifiche a fatica

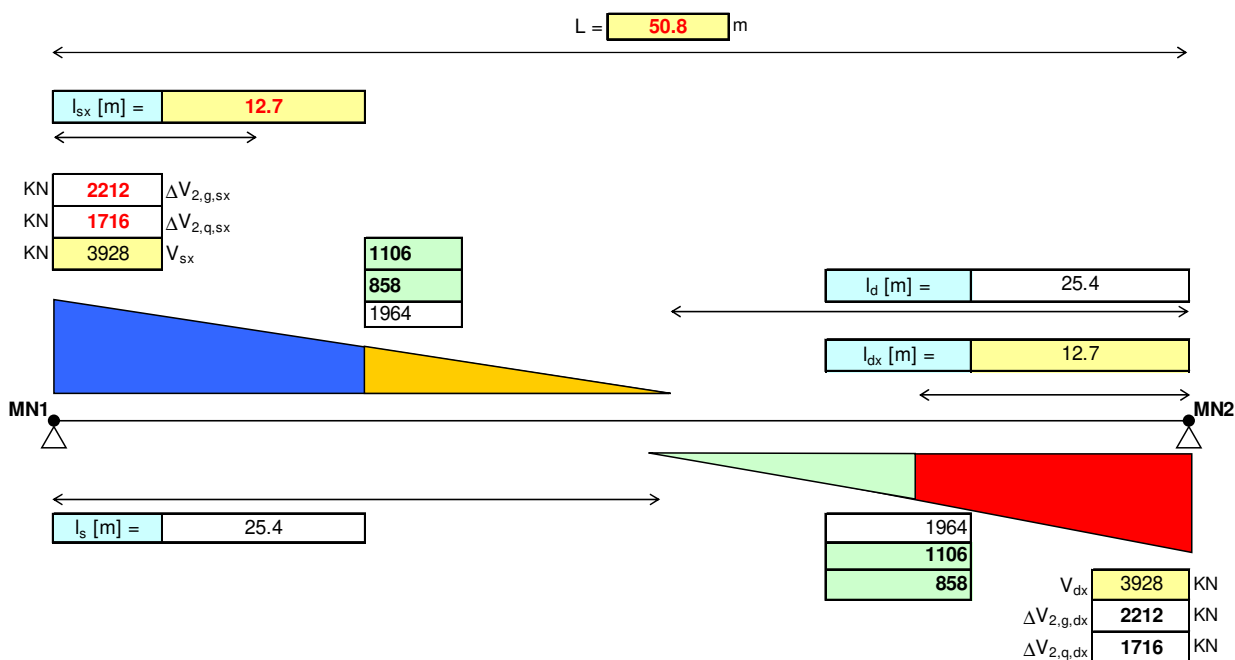
8.1.4 Verifiche dei connettori di collegamento allo SLU

Al fine di garantire la trasmissione delle mutue azioni fra acciaio e calcestruzzo si impiegano pioli Nelson aventi diametro pari a 22 mm. In ragione della snellezza locale dei piatti costituenti le sezioni si opera adottando un approccio di tipo elastico. Il calcolo è stato sviluppato con riferimento ad un andamento simmetrico del diagramma del taglio settato sul massimo sforzo.

Tratto d'estremità

A. AZIONI SOLLECITANTI di PROGETTO

Viene analizzata la singola campata della travata in esame per definire la disposizione ideale dei connettori



B. CARATTERISTICHE della CONNESSIONE

Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo di soletta:

Cls R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	34	N/mm ²
γ_c	1.50	
f_{cd}	19.27	N/mm ²
E_{cm}	36.050	N/mm ²

Si ipotizza una connessione a completo ripristino di resistenza:

Pioli	Nelson		
f_u	450	N/mm ²	<i>resistenza compatibile</i>
t_{min}	11	mm	<i>minimo spessore della lamiera compatibile con il connettore</i>
d_{pl}	22	mm	<i>diametro dei connettori</i>
$h_{pl,min}$	88	mm	<i>minima altezza per connettore duttile</i>
h_{min}	66	mm	<i>minima altezza per connettore</i>
h_{pl}	200	mm	<i>altezza adottata per il connettore</i>
	duttile		

Determinazione della resistenza della connessione:

P_{Rd}	87.54	KN	
k_d	0.80		<i>coefficiente di penalizzazione per effetti dinamici</i>
k_l	1.00		<i>coefficiente riduttivo (solo in presenza di lamiera grecata)</i>
β	1.00		<i>coefficiente riduttivo in zona tesa fessurata</i>
N_{fila}	3		<i>numero di connettori su di una fila</i>
$P_{Rd,tot}$	263	KN	

Momenti statici a breve e lungo termine per sezione interamente reagente:

S_q^*	114.075.000	mm ³	114.075.000	mm ³
S_g^*	52.909.000	mm ³	52.909.000	mm ³
J_q	304.723.160.000	mm ⁴	304.723.160.000	mm ⁴
J_g	209.968.680.000	mm ⁴	209.968.680.000	mm ⁴
A_s	126.700	mm ²	126.700	mm ²
$A_{id,q}$	307.000	mm ²	307.000	mm ²
$A_{id,g}$	174.200	mm ²	174.200	mm ²

Infittimento SX

N_{term}	6.474	kN
N_{rit}	0	kN
b_{eff}	3.500	mm
L_{trave}	51.800	mm
b	1750	mm
K	0.0030	mm ² / N
I_s	5136	mm
$\Delta q_{sd,rit}$	1041	N/mm
$q_{sd,sx}$	2240	N/mm
i_{sx}	100	mm
<i>verificato</i>		
<i>s.l.u.</i>	<i>s.l.e.</i>	
0.85	0.57	

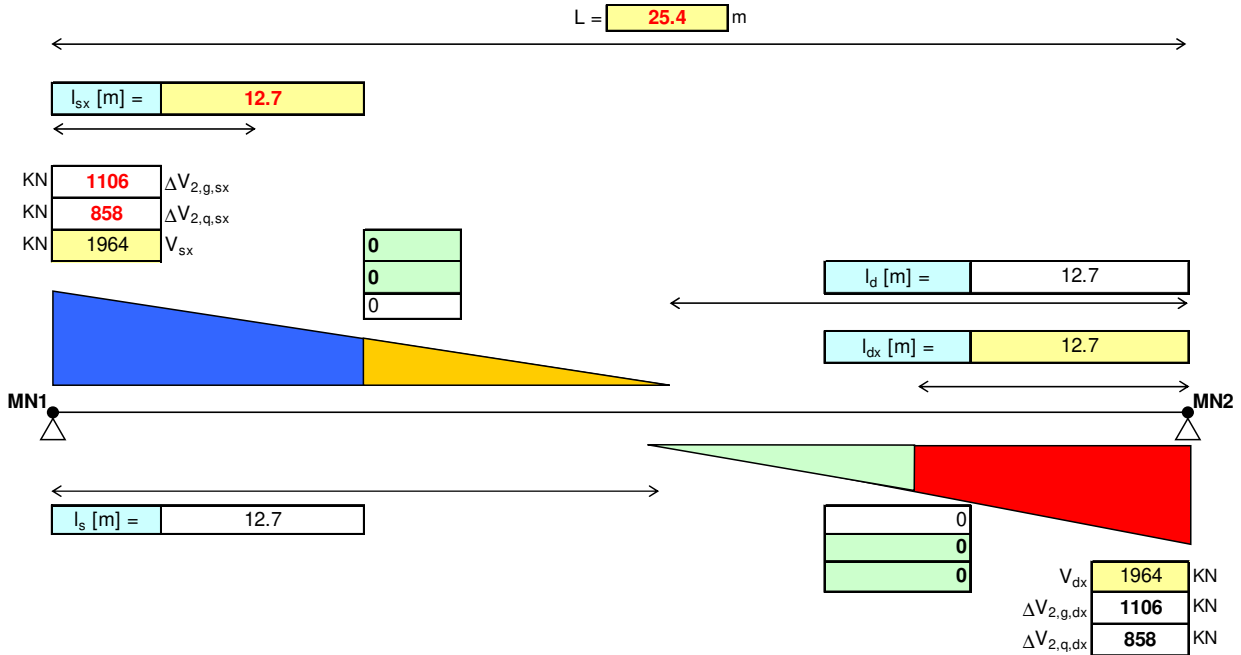
Infittimento DX

$N_{term\&rit}$	6474	kN
N_{rit}	0	kN
b_{eff}	3500	mm
L_{trave}	51800	mm
b	1750	mm
K	0.003	mm ² / N
I_s	5136	mm
$\Delta q_{sd,rit}$	1040.52847	N/mm
$q_{sd,sx}$	2240	N/mm
i_{sx}	100	mm
<i>verificato</i>		
<i>s.l.u.</i>	<i>s.l.e.</i>	
0.85	0.57	

Tratto intermedio

A. AZIONI SOLLECITANTI di PROGETTO

Viene analizzata la singola campata della travata in esame per definire la disposizione ideale dei connettori



B. CARATTERISTICHE della CONNESSIONE

Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo di soletta:

Cls R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	34	N/mm ²
γ_c	1.50	
f_{cd}	19.27	N/mm ²
E_{cm}	36.050	N/mm ²

Si ipotizza una connessione a completo ripristino di resistenza:

Pioli	Nelson	
f_u	450	N/mm ²
t_{min}	11	mm
d_{pl}	22	mm
$h_{pl,min}$	88	mm
h_{min}	66	mm
h_{pl}	200	mm
	duttili	

resistenza compatibile

minimo spessore della lamiera compatibile con il connettore

diametro dei connettori

minima altezza per connettore duttile

minima altezza per connettore

altezza adottata per il connettore

Determinazione della resistenza della connessione:

P_{Rd}	87.54	KN
k_d	0.80	
k_l	1.00	
β	1.00	
N_{fila}	3	
$P_{Rd,tot}$	263	KN

coefficiente di penalizzazione per effetti dinamici

coefficiente riduttivo (solo in presenza di lamiera grecata)

coefficiente riduttivo in zona tesa fessurata

numero di connettori su di una fila

Momenti statici a breve e lungo termine per sezione interamente reagente:

S_q^*	114.075.000	mm ³	114.075.000	mm ³
S_g^*	52.909.000	mm ³	52.909.000	mm ³
J_q	304.723.160.000	mm ⁴	304.723.160.000	mm ⁴
J_g	209.968.680.000	mm ⁴	209.968.680.000	mm ⁴
A_s	126.700	mm ²	126.700	mm ²
$A_{id,q}$	307.000	mm ²	307.000	mm ²
$A_{id,g}$	174.200	mm ²	174.200	mm ²

Infittimento SX

N_{term}	0	kN
N_{rit}	0	kN
b_{eff}	3.500	mm
L_{trave}	51.800	mm
b	1750	mm
K	0.0030	mm ² /N
I_s	5136	mm
$\Delta q_{sd,rit}$	0	N/mm
$q_{sd,sx}$	600	N/mm
i_{sx}	300	mm
<i>verificato</i>		
<i>s.l.u.</i>	<i>s.l.e.</i>	
0.69	0.46	

Infittimento DX

$N_{term\&rit}$	0	kN
N_{rit}	0	kN
b_{eff}	3500	mm
L_{trave}	51800	mm
b	1750	mm
K	0.003	mm ² /N
I_s	5136	mm
$\Delta q_{sd,rit}$	0	N/mm
$q_{sd,sx}$	600	N/mm
i_{sx}	300	mm
<i>verificato</i>		
<i>s.l.u.</i>	<i>s.l.e.</i>	
0.69	0.46	

8.1.5 Deformabilità e contromonta

Si analizza la risposta della struttura in termini deformativi andando a definire le contromonte da assegnare alle travi principali. Le frecce massime in combinazione SLE rara sono sintetizzate nella seguente tabella.

FRECCE MASSIME [mm]		CAMPATA
FASE	I	150
	II	31
	III	66

Tabella 7 – Frecce massime

Di seguito si riportano le deformate in combinazione SLE rara.

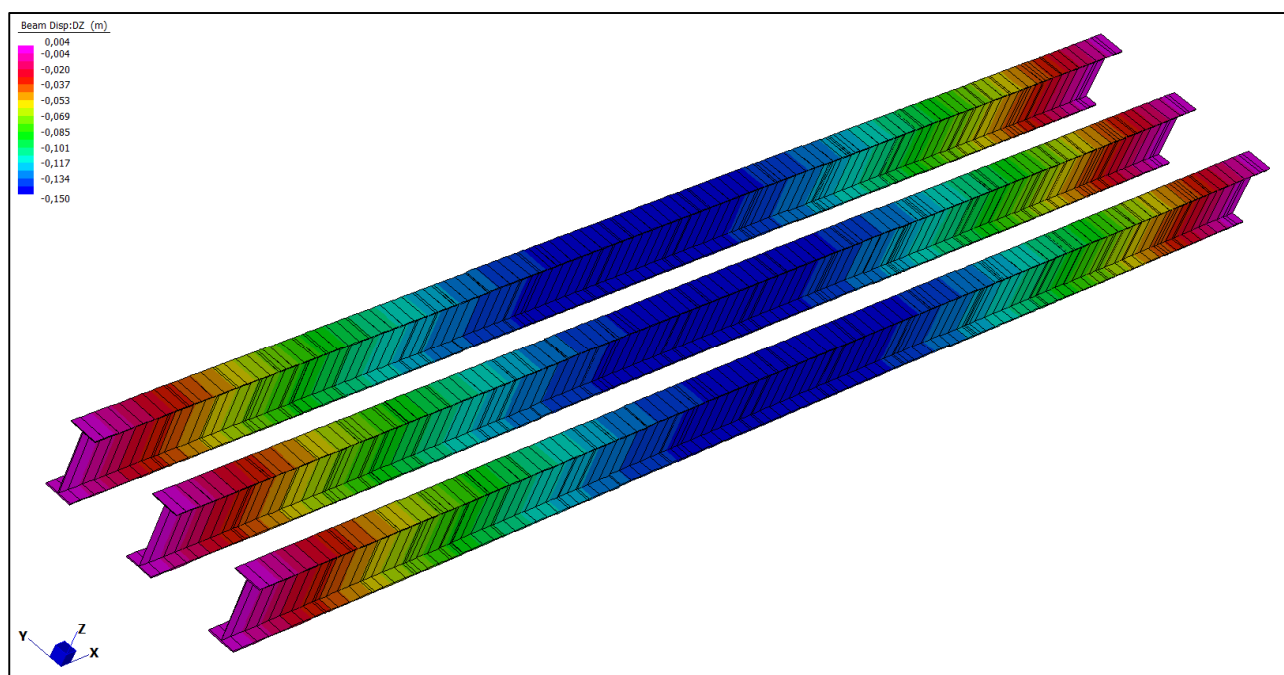


Figura 18 – Fase 1 - deformata SLE rara

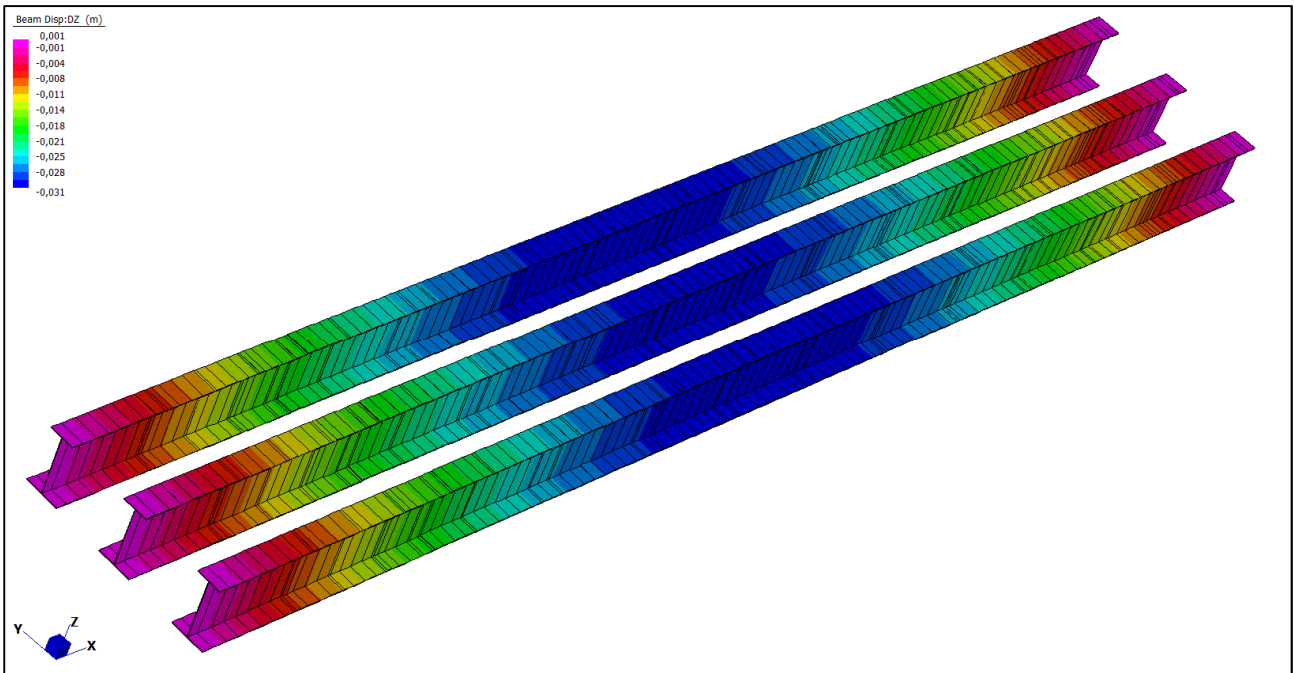


Figura 19 – Fase 2 - deformata SLE rara

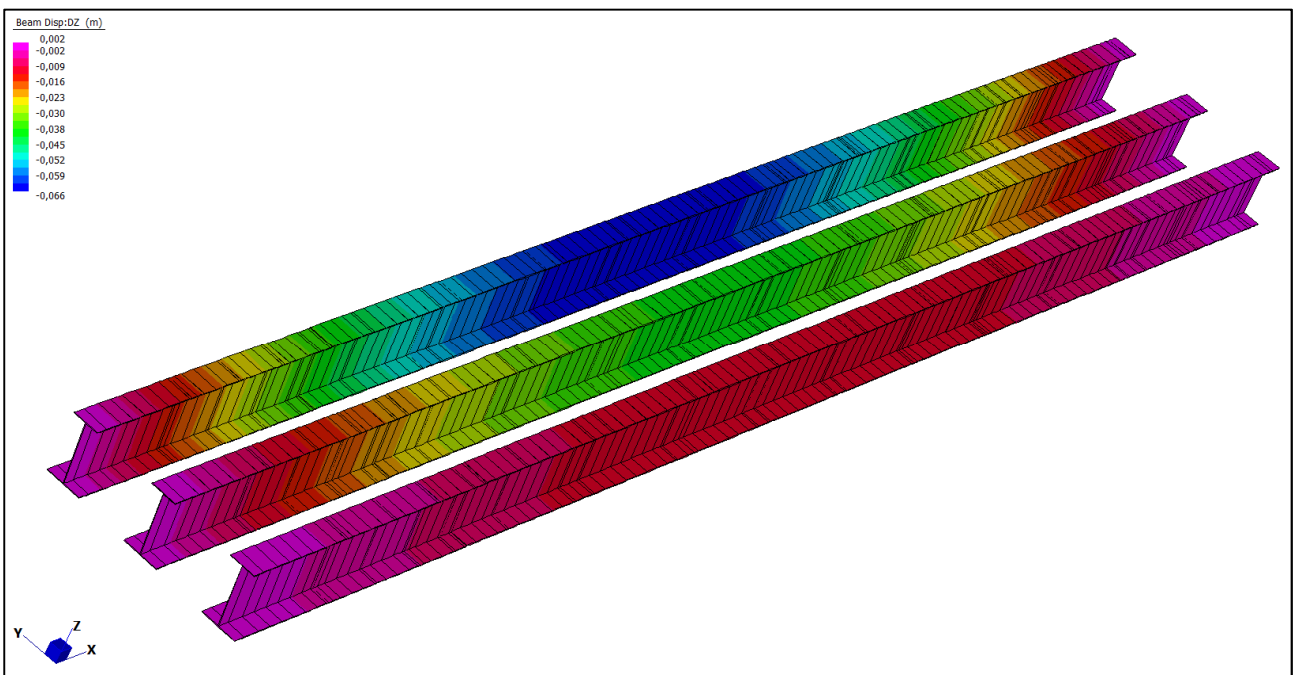


Figura 20 – Fase 3 - deformata SLE rara

Con riferimento alle frecce dovute ai soli carichi da traffico veicolare (fase 3) sono stati estrapolati i valori relativi ad ogni singola trave principale:

FRECCHE MASSIME Fase 3 [mm]		CAMPATA	f/L
TRAVE	T1	66	1/769
	T2	39	1/1302
	T3	12	1/4231

Tabella 8 – Frecce massime da traffico veicolare

La contromonta viene definita in maniera tale da compensare la totalità dei carichi permanenti ed il 20% dei carichi variabili. Si ha quindi:

$$f_{perm} = 150 + 31 = 181 \text{ mm}$$

$$f_{var} = 66 \text{ mm}$$

$$\text{Contromonta} = 181 + 0.20 \times 66 = 194 \text{ mm} \rightarrow \text{Si assumono } 200 \text{ mm.}$$

8.2 Traversi reticolari

Al fine di garantire un'adeguata ripartizione delle sollecitazioni fra le travi principali composte, si realizzano dei traversi reticolari disposti lungo l'asse longitudinale del ponte. Le membrature dei medesimi sono realizzate con angolari accoppiati che reagiscono in semplice compressione e trazione. In ragione della snellezza dei medesimi le verifiche dimensionanti sono quelle ad instabilità. Si riporta di seguito la verifica del corrente maggiormente compresso.

VERIFICA A INSTABILITA' angolare accoppiato 120x10						
curva d' instabilità B						
N _{Ed} [kN]						
230.000						
f _y [N/mm ²]	E [N/mm ²]	γ _{M1}				
355.000	210000.000	1.050				
A [mm ²]						
4640.000						
I _{min} [mm ⁴]						
6258000.000						
L _{cr} [m]	N _{cr} [kN]	λ _s	α	Φ	χ	N _{b,Rd} [kN]
3.540	1035.018	1.262	0.340	1.476	0.446	699.466
Tasso di lavoro						
0.329						
VERIFICATO						

9 VERIFICA SOLETTA

9.1 Verifica in fase di getto

Di seguito si riporta il calcolo e la verifica delle dalle prefabbricate.

GEOMETRIA				MATERIALI				
L_{dalla} [mm]	2650	Luce dalla		CALCESTRUZZO		ACCIAIO		
s_d [mm]	50	Spessore dalla		f_{ck} [N/mm ²]	45.00	f_{yk} [N/mm ²]	450	
h_{sez} [mm]	350	Altezza sezione finita		R_{ck} [N/mm ²]	55.00	E_s [N/mm ²]	210000	
i_l [mm]	500	Interasse traliccio		E_{cm} [N/mm ²]	36283	γ_s	1.15	
i_s [mm]	200	Interasse staffe		E_{fess} [N/mm ²]	12094	f_{yd} [N/mm ²]	391.30	
h_i [mm]	200	Altezza traliccio		n_{fess}	17.36			
b_l [mm]	100	Larghezza traliccio						
TRALICCIO				CARICO				
CORRENTE INF.		CORRENTE SUP.		STAFFE		γ_{CA} [kN/m ³]	25.00	
N_{barre}	2	N_{barre}	1	ϕ_{barre} [mm]	8	$\gamma_{a,SLU}$	1.35	
ϕ_{barre} [mm]	8	ϕ_{barre} [mm]	12	A_s [mm ²]	50	q_{SLE} [kN/m ²]	8.75	
A_s [mm ²]	101	A_s [mm ²]	113	$N_{\phi 8}$	0	q_{SLU} [kN/m ²]	11.81	
A_c [mm ²]	25000.00							
$A_{id,s}$ [mm ²]	1540.34							
SOLLECITAZIONI IN MEZZERIA				VERIFICA RESISTENZA STAFFA ALL'APPOGGIO				
M_{Ed} [kNm]	5.18	Momento flettente		L_s [mm]	229	Lunghezza staffa		
N_{Ed} [kN]	25.92	Azione assiale correnti		α [°]	29.21	Angolo di proiezione		
VERIFICA RESISTENZA CORRENTE SUP.				V_{Ed} [kN]	7.83	Azione tagliante		
σ_{Ed} [N/mm ²]	229.21	Sigma in compressione		N_{Ed} [kN]	4.48	Azione assiale di compressione		
T.L.	0.59	Tasso di lavoro <1		σ_{Ed} [N/mm ²]	89.18	Sigma in compressione		
VERIFICA RESISTENZA CORRENTE INF.				T.L.	0.23	Tasso di lavoro <1		
σ_{Ed} [N/mm ²]	257.86	Sigma in trazione						
T.L.	0.66	Tasso di lavoro <1						
INSTABILITA' CORRENTE SUP.		INSTABILITA' STAFFE		VERIFICA A DEFORMABILITA'				
N_{Ed} [kN]		N_{Ed} [kN]		γ_G [mm]	14	Geometria traliccio		
25.92		4.48		γ_{cs} [mm]	186			
				γ_{ci} [mm]	14			
E_s [N/mm ²]	γ_{M1}	f_y [N/mm ²]	E_s [N/mm ²]	γ_{M1}	f_y [N/mm ²]	J_t [mm ⁴]	4214453	Mom. inerzia
210000	1.05	450.00	210000	1.05	450.00	f_{max} [mm]	3.2	Freccia max.
						L / f_{max}	835	Rapporto L/f
A [mm ²]	I_{min} [mm ⁴]	L_{cr} [m]	A [mm ²]	I_{min} [mm ⁴]	L_{cr} [m]			
113	1018	0.20	50	201	0.229			
α (Curva C)	N_{cr} [kN]	λ_s	α (Curva C)	N_{cr} [kN]	λ_s			
0.49	52.74	0.98	0.49	7.94	1.69			
Φ	X	$N_{b,Rd}$ [kN]	Φ	X	$N_{b,Rd}$ [kN]			
1.17	0.55	26.67	2.29	0.26	5.62			
T.L.			T.L.					
0.97	VERIFICATO		0.80	VERIFICATO				

9.2 Verifica in fase di esercizio

Il calcolo delle sollecitazioni nella soletta di impalcato si effettua modellando la medesima come trave continua di sezione 100x35 cm² (larghezza unitaria), semplicemente appoggiata in corrispondenza delle anime delle travi.

Le immagini seguenti mostrano la geometria della soletta e il relativo modello FEM sviluppato.

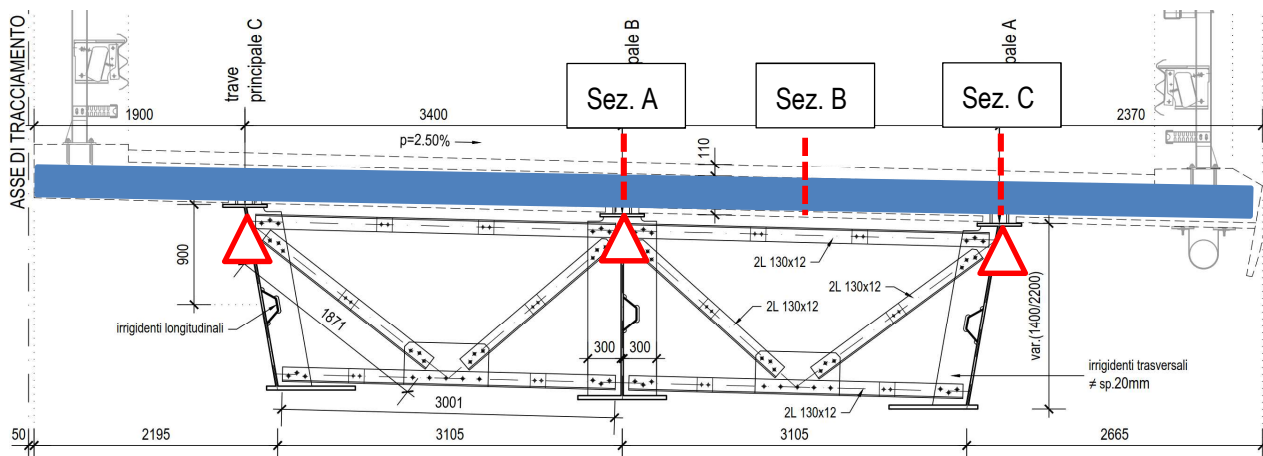


Figura 21 – Geometria della soletta con individuazione delle sezioni di verifica

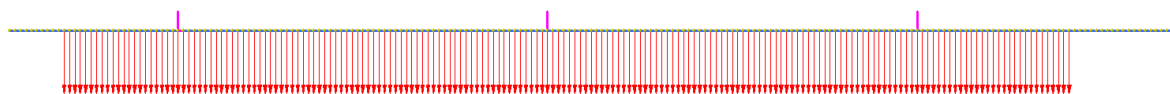


Figura 22 – Modello FEM della soletta con applicazione del peso della pavimentazione

Il modello è stato caricato con le azioni permanenti del peso della soletta, della pavimentazione e dei ringrossi laterali.

La soletta è interessata dai carichi variabili da traffico veicolare coerenti agli schemi di carico 1 e 2 descritti nel DM08 alla sezione 5.1.3.3.5: per lo schema 1 si è contemplata la possibilità di avere sia una che due corsie caricate, mentre per lo schema 2, impiegato per la valutazione degli effetti locali, si è considerata la possibilità di una o due impronte di carico. I carichi da traffico veicolare sono implementati nel modello di calcolo FEM come azioni mobili "Load Path": si definisce la configurazione del carico ed il percorso geometrico seguito dal medesimo lungo le corsie convenzionali dell'impalcato. Il software, previa definizione delle linee di influenza, determina di volta in volta la disposizione dei carichi che massimizza le sollecitazioni nelle sezioni oggetto di analisi.

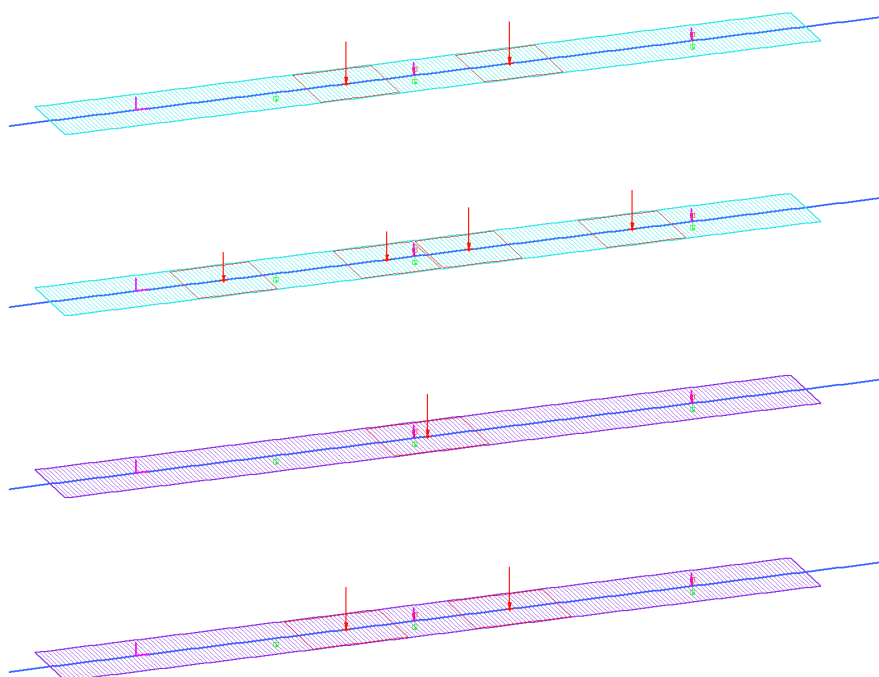


Figura 23 – Modello FEM: applicazione delle azioni mobili come “Load Path”: impronta di carico e lunghezza di applicazione

Si considerano infine i carichi da urto sulle barriere in accordo a quanto specificato al paragrafo 5.3.4.

In Figura 24 è mostrato l'involuppo delle sollecitazioni del momento flettente SLU ottenuto considerando tutte le posizioni dei carichi viaggianti. In Figura 25 è invece mostrato il diagramma del momento generato dall'azione di urto sulle barriere (combinazione eccezionale).

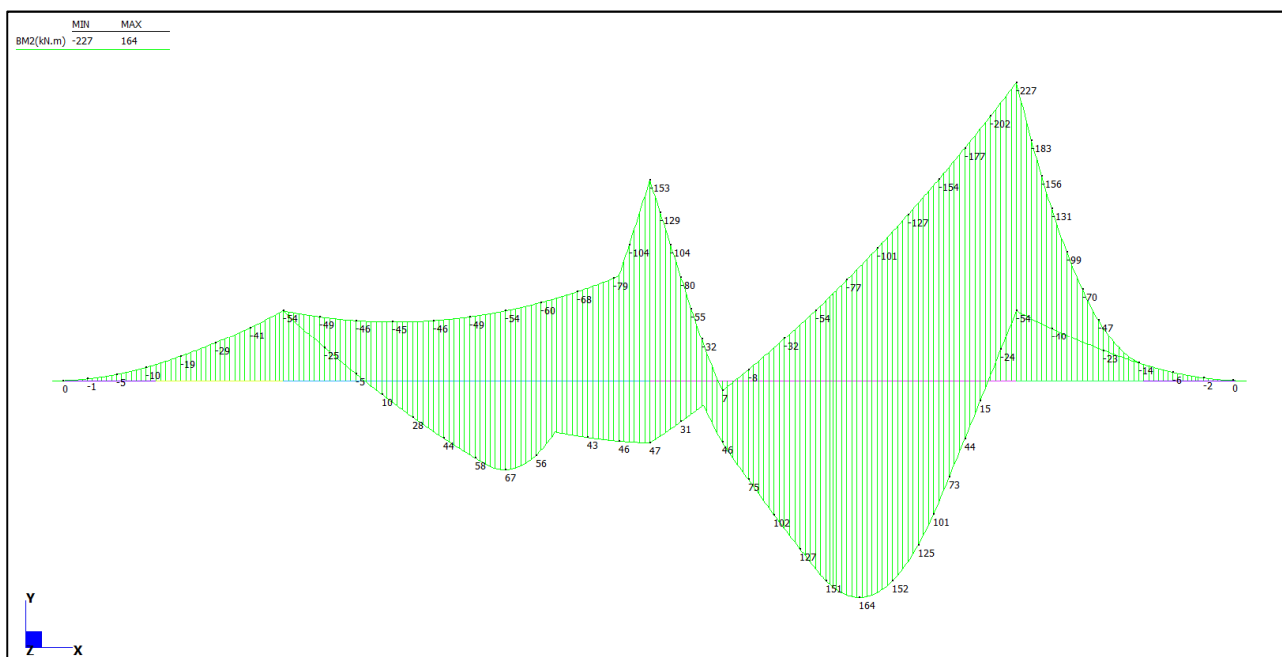


Figura 24 – SLU: involuppo del momento flettente

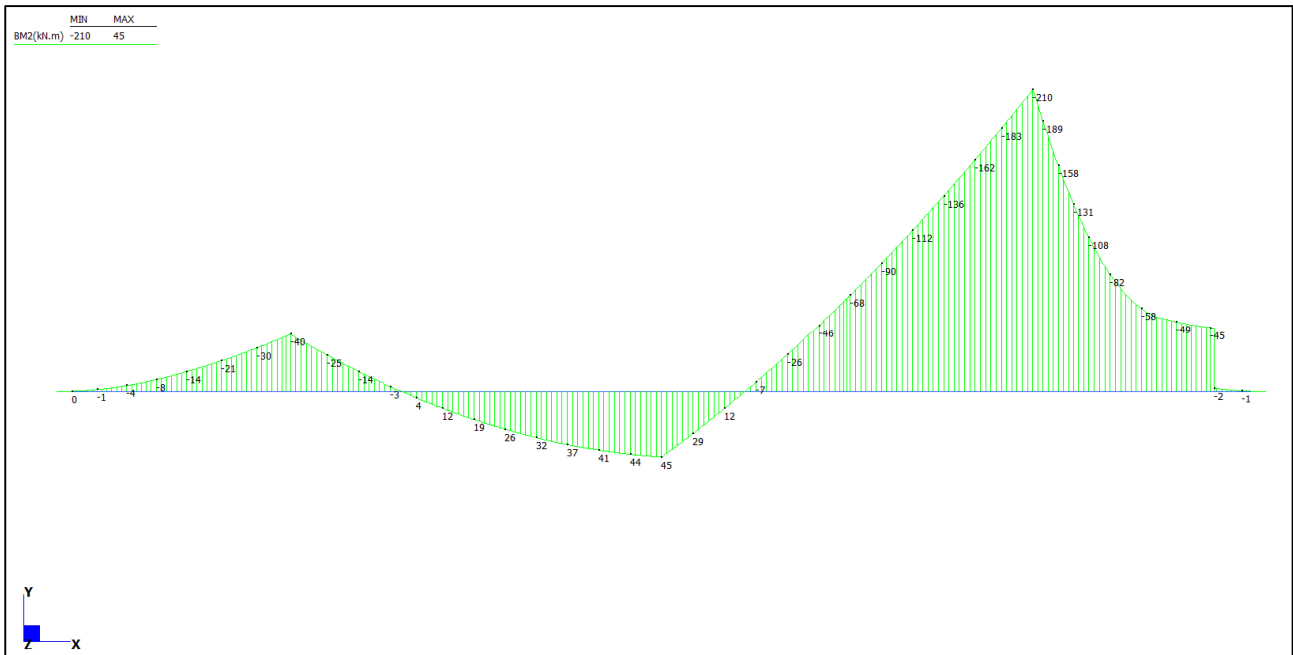
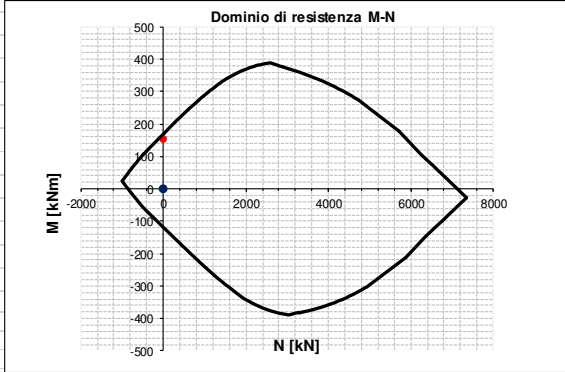


Figura 25 – Combinazione eccezionale: urto sulle barriere

Le verifiche delle sezioni indicate sono condotte attraverso un foglio di calcolo sviluppato internamente per l'analisi allo Stato Limite Ultimo e di Esercizio di sezioni rettangolari in calcestruzzo armato.

Soletta Sezione_A

INPUT				OUTPUT			
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO			
Combinazione	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]	Verifica Tensionale			σ limit
SLE Quasi Permanente	0.0	3.0	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] =	0.22	< 14.4
SLE Frequente	0.0	84.0	-	Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] =	8.38	< 19.2
SLE Rara	0.0	114.0	-	Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] =	277.52	< 360
SLU	0.0	153.0	248.0	Verifica di fessurazione			w limit
SLV	-	-	-	Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] =	0.007	< 0.2
				Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] =	0.211	< 0.3
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO			
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto			
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{Sd} [kN]	248.0	
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	35	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]	0.0	
Altezza utile della sezione		d [cm]	30	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	3500	Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	166.10	
				Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{Sd}	0.67	
Armatura longitudinale tesa				Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2.5
Numero Barre	n	5	0	0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	869
Diametro	φ [mm]	20	0	0	Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	367
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	5.5	0.0	0.0	Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	367
Area strato	As [cm ²]	15.71	0.00	0.00	Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{Sd}	1.48
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.532%					
Armatura longitudinale compressa				VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	Sollecitazioni di progetto		
Numero Barre	n	5	0	0	Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	153.0
Diametro	φ [mm]	16	0	0	Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	0.0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	5.3	0.0	0.0	Verifica di resistenza in termini di momento		SLU
Area strato	As' [cm ²]	10.05	0.00	0.00	Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	171.9
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.341%			Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Sd}	1.12
Armatura trasversale				Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-
Diametro	φ [mm]	12	0	0	Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	-
Numero bracci	n _{bt}	2.5	0	0			
Passo	s _w [cm]	20	0	0			
Inclinazione	α [deg]	90	90	90			
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	14.14	0.00	0.00			
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI							
Concrete							
Resistenza cubica a compressione		RCK	40				
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	32.00					
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	40.00					
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	3.02					
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	2.12					
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	18.13					
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd'} [Mpa]	9.49					
Acciaio							
Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391.30					

Soletta_Sezione_B

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{sd} [kN]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	0.0	5.0	-
SLE Frequente	0.0	90.0	-
SLE Rara	0.0	122.0	-
SLU	0.0	164.0	0.0
SLV	-	-	-

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione			
Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	100	
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	35	
Altezza utile della sezione	d [cm]	30	
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²]	3500	

Armatura longitudinale tesa				
	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	10	0	0
Diametro	φ [mm]	16	0	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	5.3	0.0	0.0
Area strato	As [cm ²]	20.11	0.00	0.00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.677%		

Armatura longitudinale compressa				
	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	5	0	0
Diametro	φ [mm]	20	0	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	5.5	0.0	0.0
Area strato	As' [cm ²]	15.71	0.00	0.00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.529%		

Armatura trasversale				
	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	
Diametro	φ [mm]	0	0	0
Numero bracci	n _{bi}	2.5	0	0
Passo	s _w [cm]	20	0	0
Inclinazione	α [deg]	90	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	0.00	0.00	0.00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete		
Resistenza cubica a compressione	RCK	40
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	32.00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	40.00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	3.02
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	2.12
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	18.13
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd} [Mpa]	9.49

Acciaio		
Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391.30

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale		σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] = 0.32	< 14.4
Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] = 7.76	< 19.2
Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] = 233.02	< 360

Verifica di fessurazione		w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] = 0.008	< 0.2
Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] = 0.138	< 0.3

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto		
Taglio sollecitante = max Taglio (SLU, SLV)	V _{sd} [kN]	0.0
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{sd} [kN]	0.0

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica		
Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	180.88
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{sd}	-

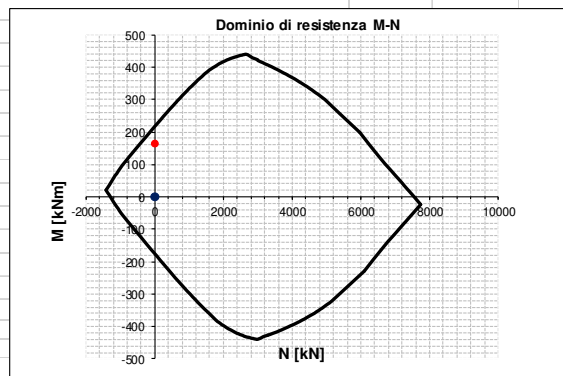
Verifica di resistenza dell'armatura specifica		
CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2.5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	-
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	-
Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	-
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{sd}	-

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto		SLU	SLV
Momento sollecitante	M _{sd} [kNm]	164.0	-
Sforzo Normale concomitante	N _{sd} [kN]	0.0	-

Verifica di resistenza in termini di momento		SLU	SLV
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	216.2	-
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{sd}	1.32	-

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale		SLU	SLV
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	-
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{sd}	-	-



Soletta_Sezione_C

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{sd} [kN]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	0.0	40.0	-
SLE Frequente	0.0	136.0	-
SLE Rara	0.0	168.0	-
SLU	0.0	227.0	305.0
SLV	-	-	-

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione			
Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	100	
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	35	
Altezza utile della sezione	d [cm]	30	
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²]	3500	

Armatura longitudinale tesa				
	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	10	0	0
Diametro	φ [mm]	20	0	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	5.5	0.0	0.0
Area strato	A _s [cm ²]	31.42	0.00	0.00
Rapporto di armatura	ρ [%]	1.065%		

Armatura longitudinale compressa				
	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	5	0	0
Diametro	φ [mm]	16	0	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	5.3	0.0	0.0
Area strato	A _s ' [cm ²]	10.05	0.00	0.00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.341%		

Armatura trasversale				
	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	
Diametro	φ [mm]	12	0	0
Numero bracci	n _{bi}	2.5	0	0
Passo	s _w [cm]	20	0	0
Inclinazione	α [deg]	90	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	14.14	0.00	0.00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete		
Resistenza cubica a compressione	RCK	40
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	32.00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	40.00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	3.02
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	2.12
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	18.13
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd} ' [Mpa]	9.49

Acciaio		
Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391.30

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale			
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] =	2.31	< 14.4
Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] =	9.71	< 19.2
Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] =	211.29	< 360

Verifica di fessurazione			
w limit			
Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] =	0.036	< 0.2
Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] =	0.126	< 0.3

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto			
Taglio sollecitante = max Taglio (SLU, SLV)	V _{sd} [kN]	305.0	
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{sd} [kN]	0.0	

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	209.27	
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{sd}	0.69	

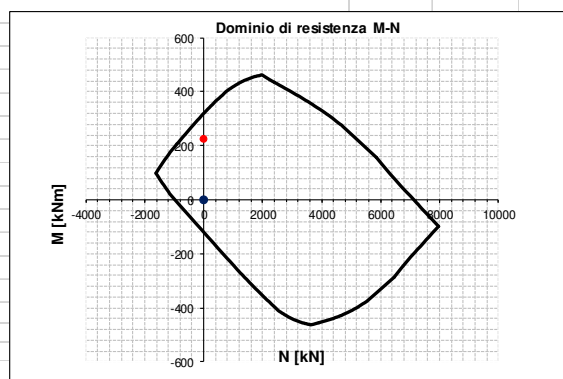
Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2.5	
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	869	
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	367	
Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	367	
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{sd}	1.20	

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

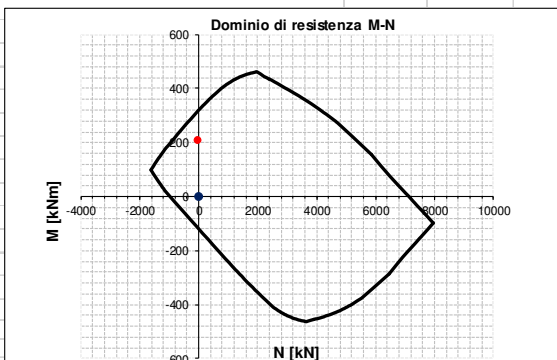
Sollecitazioni di progetto			
Momento sollecitante	M _{sd} [kNm]	227.0	-
Sforzo Normale concomitante	N _{sd} [kN]	0.0	-

Verifica di resistenza in termini di momento			
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	321.9	-
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{sd}	1.42	-

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	-
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{sd}	-	-



Soletta sezione_C_urto_barriere

INPUT				OUTPUT			
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO			
Combinazione	N_{sd} [kN]	M_{sd} [kNm]	V_{sd} [kN]	Verifica Tensionale			σ limit
SLE Quasi Permanente	0.0	0.0	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] =	0.00	14.400
SLE Frequente	0.0	0.0	-	Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] =	0.00	19.200
SLE Rara	0.0	0.0	-	Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] =	0.00	360.000
SLU	33.0	210.0	226.0	Verifica di fessurazione			w limit
SLV	0.0	0.0	0.0	Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] =	0.000	0.200
				Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] =	0.000	0.300
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO			
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto			
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	Taglio sollecitante = max Taglio (SLU,SLV)	V _{sd} [kN]	226.0	
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	35	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{sd} [kN]	0.0	
Altezza utile della sezione		d [cm]	30	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	3500	Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	209.27	
				Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{sd}	0.93	
Armatura longitudinale tesa				Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	CoTan (θ) di progetto	cotan(θ)	2.5
Numero Barre	n	10	0	0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	869
Diametro	φ [mm]	20	0	0	Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	367
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	5.5	0.0	0.0	Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	367
Area strato	A _s [cm ²]	31.42	0.00	0.00	Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{sd}	1.62
Rapporto di armatura	ρ [%]	1.065%			VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE		
Armatura longitudinale compressa				Sollecitazioni di progetto			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO		SLU	SLV
Numero Barre	n	5	0	0	Momento sollecitante	M _{sd} [kNm]	210.0
Diametro	φ [mm]	16	0	0	Sforzo Normale concomitante	N _{sd} [kN]	33.0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	5.3	0.0	0.0	Verifica di resistenza in termini di momento		
Area strato	A _s ' [cm ²]	10.05	0.00	0.00	Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	318.0
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.341%			Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{sd}	1.51
Armatura trasversale				Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	865.6
Diametro	φ [mm]	12	0	0	Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{sd}	26.23
Numero bracci	n _{bi}	2.5	0	0	Domino di resistenza M-N		
Passo	s _w [cm]	20	0	0			
Inclinazione	α [deg]	90	90	90			
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	14.14	0.00	0.00			
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI							
Concrete							
Resistenza cubica a compressione		RCK	40				
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione		f _{ck} [Mpa]	32.00				
Resistenza cilindrica media a compressione		f _{cm} [Mpa]	40.00				
Resistenza media a trazione per flessione		f _{ctm} [Mpa]	3.02				
Resistenza caratteristica a trazione per flessione		f _{ctk} [Mpa]	2.12				
Resistenza di progetto a compressione		f _{cd} [Mpa]	18.13				
Resistenza di progetto delle bielle compresse		f _{cd} [Mpa]	9.49				
Acciaio							
Resistenza di progetto a snervamento		f _{yd} [Mpa]	391.30				

10 SOLETTA FLOTTANTE

La soletta flottante ha uno sviluppo longitudinale di 5 m e si modella per mezzo di elementi beam di sezione 25x100 cm² in calcestruzzo C32/40.

L'appoggio sul paraghiaia si implementa come vincolo a terra fisso, mentre l'interazione con il terreno si simula per mezzo di molle alla Winkler lineari di rigidezza $K = 10000 \text{ kN/m}^3$.

Si considerano i carichi:

- **G1 peso proprio:** $q_{G1} = 25 \cdot 0.25 = 6.25 \text{ kN/m}$;
- **G2 pavimentazione:** $q_{pav} = 2.20 \text{ kN/m}$;
- **G2 terreno:** $q_{terr} = 2.00 \div 15.20 \text{ kN/m}$;
- **Q traffico:** $q_{traff} = 60.00 \text{ kN/m}$.

Di seguito si riportano le verifiche nella sezione maggiormente sollecitata.

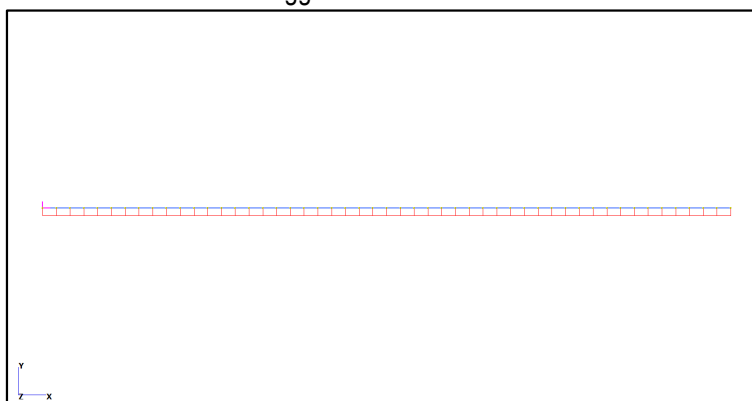


Figura 26 – Soletta flottante: modello FEM

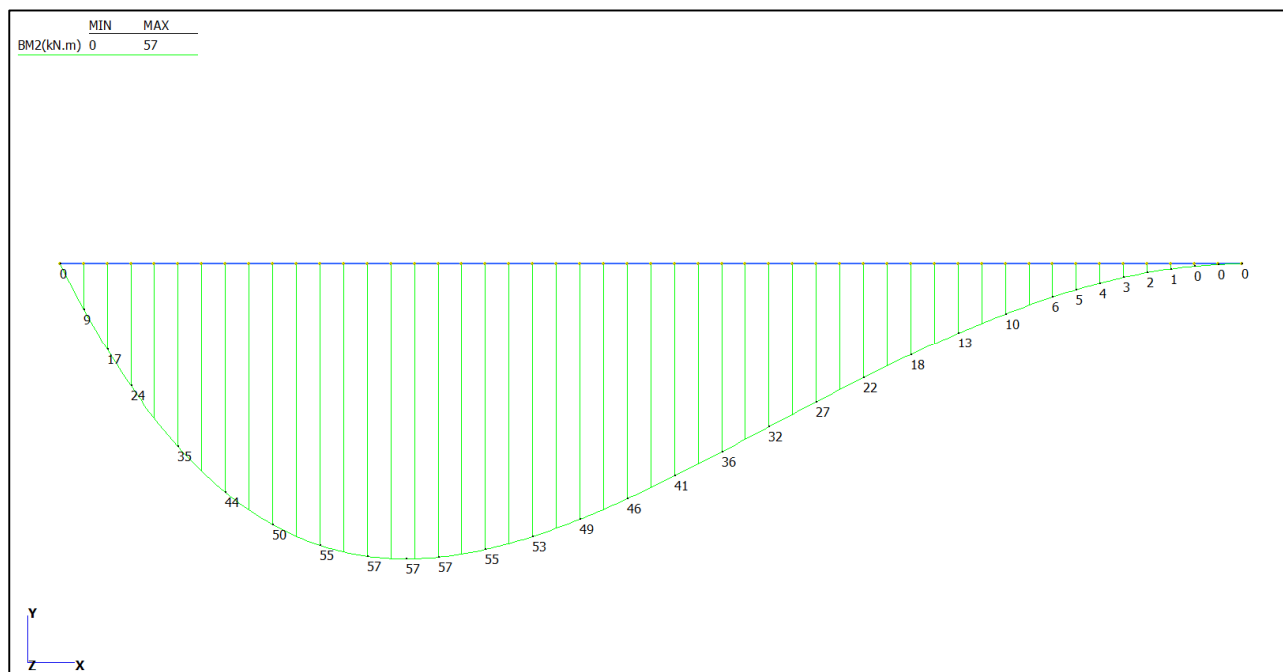


Figura 27 – SLU: momento flettente

Soletta flottante

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{sd} [kN]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	0.0	6.0	-
SLE Frequente	0.0	33.0	-
SLE Rara	0.0	43.0	-
SLU	0.0	57.0	93.0
SLV	0.0	0.0	0.0

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione			
Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	100	
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	25	
Altezza utile della sezione	d [cm]	20	
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²]	2500	

Armatura longitudinale tesa				
	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	5	0	0
Diametro	φ [mm]	16	0	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	5.3	0.0	0.0
Area strato	A _s [cm ²]	10.05	0.00	0.00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.510%		

Armatura longitudinale compressa				
	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	5	0	0
Diametro	φ [mm]	16	0	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	5.3	0.0	0.0
Area strato	A _s ' [cm ²]	10.05	0.00	0.00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.510%		

Armatura trasversale				
	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	
Diametro	φ [mm]	0	0	0
Numero bracci	n _{bi}	2.5	0	0
Passo	s _w [cm]	40	0	0
Inclinazione	α [deg]	90	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	0.00	0.00	0.00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete		
Resistenza cubica a compressione	RCK	40
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	32.00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	40.00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	3.02
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	2.12
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	18.13
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd} ' [Mpa]	9.49

Acciaio		
Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391.30

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale			
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] =	1.04	14.400
Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] =	7.47	19.200
Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] =	245.38	360.000

Verifica di fessurazione			
Combinazione SLE Quasi permanente	w _a [mm] =	0.000	0.200
Combinazione SLE Frequente	w _a [mm] =	0.181	0.300

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto			
Taglio sollecitante = max Taglio (SLU, SLV)	V _{sd} [kN]	93.0	
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{sd} [kN]	0.0	

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	119.95	
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{sd}	1.29	

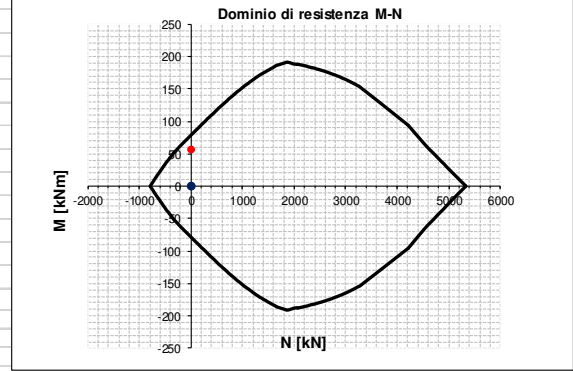
Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
CoTan (θ) di progetto	cotan(θ)	2.5	
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	-	
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	-	
Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	-	
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{sd}	-	

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto			
Momento sollecitante	M _{sd} [kNm]	57.0	0.0
Sforzo Normale concomitante	N _{sd} [kN]	0.0	0.0

Verifica di resistenza in termini di momento			
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	78.3	78.3
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{sd}	1.37	#DIV/0!

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	-
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{sd}	-	-



11 APPARECCHI DI APPOGGIO, GIUNTI DI DILATAZIONE, SHOCK TRANSMITTER

Di seguito si riporta la pianta dei citati dispositivi congiuntamente alle tabelle riportanti:

- Le specifiche tecniche;
- Le azioni di progetto allo stato limite ultimo SLU e allo stato limite di salvaguardia della vita SLV;
- Gli spostamenti nominali computati considerando il contributo delle deformazioni termiche e da ritiro. Si precisa come le deformazioni termiche uniformi $\Delta T = \pm 15^\circ\text{C}$ siano state amplificate del 50% in osservanza di quanto prescritto nelle NTC08 alla sezione 5.2.2.5.2.

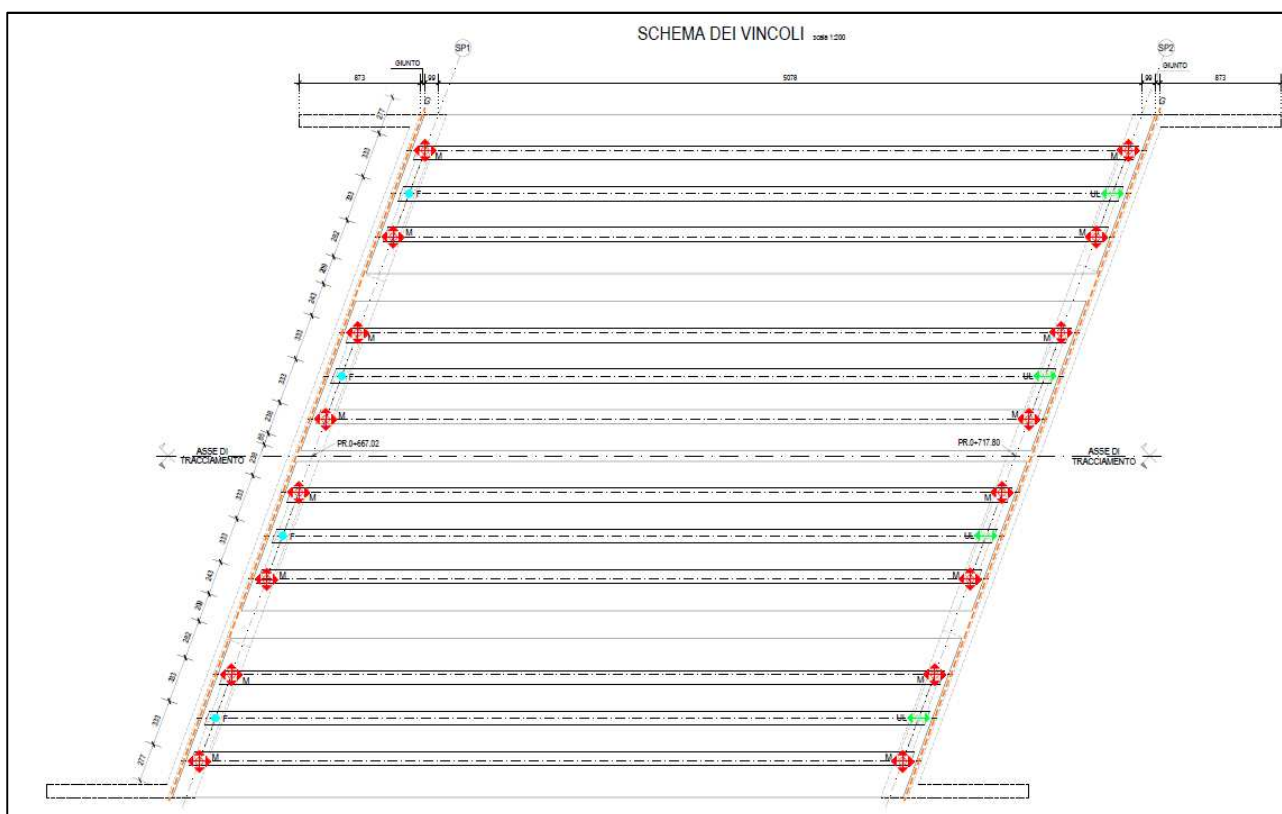
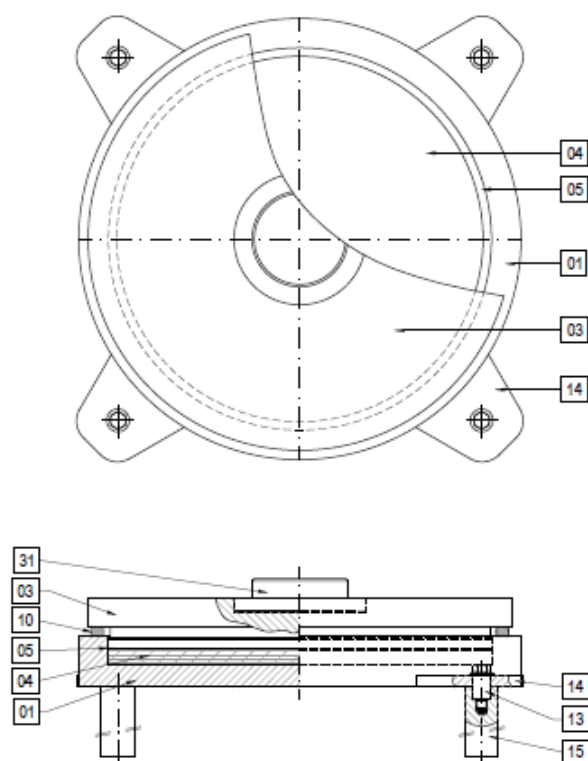


Figura 28 – Pianta appoggi e giunti.

TIPOLOGICO APPOGGIO FISSO ● F

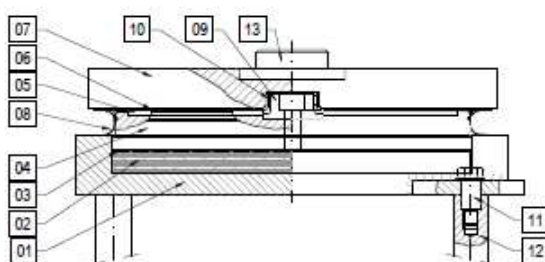
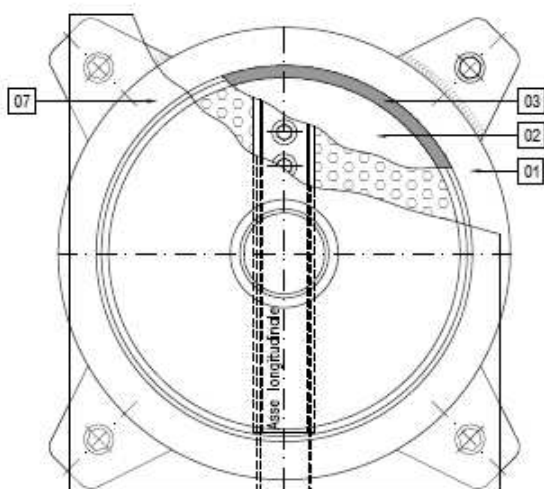


POS.	DESCRIZIONE – DIMENSIONI	MATERIALE
01	Elemento di base	S355JR EN 10025
03	Elemento superiore	S355JR EN 10025
04	Disco in gomma	50±5 Sh/A
05	Anello antiestrusione	P-CuZn 40 Pb 2
10	Parapolvere	Gomma
13	Spina di fissaggio	Classe 12.9
14	Orecchia d'ancoraggio	S355J2G3 EN 10025
15	Zanca d'ancoraggio	1 C40 TQ+T EN 10025
31	Perno d'ancoraggio	S275JR EN 10025

TABELLA CARICHI APPOGGI (F)	
Nv,SLU =	3926 kN
NT,SLU =	543 kN
NL,SLU =	675 kN
Nv,SLV =	1603 kN
NT,SLV =	390 kN
NL,SLV =	780 kN
Quantità	4

Figura 29 – Dispositivi d'appoggio fissi (F): specifiche tecniche e sollecitazioni.


TIPOLOGICO APPOGGIO UNIDIREZIONALE

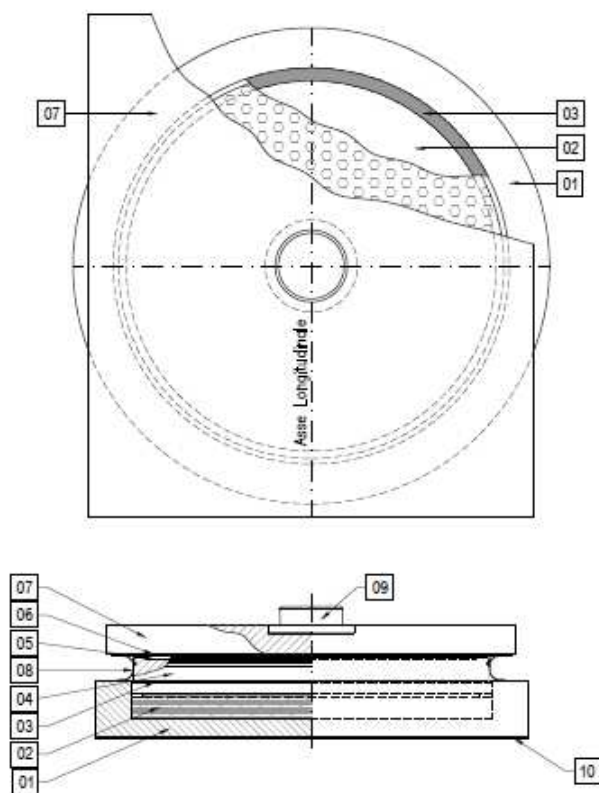


POS.	DESCRIZIONE - DIMENSIONI	MATERIALE
01	Elemento di base	S275JR EN 10025
02	Disco	Gomma
03	Anello antiestrusione	P-OT 58
04	Elemento intermedio	S275JR EN 10025
05	Pattino antifrizione	PTFE
06	Lamiera di scorrimento	X5 CrNiMo 17/12
07	Elemento superiore	S275JR EN 10025
08	Parapolvere	Gomma
09	Guida centrale	S355J2G3 EN 10025
10	Listello laterale	Materiale composito
11	Vite di ancoraggio M20	Classe 12.9
12	Bussola di ancoraggio Ø55x180	1 C40 TQ+T
13	Perno Ø140mm	S275JR EN 10025

TABELLA CARICHI APPOGGI (UL)	
$N_v,SLU =$	3926 kN
$N_T,SLU =$	543 kN
$N_v,SLV =$	1603 kN
$N_T,SLV =$	390 kN
Spostamenti longitudinali ($\Delta L \pm$) =	28 mm
Spostamenti longitudinali (corsa totale) =	56 mm
Quantità longitudinali	4

Figura 30 – Dispositivi d'appoggio unidirezionali (UL): specifiche tecniche, sollecitazioni e spostamenti.

TIPOLOGICO APPOGGIO MULTIDIREZIONALE 

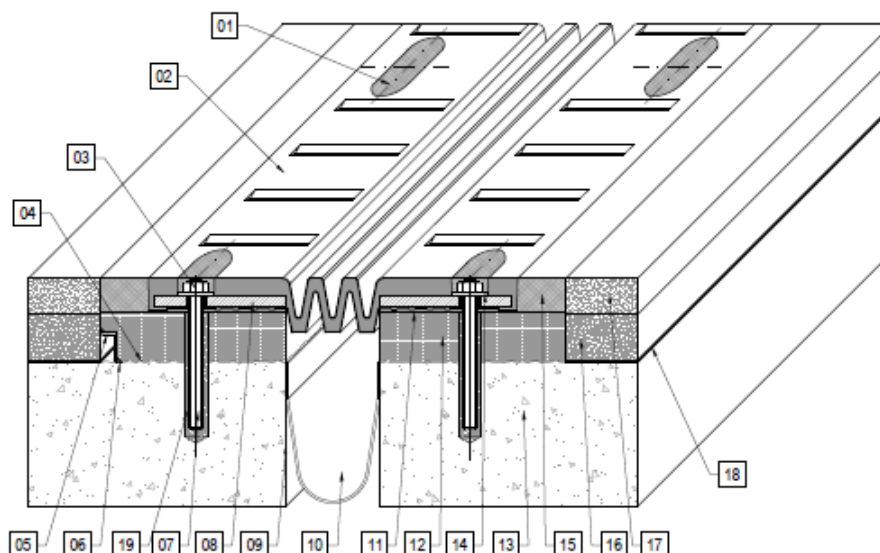


POS.	DESCRIZIONE – DIMENSIONI	MATERIALE
01	Elemento di base	S275JR EN 10025
02	Disco	Gomma
03	Anello antiestrusione	P-OT 58
04	Elemento intermedio	S275JR EN 10025
05	Patino antifrizione	PTFE
06	Lamiera di scorrimento	X5 CrNiMo 17/12
07	Elemento superiore	S275JR EN 10025
08	Parapolvere	Gomma
09	Perno d'ancoraggio $\varnothing 140\text{mm}$	S275JR EN 10025
10	Rigature aggrappo resina	–

TABELLA CARICHI APPOGGI (M)	
Nv,SLU =	3926 kN
Nv,SLV =	1603 kN
Spostamenti longitudinali ($\Delta L \pm$) =	28 mm
Spostamenti longitudinali (corsa totale) =	56 mm
Quantità	16

Figura 31 – Dispositivi d'appoggio multidirezionali (M): specifiche tecniche, sollecitazioni e spostamenti.

DETTAGLIO GIUNTO DI DILATAZIONE ----- G



POS.	DESCRIZIONE - DIMENSIONI	MATERIALE
01	Sigillatura	EPOBLOCK ME sigillante
02	Elemento modulare	Gomma
03	Dado di fissaggio M12	Classe 8 EN 20898
04	Bocciardatura e mano d'attacco	Primer P 150
05	Profilo di drenaggio a "L"	UNI 8317 X5 CnNi 1810
06	Stuccatura	-
07	Barra filettata M12x160	Acciaio classe B7
08	Piatto vulcanizzato	S235JR EN 10025
09	Stesa e rasatura stucco pareti vert.	-
10	Scossalina raccolta acque =1,2mm	Hypalon
11	Stuccatura	-
12	Malta predosata	-
13	Testata soletta	-
14	Randella	-
15	Massetto laterale	Malta di resina EPOBLOCK ME
16	Bynder	-
17	Mano d'usura	-
18	Impermeabilizzazione impalcato	-
19	Resina di ancoraggio	Primer P 150
20	Zanca di ancoraggio multidirezionale	S355J2G3 EN 10025
21	Tirafondo	Fe B 44 K

GIUNTO DILATAZIONE (G)	
Larghezza =	±50mm (corsa totale 100mm)
Quantità	2

Figura 32 – Giunti di dilatazione(G): specifiche tecniche e spostamenti.