


**NUOVA S.S. 341 "GALLARATESE" - TRATTO DA SAMARATE A CONFINE
CON LA PROVINCIA DI NOVARA - TRATTO NORD**

**STRALCIO FUNZIONALE DAL KM 6+500 (SVINCOLO S.S. 336 NORD)
AL KM 8+844 (SVINCOLO AUTOSTRADA A8)
"BRETELLA DI GALLARATE"**

PROGETTO ESECUTIVO

 <p>STUDIO CORONA</p>	 <p>Ingegneria del Territorio s.r.l.</p>	<p>ING. RENATO DEL PRETE</p>	 <p>ECOPLAN</p>	 <p>E&G Engineering & Graphics S.r.l.</p>
	<p>Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-28211</p>	<p>Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073</p>	<p>Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433</p>	<p>Ing. Gabriele Incechi Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102</p>
<p>Ing. Renato Vaira (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4863 W)</p>	 <p>CONSORZIO UNING Soc. Cons. s.r.l.</p> <p>Società designata: GA&M</p>	<p>SETAC Srl Servizi & Engineering Trasporti Ambiente Costruzioni</p>	<p>ARKE' INGEGNERIA S.r.l. Via Impalpato, Trapani n° 70126 Bari</p>	<p>DOTT. GEOL. DANILLO GALLO</p>
	<p>Prof. Ing. Matteo Ranieri Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137</p>	<p>Prof. Ing. Luigi Monterisi Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771</p>	<p>Ing. Gioacchino Angarano Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970</p>	<p>Dott. Geol. Danilo Gallo Ordine dei Geologi della Regione Puglia n° 588</p>

<p>VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</p>	<p>RESPONSABILE INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</p>	<p>IL PROGETTISTA FIRMATARIO DELLA PRESTAZIONE</p>	<p>GEOLOGO</p>	<p>COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p>
<p>Dott. Ing. Giancarlo LUONGO</p>	 <p>Ing. Renato DEL PRETE</p>	 <p>Ing. Valerio BAJETTI</p>	 <p>Prof. Ing. Geol. Luigi MONTERISI</p>	 <p>Ing. Gaetano RANIERI</p>

<p>HF 001</p>	<p>H-PROGETTO STRUTTURALE-OPERE PRINCIPALI</p> <p>HF - VI08 IMPALCATO SUD</p> <p>Relazione di calcolo impalcato</p>
----------------------	---

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.</p> <p>MI533 E 1801</p>	<p>NOME FILE</p> <p>HF001-P00VI06STRRE01_B.dwg</p>	<p>REVISIONE</p> <p>B</p>	<p>SCALA:</p> <p>-</p>
<p>CODICE ELAB.</p> <p>P00VI06STRRE01</p>			

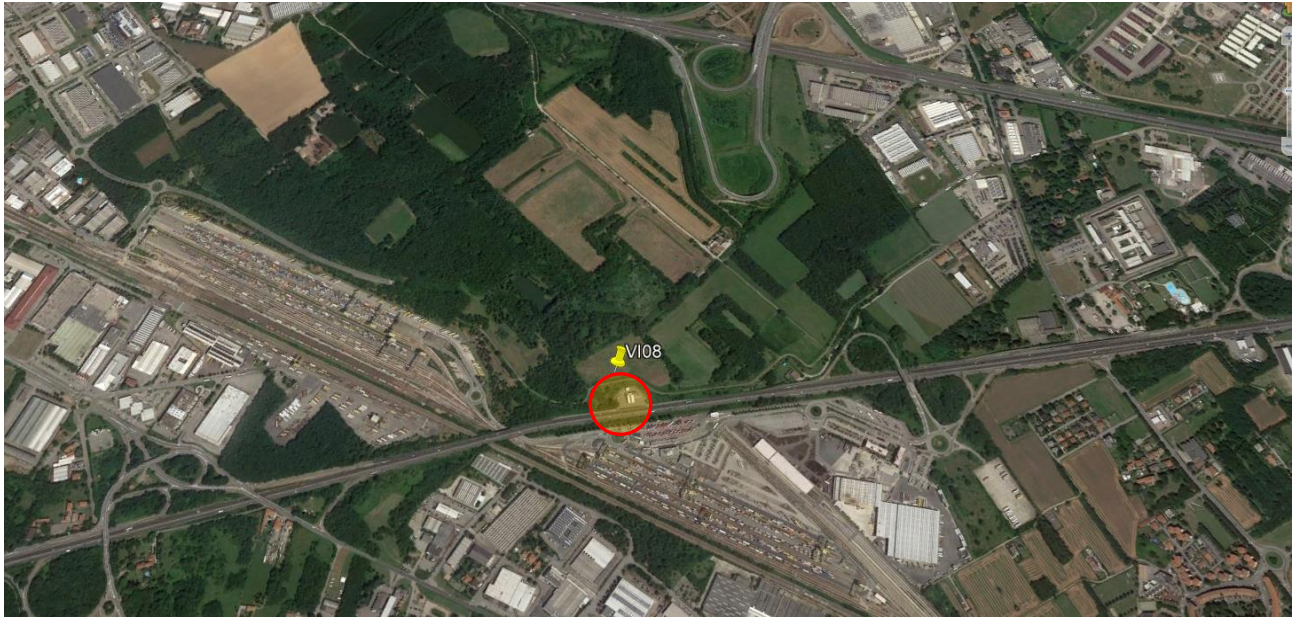
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
C					
B	EMISSIONE A SEGUITO DI ISTRUTTORIA PARZIALE ANAS	LUGLIO 2021	ING. NICOLA LIGAS	ING. VALERIO BAJETTI	ING. RENATO DEL PRETE
A	EMISSIONE	MARZO 2021	ING. NICOLA LIGAS	ING. VALERIO BAJETTI	ING. RENATO DEL PRETE

SOMMARIO

1	PREMESSA	2
2	NORMATIVA	2
3	UNITA' DI MISURA	2
4	MATERIALI	3
	4.1 Calcestruzzi	3
	4.1.1 Calcestruzzo per pali di fondazione (UNI 11104-2016)	3
	4.1.2 Calcestruzzo per strutture di fondazione (UNI 11104-2016)	3
	4.1.3 Calcestruzzo per strutture in elevazione (UNI 11104-2016)	4
	4.1.4 Calcestruzzo per baggioli di appoggio (UNI 11104-2016)	4
	4.2 Acciai	5
	4.2.1 Acciaio per armatura lenta	5
	4.2.2 Acciaio per elementi in carpenteria metallica	5
	4.2.3 Piolature tipo Nelson	5
	4.2.4 Bullonature e dadi	5
	4.2.5 Classe di esecuzione	5
5	DESCRIZIONE DELL'OPERA	6
6	ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA	8
	6.1 Identificazione della località e dei parametri sismici generali	8
	6.2 Definizione della strategia progettuale	9
	6.3 Parametri di calcolo	10
	6.3.1 Parametri numerici sismici	10
	6.3.2 Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	11
	6.3.3 Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	11
	6.3.4 Fattori di struttura	11
	6.4 Definizione dello spettro di progetto elastico per lo SLV	12
	6.5 Definizione dello spettro di progetto smorzato per lo SLV	15
	6.6 Definizione dello spettro di progetto smorzato per lo Slc	16
7	MODELLAZIONE E VERIFICA DEGLI ELEMENTI PRINCIPALI DELL'IMPALCATO MISTO	17
8	ANALISI E VERIFICA DELLA SOLETTA SUPERIORE	18
	8.1 Verifica delle lastre prefabbricate tralicciate in fase di costruzione	19
	8.1.1 Verifica a ribaltamento delle lastre prefabbricate in fase di posa in opera e getto della soletta	21
	8.2 Analisi trasversale della soletta	23
	8.2.1 Analisi dei carichi	23
	8.2.2 Modello di calcolo	25
	8.2.3 Calcolo delle azioni sollecitanti – Sezione di spiccato dello sbalzo	25
	8.2.4 Calcolo delle azioni sollecitanti – Sezione in campata	33
	8.2.5 Calcolo delle azioni sollecitanti – Sezione di appoggio	39
	8.2.6 Riepilogo delle azioni sollecitanti	45
	8.3 Verifiche strutturali	48
	8.3.1 Sezione di spiccato dello sbalzo	48
	8.3.2 Sezione in mezzera delle campate – Verifiche strutturali	57
	8.3.3 Sezione all'appoggio centrale – Verifiche strutturali	64

1 PREMESSA

La presente relazione riporta il dimensionamento e le verifiche strutturali dell'impalcato a struttura mista acciaio - calcestruzzo del viadotto VI08 – Carreggiata SUD nell'ambito del progetto esecutivo "Nuova S.S.n.341 "Gallaratese" - "Tratto da Samarate a confine con la Provincia di Novara - Stralcio funzionale dal km 6+500 (Svincolo SS n. 336 Nord) al km 8+844 (Svincolo Autostrada A8) – "Bretella di Gallarate".



2 NORMATIVA

Nella redazione dei calcoli statici ci si è attenuti alle prescrizioni della Normativa vigente; in particolare:

Nella redazione dei calcoli statici ci si è attenuti alle prescrizioni della Normativa vigente; in particolare:

- **Decreto Ministeriale 17/01/2018** "Norme Tecniche per le Costruzioni"
- **Circolare Min. 21/01/2019, n° 7/C.S.LL.PP** "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018"
- **UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1 – Parte 2)** → Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti
- **UNI EN 1992-1 (Eurocodice 2 – Parte 1)** → Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Regole generali
- **UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2 – Parte 2)** → Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Ponti
- **UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8 – Parte 2)** → Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti
- **UNI EN 206-1:2006** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione e conformità
- **UNI 11104** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1
- **CNR-DT 207/2008** → "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni".

3 UNITA' DI MISURA

Nei calcoli è stato fatto uso delle seguenti unità di misura:

- per i carichi: kN/m^2 , kN/m , kN
- per i momenti: kNm
- per i tagli e sforzi normali: kN
- per le tensioni: N/mm^2
- per le accelerazioni: m/sec^2

4 MATERIALI

4.1 CALCESTRUZZI

4.1.1 CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE (UNI 11104-2016)

Per i pali di fondazione è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C25/30** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI - D.M. 17.01.2018			
Classe di resistenza del calcestruzzo		C25/30	▼
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	30,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	f_{cm}	32,90	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14,11	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2,56	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	1,79	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1,19	[N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo	E_c	31.220,19	[N/mm ²]
Modulo elastico medio	E_{cm}	30.440,77	[N/mm ²]

- Classe di esposizione: **XC2**
- Classe di consistenza: **S4**
- Rapporto minimo acqua / cemento: **0,60**
- Contenuto minimo di cemento: **300 kg/mc**
- Diametro massimo degli inerti: **30 mm**
- Copriferro netto minimo: **60 mm**

4.1.2 CALCESTRUZZO PER STRUTTURE DI FONDAZIONE (UNI 11104-2016)

Per le strutture di fondazione è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C32/40** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI - D.M. 17.01.2018			
Classe di resistenza del calcestruzzo		C32/40	▼
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	40,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	33,20	[N/mm ²]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	f_{cm}	41,20	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18,81	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	3,10	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	2,17	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1,45	[N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo	E_c	36.049,97	[N/mm ²]
Modulo elastico medio	E_{cm}	32.811,24	[N/mm ²]

- Classe di esposizione: **XC2**
- Classe di consistenza: **S4**
- Rapporto minimo acqua / cemento: **0,60**
- Contenuto minimo di cemento: **300 kg/mc**
- Diametro massimo degli inerti: **30 mm**
- Copriferro netto minimo: **40 mm**

4.1.3 CALCESTRUZZO PER STRUTTURE IN ELEVAZIONE (UNI 11104-2016)

Per le strutture in elevazione è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C32/40** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI - D.M. 17.01.2018			
Classe di resistenza del calcestruzzo		C32/40	▼
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	40,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	33,20	[N/mm ²]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	f_{cm}	41,20	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18,81	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	3,10	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	2,17	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1,45	[N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo	E_c	36.049,97	[N/mm ²]
Modulo elastico medio	E_{cm}	32.811,24	[N/mm ²]

- Classe di esposizione: **XF2**
- Classe di consistenza: **S6**
- Rapporto minimo acqua / cemento: **0,50**
- Contenuto minimo di cemento: **340 kg/mc**
- Diametro massimo degli inerti: **20 mm**
- Copriferro netto minimo: **40 mm**
- Contenuto minimo in aria: **3,0%**

4.1.4 CALCESTRUZZO PER BAGGIOLI DI APPOGGIO (UNI 11104-2016)

Per i baggioli di appoggio è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C35/45** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI - D.M. 17.01.2018			
Classe di resistenza del calcestruzzo		C35/45	▼
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	45,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	37,35	[N/mm ²]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	f_{cm}	45,35	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	21,17	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	3,35	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	2,35	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1,56	[N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo	E_c	38.236,76	[N/mm ²]
Modulo elastico medio	E_{cm}	33.877,87	[N/mm ²]

- Classe di esposizione: **XC3/XF1**
- Classe di consistenza: **S6**
- Rapporto minimo acqua / cemento: **0,50**
- Contenuto minimo di cemento: **340 kg/mc**
- Diametro massimo degli inerti: **25 mm**
- Copriferro netto minimo: **40 mm**

4.2 ACCIAI

4.2.1 ACCIAIO PER ARMATURA LENTA

Per le armature lente è stato previsto un acciaio del tipo **B450C**, con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- $f_{t,k} = 540,00 \text{ N/mm}^2$ (resistenza caratteristica a rottura)
- $f_{y,k} = 450,00 \text{ N/mm}^2$ (tensione caratteristica di snervamento)
- $f_{y,d} = 391,30 \text{ N/mm}^2$ (resistenza di calcolo – $\gamma_s=1,15$)
- $E_s = 210.000,00 \text{ N/mm}^2$ (modulo elastico istantaneo)

4.2.2 ACCIAIO PER ELEMENTI IN CARPENTERIA METALLICA

Per gli elementi in carpenteria metallica sono state previste le seguenti tipologie di acciaio in relazione allo spessore delle lamiere di assemblaggio:

- $t < 20 \text{ mm} \rightarrow$ **Acciaio S355J0W**
- $20 \text{ mm} \leq t \leq 40 \text{ mm} \rightarrow$ **Acciaio S355J2W**
- $t > 40 \text{ mm} \rightarrow$ **Acciaio S355K2W**

Tutte le tipologie di acciaio indicate presentano le seguenti caratteristiche meccaniche:

- $f_{t,k} = 510,00 \text{ N/mm}^2$ (resistenza caratteristica a rottura)
- $f_{y,k} = 355,00 \text{ N/mm}^2$ (tensione caratteristica di snervamento)
- $f_{y,d} = 338,09 \text{ N/mm}^2$ (resistenza di calcolo – $\gamma_s=1,05$)
- $E_s = 210.000,00 \text{ N/mm}^2$ (modulo elastico istantaneo)

4.2.3 PIOLATURE TIPO NELSON

Per le piolature tipo Nelson è stato previsto un acciaio del tipo **S235J2 + C450**, con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- $f_{t,k} = 360,00 \text{ N/mm}^2$ (resistenza caratteristica a rottura)
- $f_{y,k} = 235,00 \text{ N/mm}^2$ (tensione caratteristica di snervamento)
- $f_{y,d} = 223,80 \text{ N/mm}^2$ (resistenza di calcolo – $\gamma_s=1,05$)
- $E_s = 210.000,00 \text{ N/mm}^2$ (modulo elastico istantaneo)

4.2.4 BULLONATURE E DADI

Le bullonerie sono state previste in acciaio zincato a caldo con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- **Classe 10.9 UNI EN ISO 898-1:2001**
- $f_{t,b} = 1.000,00 \text{ N/mm}^2$ (tensione caratteristica di rottura)
- $f_{y,d} = 900,00 \text{ N/mm}^2$ (tensione caratteristica di snervamento)

I dadi sono previsti di **Classe 10 UNI EN ISO 898-1:2001**.

4.2.5 CLASSE DI ESECUZIONE

La classe di esecuzione della carpenteria metallica è EXC3. La classe di tolleranza geometrica è pari a "1".

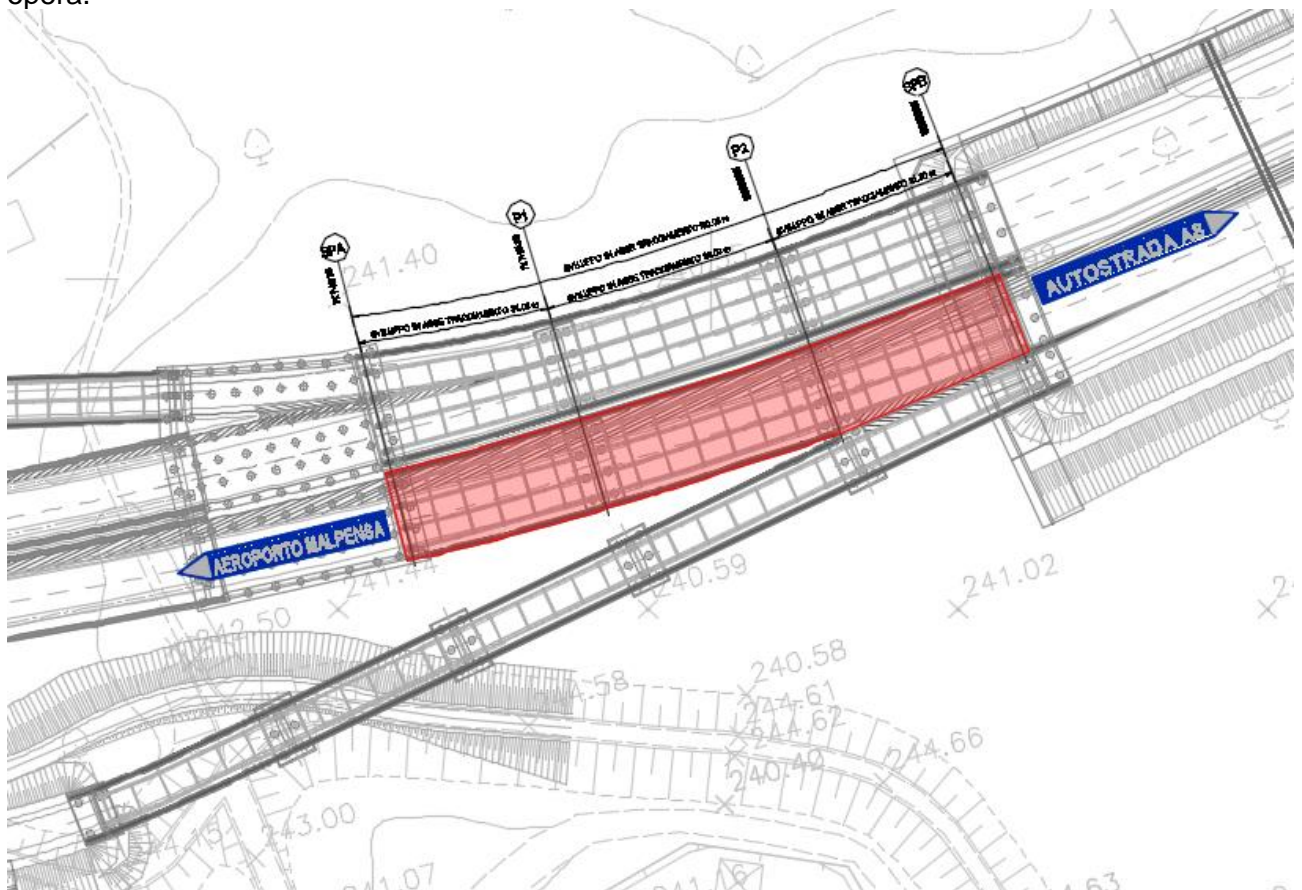
5 DESCRIZIONE DELL'OPERA

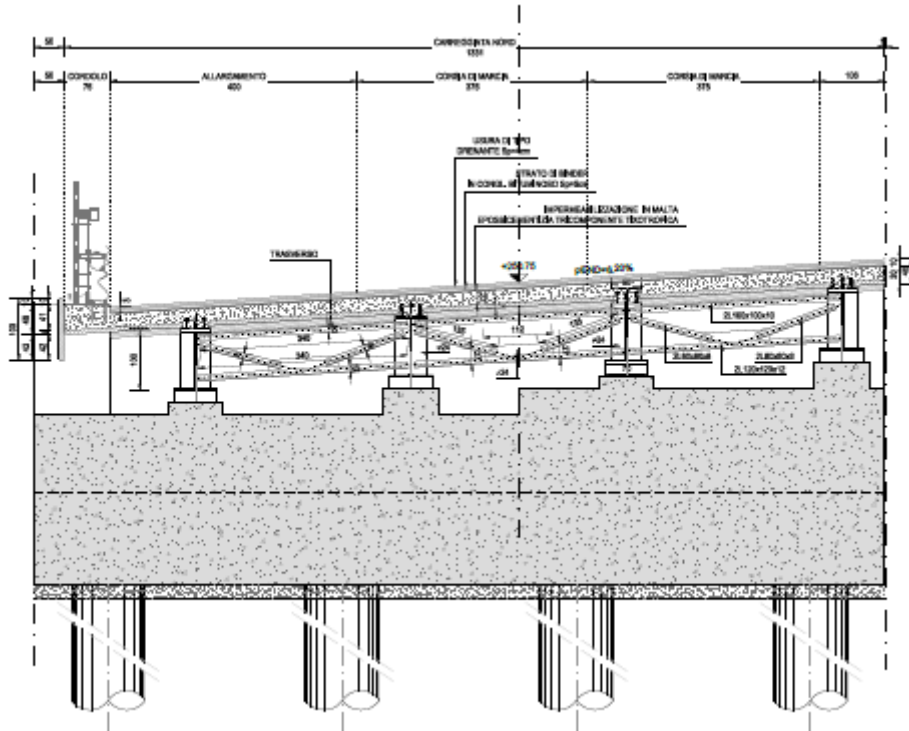
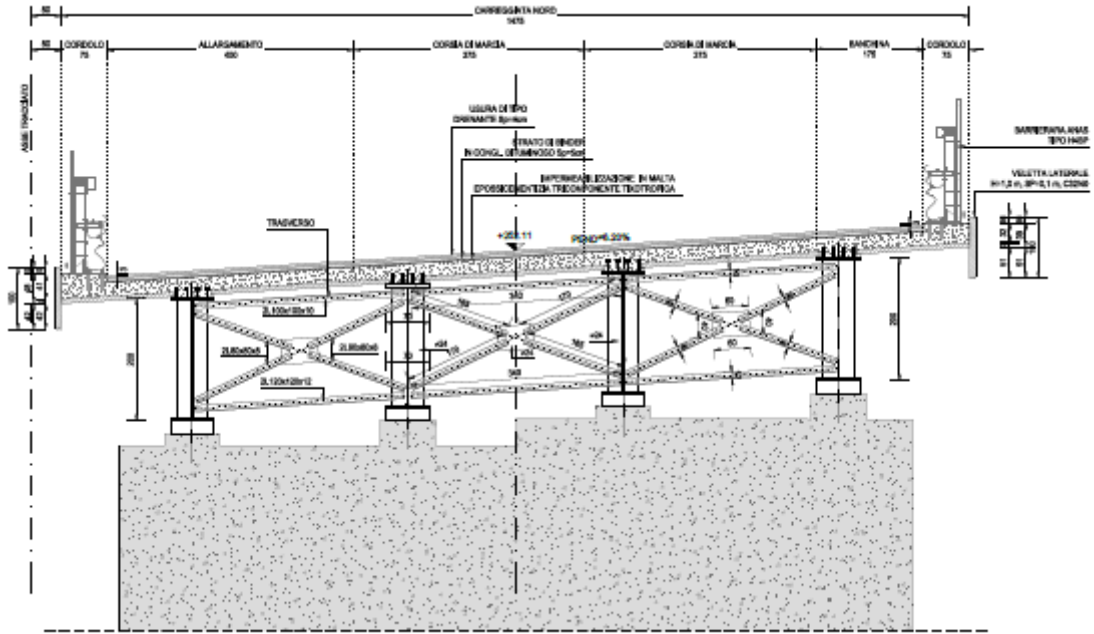
L'impalcato si sviluppa con uno schema di trave continua su tre campate con luce pari a 100,00 m (31,00 m + 38,00 m + 31,00 m), a cui si somma il retrotrave da 80 cm alle due estremità, per una lunghezza complessiva dell'impalcato di circa 101,60 m.

La struttura è prevista in soluzione mista acciaio-calcestruzzo in cui sono presenti due travi principali con sezione trasversale a doppio T connesse alla soletta superiore in calcestruzzo armato mediante connettori tipo Nelson. L'altezza delle travi è variabile, con altezza minima pari a 100 cm e altezza massima pari a 200 cm (testa pila).

Trasversalmente le travi principali sono poste a 3,50 m e risultano collegate trasversalmente mediante dei traversi reticolari costituiti da profili accoppiati 2L120x120x12 mm.

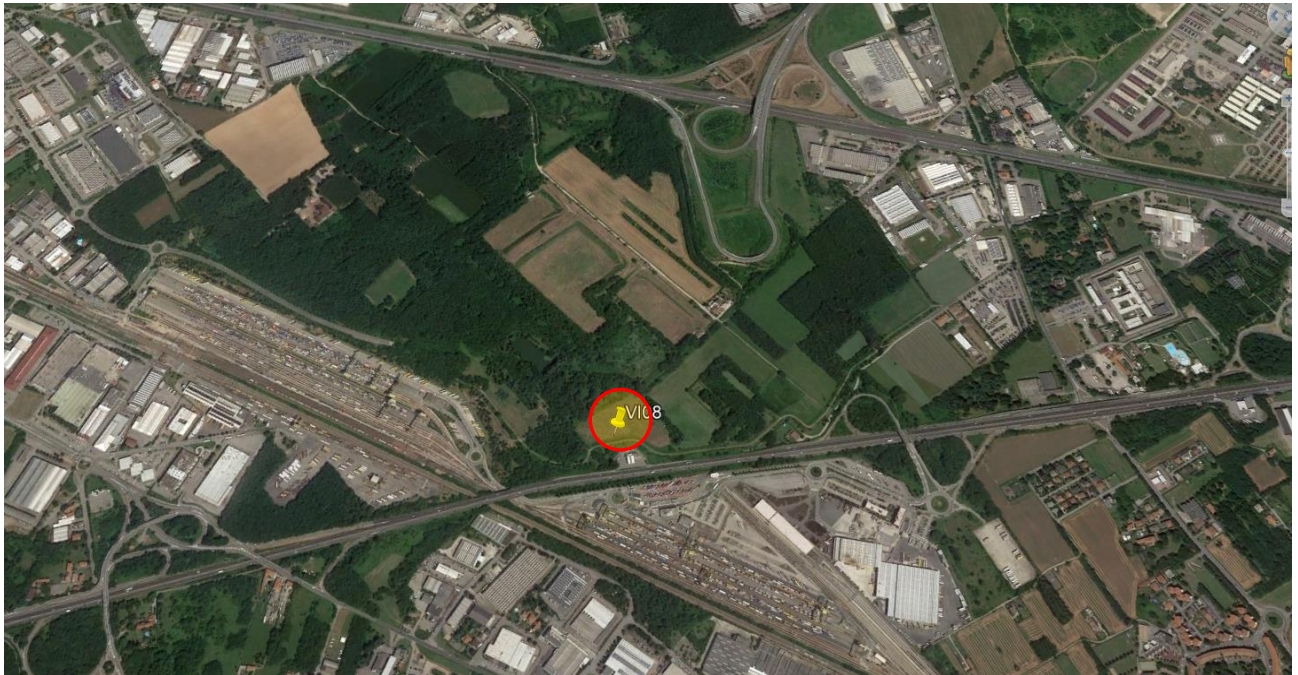
La soletta in calcestruzzo possiede una altezza costante di 30 cm composta da una lastra prefabbricata in calcestruzzo di spessore pari a 7 cm e la restante parte in calcestruzzo gettata in opera.





6 ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA

6.1 IDENTIFICAZIONE DELLA LOCALITÀ E DEI PARAMETRI SISMICI GENERALI



Il sito è definito dalle seguenti coordinate geografiche:

- Longitudine: **8.832679**
- Latitudine: **45.640361**

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE	LATITUDINE
8,83268	45,64036

Ricerca per comune

REGIONE	PROVINCIA	COMUNE
Lombardia	Varese	Gallarate

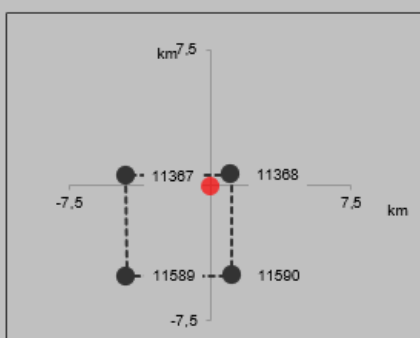
Elaborazioni grafiche

- Grafici spettri di risposta
- Variabilità dei parametri

Elaborazioni

- Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

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

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

6.2 DEFINIZIONE DELLA STRATEGIA PROGETTUALE

In riferimento al D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni", le opere sono progettate (in funzione dell'importanza strategica dell'infrastruttura) secondo i seguenti parametri:

- Vita Nominale dell'opera: **50 anni**

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

- Classe d'uso dell'opera: **IV**

2.4.2 CLASSI D'USO

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

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

- Coefficiente di utilizzo dell'opera: **2,00**

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

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

- Vita di riferimento dell'opera: **100 anni**

2.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

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

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.4.1)$$

Qui di seguito si riporta la sintesi delle scelte progettuali adottati con i tempi di ritorno dell'azione sismica identificati in funzione del singolo stato limite.

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE	{	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input style="width: 60px;" type="text" value="60"/>
		SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input style="width: 60px;" type="text" value="101"/>
Stati limite ultimi - SLU	{	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input style="width: 60px;" type="text" value="949"/>
		SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input style="width: 60px;" type="text" value="1950"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione }
- Grafici spettri di risposta }
- Tabella parametri azione }

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

6.3 PARAMETRI DI CALCOLO

6.3.1 PARAMETRI NUMERICI SISMICI

Sono stati definiti e utilizzati nei calcoli 3 differenti spettri di risposta di progetto:

- Spettro di progetto elastico valutato per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per la valutazione delle azioni sismiche dovute alla massa delle sottostrutture e del terreno e dei sovraccarichi direttamente gravanti su di esse.
- Spettro di progetto "smorzato" (per la presenza dell'isolamento sismico alla base dell'impalcato) valutato per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per la valutazione delle azioni sismiche dovute alla massa dell'impalcato e ai sovraccarichi su esso agenti e trasmessi dagli isolatori sismici alle sottostrutture inferiori.
- Spettro di progetto "smorzato" (per la presenza dell'isolamento sismico alla base dell'impalcato) valutato allo Stato Limite di Collasso per il dimensionamento degli isolatori sismici e la verifica dello spostamento di progetto degli stessi.

Nella tabella successiva sono riportati i parametri numerici sismici per i periodi di ritorno associati ai diversi Stati Limite:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0,020	2,518	0,182
SLD	101	0,024	2,587	0,206
SLV	949	0,045	2,644	0,303
SLC	1950	0,053	2,728	0,321

6.3.2 CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE E CATEGORIA TOPOGRAFICA

Ai sensi di quanto riportato nella Relazione Geotecnica e all'interno dei profili geotecnici allegati al presente progetto esecutivo il terreno di fondazione è classificato similmente come di **categoria C**.

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

6.3.3 CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE E CATEGORIA TOPOGRAFICA

Considerando che il territorio si presenta essenzialmente pianeggiante e privo di significati salti di quota la categoria topografica del sito è stata assunta pari a **categoria T₁**.

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

6.3.4 FATTORI DI STRUTTURA

A favore di sicurezza il calcolo e le verifiche sono stati effettuati in campo elastico. Il fattore di struttura è stato pertanto posto pari a **q = 1,00**.

6.4 DEFINIZIONE DELLO SPETTRO DI PROGETTO ELASTICO PER LO SLV

Nell'immagine successiva è riportata la determinazione dei parametri dello spettro di risposta elastico valutato per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
 Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo **C** info $S_s = 1,500$ $C_c = 1,558$ info
 Categoria topografica **T1** info $h/H = 1,000$ $S_T = 1,000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) **5** $\eta = 1,000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 **1** Regol. in altezza **sì** info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q **1** $\eta = 1,000$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta →
 Parametri e punti spettri di risposta →

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

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

Spettri di risposta

$S_{d,c}$ [g]
 $S_{d,v}$ [g]
 S_e [g]

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Nella tabella successiva sono riportati analiticamente i parametri sismici ed i valori delle accelerazioni normalizzate in funzione del periodo di vibrazione:

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,045 g
F_0	2,644
T_C	0,303 s
S_s	1,500
C_C	1,558
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,157 s
T_C	0,471 s
T_D	1,782 s

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,068
T_B	0,157	0,180
T_C	0,471	0,180
	0,534	0,159
	0,596	0,142
	0,659	0,129
	0,721	0,118
	0,783	0,108
	0,846	0,100
	0,908	0,093
	0,971	0,087
	1,033	0,082
	1,095	0,077
	1,158	0,073
	1,220	0,070
	1,282	0,066
	1,345	0,063
	1,407	0,060
	1,470	0,058
	1,532	0,055
	1,594	0,053
	1,657	0,051
	1,719	0,049
T_D	1,782	0,048
	1,887	0,042
	1,993	0,038
	2,098	0,034
	2,204	0,031
	2,310	0,028
	2,415	0,026
	2,521	0,024
	2,627	0,022
	2,732	0,020
	2,838	0,019
	2,944	0,017
	3,049	0,016
	3,155	0,015
	3,261	0,014
	3,366	0,013
	3,472	0,013
	3,577	0,012
	3,683	0,011
	3,789	0,011
	3,894	0,010
	4,000	0,009

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

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

$$T_C = C_C \cdot T_C \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

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

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

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

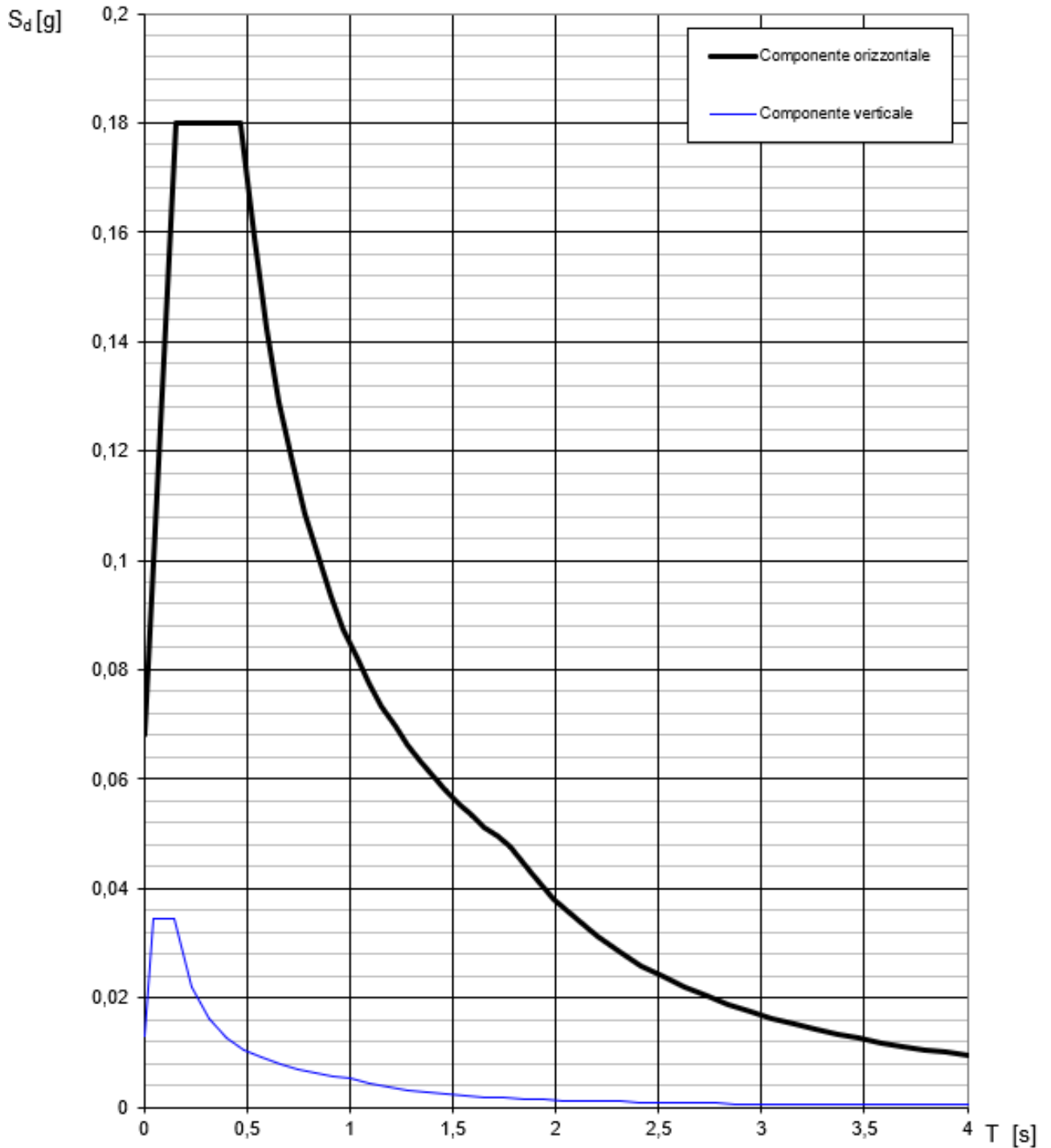
$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_c(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Nell'immagine successiva è riportato il diagramma dello spettro di risposta per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:

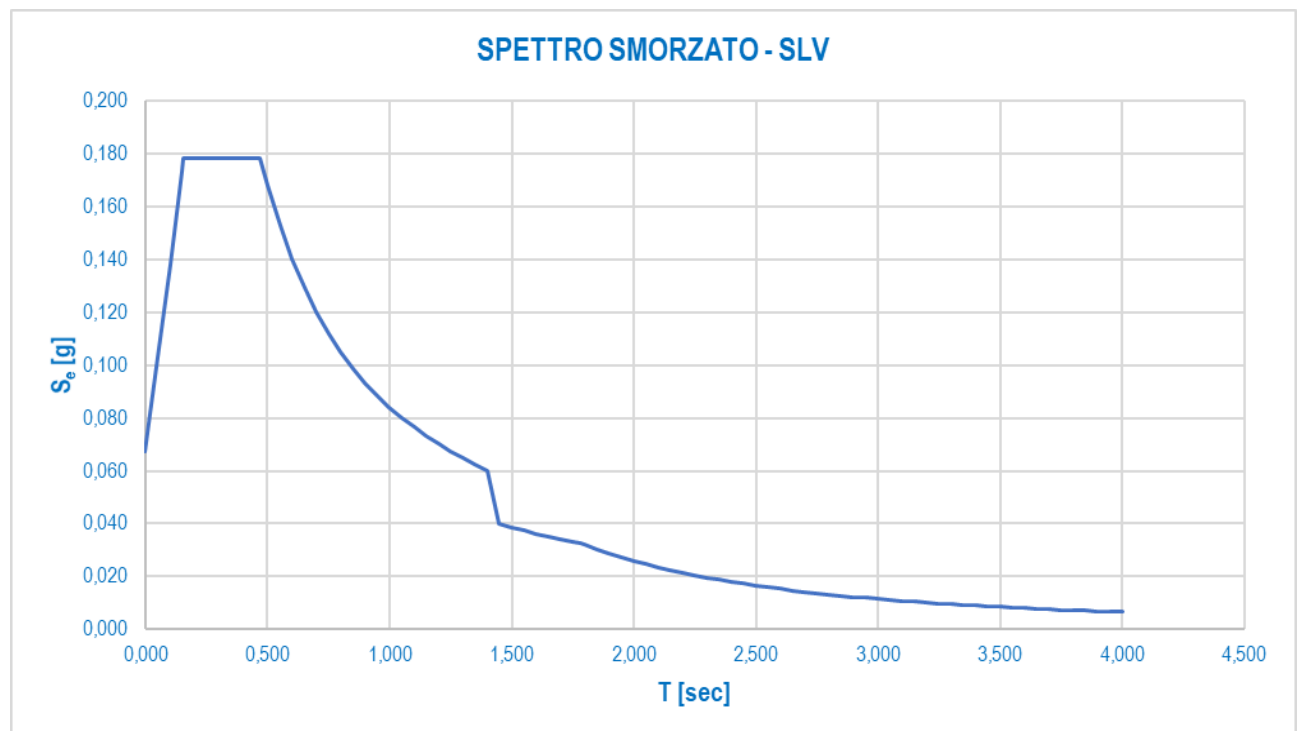


6.5 DEFINIZIONE DELLO SPETTRO DI PROGETTO SMORZATO PER LO SLV

Nell'immagine successiva è riportata la determinazione dei parametri dello spettro di risposta smorzato valutato per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

PARAMETRI SISMICI		
a_g	0,045	[1/g]
F_0	2,644	[-]
T_C^*	0,303	[sec]
S_S	1,500	[-]
C_C	1,558	[-]
S_T	1,000	[-]
S	1,500	[-]
T_B	0,157	[sec]
T_C	0,471	[sec]
T_D	1,782	[sec]
T_{ISO}	1,763	[sec]
ξ	0,160	[-]

Nell'immagine successiva è riportato il diagramma dello spettro di risposta smorzato per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:

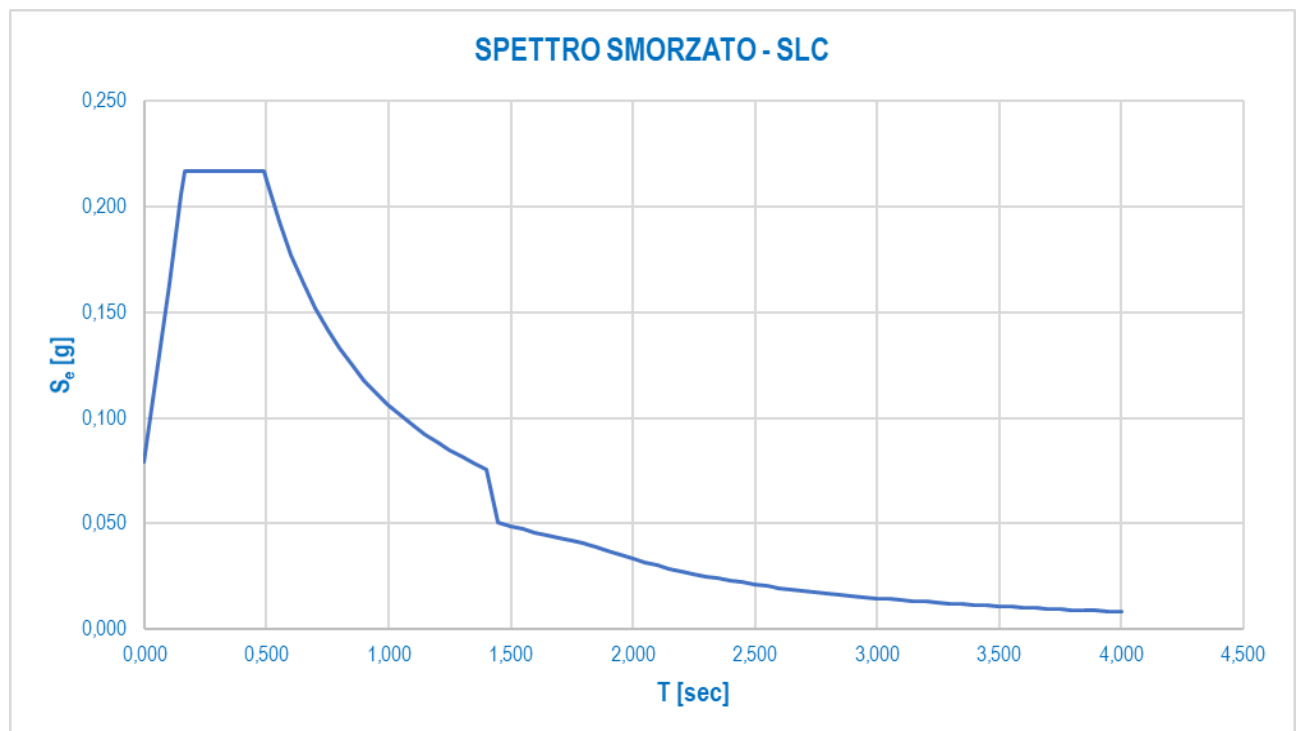


6.6 DEFINIZIONE DELLO SPETTRO DI PROGETTO SMORZATO PER LO SLC

Nell'immagine successiva è riportata la determinazione dei parametri dello spettro di risposta smorzato valutato per lo Stato Limite di Collasso (SLC):

PARAMETRI SISMICI		
a_g	0,053	[1/g]
F_0	2,728	[-]
T_C^*	0,321	[sec]
S_S	1,500	[-]
C_C	1,528	[-]
S_T	1,000	[-]
S	1,500	[-]
T_B	0,163	[sec]
T_C	0,490	[sec]
T_D	1,813	[sec]
T_{ISO}	1,832	[sec]
ξ	0,160	[-]

Nell'immagine successiva è riportato il diagramma dello spettro di risposta smorzato per lo Stato Limite di Collasso:



7 MODELLAZIONE E VERIFICA DEGLI ELEMENTI PRINCIPALI DELL'IMPALCATO MISTO

Rispetto all'impalcato NORD, di cui alla relazione di calcolo **HE001-P00VI05STRRE01_B**, risulta che:

- la struttura principale dell'impalcato SUD è stata prevista identica (tipologia, dimensioni e suddivisione in conci delle travi principali; tipologia e sezioni degli elementi strutturali costituenti i trasversi reticolari) alla struttura dimensionata e verificata per l'impalcato NORD;
- lo schema statico e la lunghezza delle singole campate assunte per l'impalcato SUD risultano identici a quelli assunti per l'impalcato NORD;
- l'interasse tra le travi principali dell'impalcato SUD risulta uguale all'interasse assunto per l'impalcato NORD, con eccezione della campata tra Spalla A e Pila 1, per la quale tale interasse risulta inferiore (impalcato SUD → $i = 3,50$ m; impalcato NORD → $i = 3,50 - 4,27$ m);
- la larghezza della soletta dell'impalcato SUD risulta inferiore alla larghezza dell'impalcato NORD, con un totale dei pesi propri (soletta) e dei carichi permanenti portati (pavimentazione stradale) inferiore per l'impalcato SUD rispetto all'impalcato NORD;
- il raggio di curvatura minimo dell'impalcato SUD risulta inferiore al raggio di curvatura minimo dell'impalcato NORD, con conseguente riduzione dell'azione trasversale centrifuga.

Stanti le considerazioni precedentemente riportate, le strutture principali dell'impalcato SUD risultano implicitamente soddisfatte. Per lo sviluppo dei calcoli e le relative verifiche strutturali si farà pertanto riferimento a quanto già elaborato relativamente all'impalcato NORD:

- Relazione di calcolo → **HE001-P00VI05STRRE01_B**
- Allegati alla relazione di calcolo → **HE001-P00VI05STRRE01_B – AII. 1 – 9**

A titolo di completezza si riepilogano le principali dimensioni relative alle travature principali dell'impalcato:

TRAVI LATERALI														
CONCIO	H _{trave,min} [mm]	H _{trave,max} [mm]	I _{piatta sup} [mm]	S _{piatta sup} [mm]	h _{trave,min} [mm]	h _{trave,max} [mm]	S _{trave} [mm]	I _{piatta inf} [mm]	S _{piatta inf} [mm]	d _{eff soletta} [m]	ARMATURA SUPERIORE SOLETTA		ARMATURA SUPERIORE SOLETTA	
											Ø [mm]	p [cm]	Ø [mm]	p [cm]
C1	1.000,00	1.000,00	500,00	30,00	920,00	920,00	18,00	700,00	50,00	3,28	16	20,00	16	20,00
C2	1.000,00	1.000,00	500,00	30,00	910,00	910,00	18,00	700,00	60,00	3,28	16	20,00	16	20,00
C3A	1.000,00	1.000,00	500,00	40,00	910,00	910,00	20,00	700,00	50,00	3,28	16	20,00	16	20,00
C3B	1.000,00	1.000,00	500,00	40,00	910,00	910,00	20,00	700,00	50,00	2,75	22	20,00	22	20,00
C4A	1.000,00	2.000,00	700,00	50,00	890,00	1.890,00	20,00	700,00	60,00	2,75	24	10,00	24	10,00
C4B	2.000,00	2.000,00	700,00	50,00	1.890,00	1.890,00	20,00	700,00	60,00	2,75	24	10,00	24	10,00
C5A	1.000,00	1.000,00	500,00	40,00	910,00	910,00	20,00	700,00	50,00	2,75	16	20,00	16	20,00
C5B	1.000,00	1.000,00	500,00	40,00	910,00	910,00	20,00	700,00	50,00	3,32	16	20,00	16	20,00
C6	1.000,00	1.000,00	500,00	30,00	920,00	920,00	18,00	700,00	50,00	3,32	16	20,00	16	20,00

TRAVI CENTRALI														
CONCIO	H _{trave,min} [mm]	H _{trave,max} [mm]	I _{piatta sup} [mm]	S _{piatta sup} [mm]	h _{trave,min} [mm]	h _{trave,max} [mm]	S _{trave} [mm]	I _{piatta inf} [mm]	S _{piatta inf} [mm]	d _{eff soletta} [m]	ARMATURA SUPERIORE SOLETTA		ARMATURA SUPERIORE SOLETTA	
											Ø [mm]	p [cm]	Ø [mm]	p [cm]
C1	1.000,00	1.000,00	500,00	30,00	920,00	920,00	18,00	700,00	50,00	3,00	16	20,00	16	20,00
C2	1.000,00	1.000,00	500,00	30,00	910,00	910,00	18,00	700,00	60,00	3,00	16	20,00	16	20,00
C3A	1.000,00	1.000,00	500,00	40,00	910,00	910,00	20,00	700,00	50,00	3,00	16	20,00	16	20,00
C3B	1.000,00	1.000,00	500,00	40,00	910,00	910,00	20,00	700,00	50,00	2,51	22	20,00	22	20,00
C4A	1.000,00	2.000,00	700,00	50,00	890,00	1.890,00	20,00	700,00	60,00	2,51	24	10,00	24	10,00
C4B	2.000,00	2.000,00	700,00	50,00	1.890,00	1.890,00	20,00	700,00	60,00	2,51	24	10,00	24	10,00
C5A	1.000,00	1.000,00	500,00	40,00	910,00	910,00	20,00	700,00	50,00	2,51	16	20,00	16	20,00
C5B	1.000,00	1.000,00	500,00	40,00	910,00	910,00	20,00	700,00	50,00	3,09	16	20,00	16	20,00
C6	1.000,00	1.000,00	500,00	30,00	920,00	920,00	18,00	700,00	50,00	3,09	16	20,00	16	20,00

Per un'ottimizzazione migliore delle armature è stata comunque eseguita una specifica analisi trasversale della soletta superiore, le cui risultanze sono riepilogate all'interno del capitolo successivo.

8 ANALISI E VERIFICA DELLA SOLETTA SUPERIORE

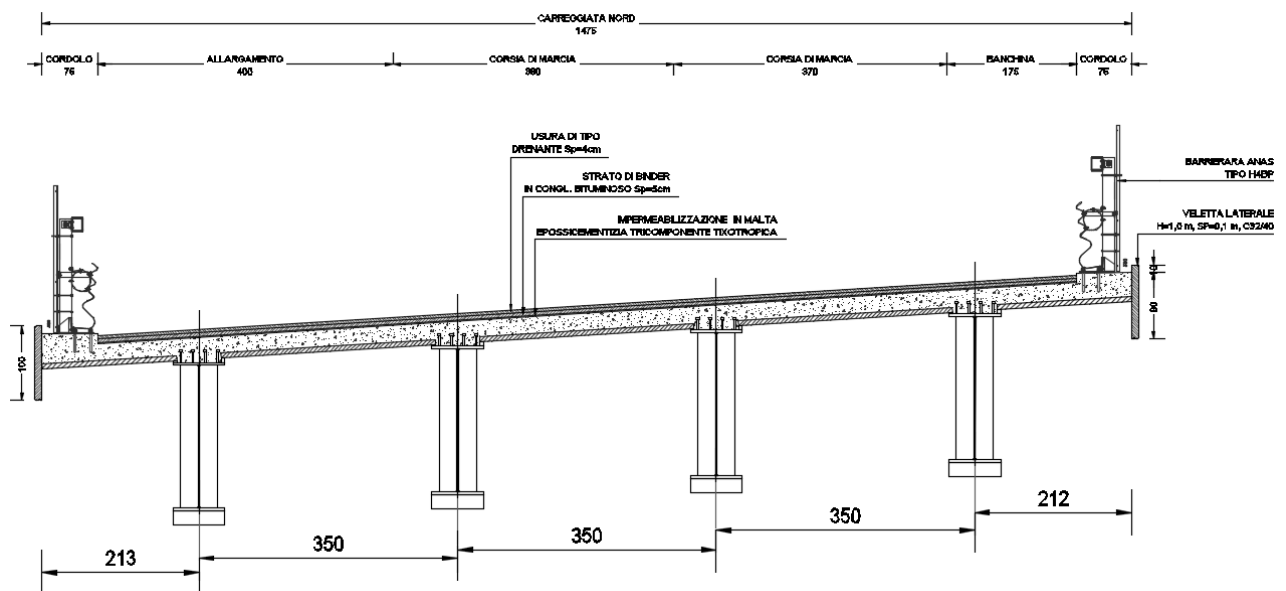
Nel presente paragrafo si analizza il comportamento trasversale della soletta dell'impalcato.

In particolare, si provvede ad eseguire lo studio della statica locale in quanto la statica globale è già stata presa in esame nei paragrafi precedenti, valutando le tensioni nel calcestruzzo e nelle barre d'armatura longitudinali.

In fase di progetto si è scelto di realizzare la soletta con l'utilizzo di coppelle prefabbricate che fungono da cassero a perdere. Lo spessore complessivo di soletta è pari a **0,30 m**, di cui **0,07 m** sono relativi alla coppella.

La larghezza totale massima della soletta è pari a circa **14,75 m**. L'analisi locale si riferisce alle menzionate dimensioni assumendo dunque lo schema di trave continua su n. 4 appoggi, avente le seguenti luci di calcolo:

- luce intermedia di lunghezza pari a **3,50 m**;
- sbalzo in sinistra di lunghezza pari a **2,13 m**;
- sbalzo in destra di lunghezza pari a **2,12 m**.



Nei punti seguenti viene innanzitutto verificata la coppella durante la fase di getto; in secondo luogo, viene esaminato il comportamento complessivo della soletta in fase di esercizio.

8.1 VERIFICA DELLE LASTRE PREFABBRICATE TRALICCIATE IN FASE DI COSTRUZIONE

In direzione trasversale, il getto dello spessore corrente di soletta avverrà in n.3 fasi:

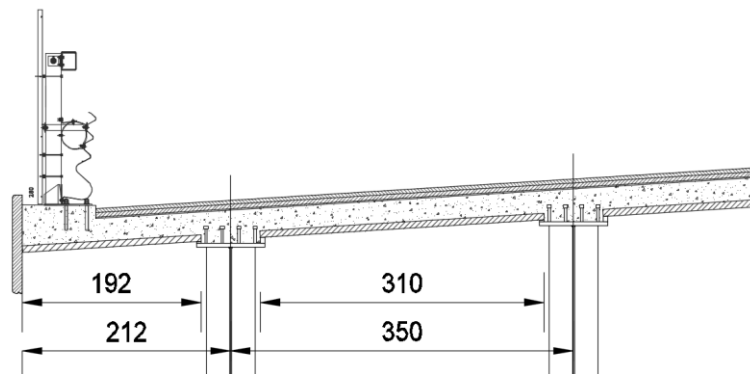
- fase 1: getto della soletta nei campi centrali tra le travi principali;
- fase 2: getto della soletta sugli sbalzi;
- fase 3: getto dei cordoli.

Oltre al peso proprio delle parti gettate si considera a favore di sicurezza la presenza di un sovraccarico accidentale di **1,00 kN/m²**.

Si prevede a tale scopo l'utilizzo di lastre prefabbricate tralicciate aventi spessore di **70 mm**, armate con trallici d'armatura così formati:

- Corrente superiore: n. 1 ϕ 20
- Corrente inferiore annegati nella lastra: n. 2 ϕ 16
- Staffe diagonali: n. 2 ϕ 10/20
- Rete elettrosaldata predalle: ϕ 5/15x15
- Distanza tra corrente superiore/inferiore: 205 mm

Lo studio della fase di getto fa riferimento alle configurazioni limite di trave appoggiata su una luce pari a **3,10 m** per la campata intermedia e di sbalzo massimo pari a **1,92 m**.



A. MATERIALI

Acciaio costituente il traliccio	B450	
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540,00 [N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450,00 [N/mm ²]
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391,30 [N/mm ²]

B. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Interasse trasversale tra i trallici	i_{tr}	400,00 [mm]
Spessore della lastra prefabbricata	S_{dalla}	70,00 [mm]
Spessore della soletta superiore gettata in opera	$S_{soletta}$	230,00 [mm]
Altezza del traliccio metallico	h	205 mm
Passo longitudinale delle diagonali	i_{diag}	200,00 [mm]
Interasse trasversale tra le barre inferiori annegate nella lastra prefabbricata	$i_{b,inf}$	120,00 [mm]
Diametro della barra corrente superiore		ϕ 20
Diametro delle barre correnti inferiori		ϕ 16
Diametro delle barre diagonali		ϕ 10

C. CARICHI AGENTI - VALORI CARATTERISTICI

Peso per unità di superficie della lastra prefabbricata	p_1	1,75 [kN/m ²]
Peso per unità di superficie della soletta superiore gettata in opera	p_2	5,75 [kN/m ²]
Carico accidentale di servizio	q	1,00 [kN/m ²]

D. VERIFICA ALLO STATI LIMITE ULTIMO DEL TRALICCIO METALLICO IN CAMPATA

Luce di calcolo della campata	$l_{campata}$	3,10	[m]		
Momento flettente massimo sul singolo traliccio	M_{Sd}	5,59	[kNm]		
Azione tagliante massima sul singolo traliccio	V_{Sd}	7,21	[kN]		
Azione normale di calcolo sul corrente superiore compresso	$N_{Sd,sup}$	27,25	[kN]		
Azione normale di calcolo sui correnti inferiori tesi	$N_{Sd,inf}$	-27,25	[kN]		
Azione normale di calcolo sulle diagonali	$N_{Sd,diag}$	5,25	[kN]		
Tensione normale massima sul corrente superiore teso	$\sigma_{max,sup}$	86,78	[N/mm ²]		
Tensione normale massima sui correnti inferiori	$\sigma_{max,inf}$	-67,78	[N/mm ²]		
Tensione normale massima sulle diagonali	$\sigma_{max,diag}$	66,40	[N/mm ²]		
CORRENTE SUPERIORE COMPRESSO	Snellezza del corrente superiore	λ_{sup}	40,00 [-]		
	Rapporto ϵ	ϵ	0,72 [-]		
	Snellezza normalizzata del corrente superiore	λ_{sup}^*	0,59 [-]		
	Coefficiente Φ	Φ	0,77 [-]		
	Coefficiente χ	χ	0,79 [-]		
DIAGONALE COMPRESSA	Snellezza della diagonale	λ_{sup}	94,34 [-]		
	Rapporto ϵ	ϵ	0,72 [-]		
	Snellezza normalizzata della diagonale	λ_{sup}^*	1,39 [-]		
	Coefficiente Φ	Φ	1,76 [-]		
	Coefficiente χ	χ	0,35 [-]		
$\sigma_{max,sup}$	86,78 [N/mm ²]	<	$\chi \cdot f_{yd}$	309,76 [N/mm ²]	VERIFICA POSITIVA
$ \sigma_{max,inf} $	67,78 [N/mm ²]	<	f_{yd}	391,30 [N/mm ²]	VERIFICA POSITIVA
$\sigma_{max,diag}$	66,40 [N/mm ²]	<	$\chi \cdot f_{yd}$	138,07 [N/mm ²]	VERIFICA POSITIVA

E. VERIFICA ALLO STATI LIMITE ULTIMO DEL TRALICCIO METALLICO ALLO SBALZO

Luce di calcolo dello sbalzo	l_{sbalzo}	1,92	[m]		
Momento flettente massimo sul singolo traliccio	M_{Sd}	-8,57	[kNm]		
Azione tagliante massima sul singolo traliccio	V_{Sd}	8,93	[kN]		
Azione normale di calcolo sul corrente superiore teso	$N_{Sd,sup}$	-41,81	[kN]		
Azione normale di calcolo sui correnti inferiori compressi	$N_{Sd,inf}$	41,81	[kN]		
Azione normale di calcolo sulle diagonali	$N_{Sd,diag}$	6,50	[kN]		
Tensione normale massima sul corrente superiore teso	$\sigma_{max,sup}$	-133,15	[N/mm ²]		
Tensione normale massima sui correnti inferiori	$\sigma_{max,inf}$	104,00	[N/mm ²]		
Tensione normale massima sulle diagonali	$\sigma_{max,diag}$	82,26	[N/mm ²]		
CORRENTI INFERIORI COMPRESSI	Snellezza del corrente superiore	λ_{sup}	50,00 [-]		
	Rapporto ϵ	ϵ	0,72 [-]		
	Snellezza normalizzata del corrente superiore	λ_{sup}^*	0,74 [-]		
	Coefficiente Φ	Φ	0,90 [-]		
	Coefficiente χ	χ	0,70 [-]		
DIAGONALE COMPRESSA	Snellezza della diagonale	λ_{sup}	94,34 [-]		
	Rapporto ϵ	ϵ	0,72 [-]		
	Snellezza normalizzata della diagonale	λ_{sup}^*	1,39 [-]		
	Coefficiente Φ	Φ	1,76 [-]		
	Coefficiente χ	χ	0,35 [-]		
$ \sigma_{max,sup} $	133,15 [N/mm ²]	<	f_{yd}	391,30 [N/mm ²]	VERIFICA POSITIVA
$\sigma_{max,inf}$	104,00 [N/mm ²]	<	$\chi \cdot f_{yd}$	274,60 [N/mm ²]	VERIFICA POSITIVA
$\sigma_{max,diag}$	82,26 [N/mm ²]	<	$\chi \cdot f_{yd}$	138,07 [N/mm ²]	VERIFICA POSITIVA

8.1.1 VERIFICA A RIBALTAMENTO DELLE LASTRE PREFABBRICATE IN FASE DI POSA IN OPERA E GETTO DELLA SOLETTA

Per le verifiche sono stati considerati i seguenti carichi di progetto:

- Peso proprio delle lastre prefabbricate tralicciate
- Peso proprio del getto in opera della soletta

Carico accidentale di servizio sullo sbalzo (a favore di sicurezza) assunto pari a 1,00 kN/m².

Per le verifiche (a Stato Limite Ultimo) sono stati considerati i seguenti coefficienti amplificativi dei carichi:

- Peso proprio della lastra prefabbricata tralicciata e peso proprio del getto in opera della soletta in campata → $\gamma = 1,00$
- Peso proprio della lastra prefabbricata tralicciata e peso proprio del getto in opera della soletta sullo sbalzo → $\gamma = 1,35$
- Carico accidentale di servizio sullo sbalzo → $\gamma = 1,50$

L'asse di rotazione è assunto, a favore di sicurezza, in corrispondenza dell'asse della trave di bordo.

VERIFICA A RIBALTAMENTO DELLE LASTRE PREFABBRICATE IN FASE DI POSA E GETTO DELLA SOLETTA

A. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Spessore della lastra prefabbricata	S_{dalla}	70,00	[mm]
Spessore della soletta superiore gettata in opera	$S_{soletta}$	230,00	[mm]
Lunghezza della campata interna (interasse travi)	$l_{campata}$	3,50	[m]
Lunghezza dello sbalzo	l_{sbalzo}	2,12	[m]

B. POSA DELLA LASTRA PREFABBRICATA - VERIFICA A RIBALTAMENTO RISPETTO ALL'ASSE DELLA TRAVE ESTERNA

Peso della lastra prefabbricata in campata	p_1	6,13	[kN/m]
Peso della lastra prefabbricata sullo sbalzo	p_2	3,71	[kN/m]
Sovraccarico accidentale sullo sbalzo	q_1	1,00	[kN/m]
Coefficiente amplificativo dei carichi permanenti in campata	γ_{p1}	1,00	[-]
Coefficiente amplificativo dei carichi permanenti sullo sbalzo	γ_{p2}	1,35	[-]
Coefficiente amplificativo dei carichi accidentali sullo sbalzo	γ_{q1}	1,50	[-]
Momento ribaltante rispetto all'asse della trave esterna	M_{rib}	6,90	[kNm/m]
Momento stabilizzante rispetto all'asse della trave esterna	M_{stab}	10,72	[kNm/m]
M_{rib} 6,90 [kNm/m] < M_{stab} 10,72 [kNm/m] VERIFICA POSITIVA			
			$C_{sicurezza}$ 1,55

C. GETTO DI PRIMA FASE - VERIFICA A RIBALTAMENTO RISPETTO ALL'ASSE DELLA TRAVE ESTERNA

Peso della lastra prefabbricata in campata	p_1	6,13	[kN/m]
Peso della lastra prefabbricata sullo sbalzo	p_2	3,71	[kN/m]
Peso del getto in opera sulla campata	p_3	20,13	[kN/m]
Peso del getto in opera sullo sbalzo	p_4	0,00	[kN/m]
Sovraccarico accidentale sullo sbalzo	q_1	1,00	[kN/m]
Coefficiente amplificativo dei carichi permanenti in campata	γ_{p1}	1,00	[-]
Coefficiente amplificativo dei carichi permanenti sullo sbalzo	γ_{p2}	1,35	[-]
Coefficiente amplificativo dei carichi accidentali sullo sbalzo	γ_{q1}	1,50	[-]
Momento ribaltante rispetto all'asse della trave esterna	M_{rib}	6,90	[kNm/m]
Momento stabilizzante rispetto all'asse della trave esterna	M_{stab}	45,94	[kNm/m]
M_{rib} 6,90 [kNm/m] < M_{stab} 45,94 [kNm/m] VERIFICA POSITIVA			
			$C_{sicurezza}$ 6,66

D. GETTO DI SECONDA FASE - VERIFICA A RIBALTAMENTO RISPETTO ALL'ASSE DELLA TRAVE ESTERNA

Peso della lastra prefabbricata in campata	p ₁	6,13	[kN/m]	
Peso della lastra prefabbricata sullo sbalzo	p ₂	3,71	[kN/m]	
Peso del getto in opera sulla campata	p ₃	20,13	[kN/m]	
Peso del getto in opera sullo sbalzo	p ₄	12,19	[kN/m]	
Sovraccarico accidentale sullo sbalzo	q ₁	1,00	[kN/m]	
Coefficiente amplificativo dei carichi permanenti in campata	Y _{p1}	1,00	[-]	
Coefficiente amplificativo dei carichi permanenti sullo sbalzo	Y _{p2}	1,35	[-]	
Coefficiente amplificativo dei carichi accidentali sullo sbalzo	Y _{q1}	1,50	[-]	
Momento ribaltante rispetto all'asse della trave esterna	M _{rib}	24,34	[kNm/m]	
Momento stabilizzante rispetto all'asse della trave esterna	M _{stab}	45,94	[kNm/m]	
M _{rib} 24,34 [kNm/m] < M _{stab} 45,94 [kNm/m] VERIFICA POSITIVA				C_{sicurezza} 1,89

8.2 ANALISI TRASVERSALE DELLA SOLETTA

8.2.1 ANALISI DEI CARICHI

Il peso proprio della soletta e quello dei carichi permanenti portati vengono di seguito dettagliatamente descritti. Per tali carichi si assume una deformazione cilindrica della soletta ovvero si trascura il contributo dovuto ai momenti nella direzione parallela all'asse dell'impalcato.

Il peso proprio delle lastre prefabbricate e del getto della soletta viene portato dalle sole lastre prefabbricate mentre le sollecitazioni dovute ai carichi permanenti portati ed agli accidentali gravano sulla soletta completa.

8.2.1.1 Peso proprio della soletta e carichi permanenti portati

Per il calcolo delle azioni sollecitanti flettenti e taglianti si considerano i seguenti carichi permanenti riportati di seguito in dettaglio:

- Peso proprio di soletta, dalle e cordoli;
- Peso proprio della pavimentazione stradale;
- Peso proprio delle barriere guard – rail;
- Peso proprio delle velette laterali.

A. PESO PROPRIO DELLA SOLETTA

Spessore della soletta	0,30	[m]
Peso per unità di superficie della soletta	7,50	[kN/m ²]

B. PESO PROPRIO DEI CORDOLI

Spessore del cordolo in sinistra	0,16	[m]
Peso per unità di superficie del cordolo sinistro	3,88	[kN/m ²]
Spessore del cordolo in destra	0,11	[m]
Peso per unità di superficie del cordolo destro	2,75	[kN/m ²]

C. PESO PROPRIO DELLA PAVIMENTAZIONE STRADALE

Spessore medio della pavimentazione stradale	0,100	[m]
Peso per unità di volume della pavimentazione stradale	24,00	[kN/m ³]
Peso per unità di superficie della pavimentazione stradale	2,40	[kN/m ²]

D. PESO PROPRIO DELLE BARRIERE GUARD RAIL

Peso per unità di lunghezza della singola barriera guard rail	2,00	[kN/m]
---	-------------	--------

E. PESO PROPRIO DELLE VELETTE

Altezza della singola veletta	1,00	[m]
Spessore della singola veletta	0,10	[m]
Peso per unità di lunghezza della singola veletta	2,50	[kN/m]

8.2.1.2 Carichi accidentali da traffico

Per la valutazione del carico mobile è stato considerato lo schema di carico 1 e lo schema di carico 2, come previsto dal D.M. 17.01.2018.

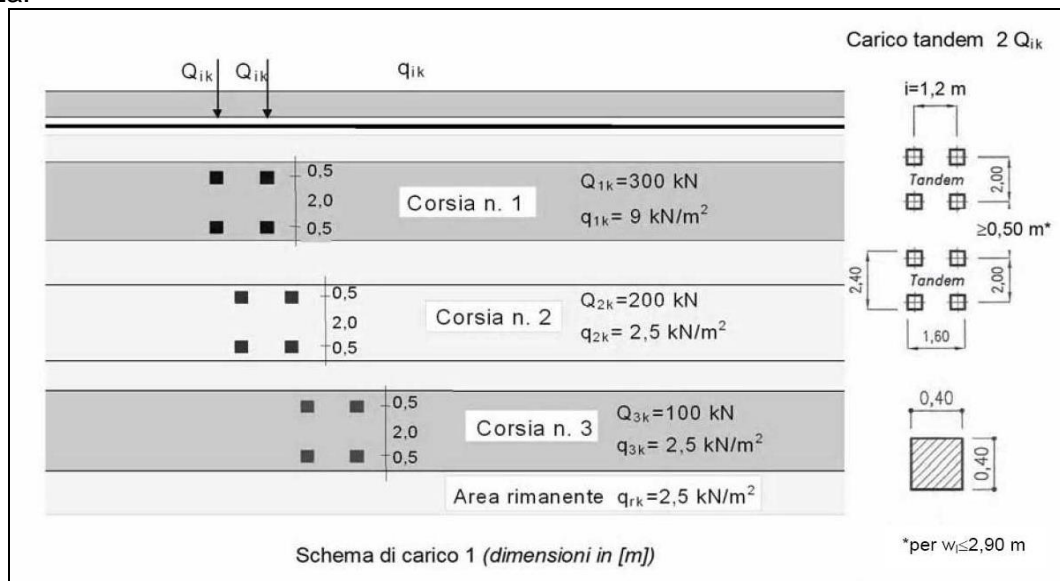
In dettaglio sono stati considerati tre differenti schemi di seguito illustrati:

- **Schema di carico 1 con corsia n°1**

Costituito da carico uniformemente distribuito di entità pari a **9,00 KN/m²** e da carichi concentrati su due assi in tandem di peso globale pari a **600,00 KN**. L'impronta a terra di ciascuna delle quattro ruote è rappresentata da un quadrato di lato **40 cm**; supponendo una diffusione delle pressioni a 45° fino piano baricentrico della soletta. Il passo longitudinale fra ciascun asse è pari a **1,20 m** mentre quello trasversale fra ciascuna ruota è pari a **2,00 m**. Tale carico deve essere posizionato sulla corsia convenzionale n°1 di **3,00 m** di larghezza.

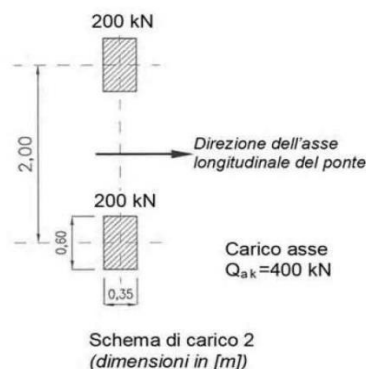
- **Schema di carico 1 con corsia n°1 e corsia n°2**

Carico mobile rappresentato dal carico descritto in precedenza con la presenza di un secondo carico uniformemente distribuito di entità pari a **2,50 KN/m²** e da carichi concentrati su due assi in tandem di peso globale pari a **400,00 KN** posizionato sulla corsia convenzionale n°2 di **3,00 m** di larghezza.



- **Schema di carico 2**

E' costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza **0,60 m** ed altezza **0,35 m** supponendo una diffusione delle pressioni a 45° fino piano baricentrico della soletta. Il passo trasversale fra ciascuna ruota è pari a **2,00 m**.

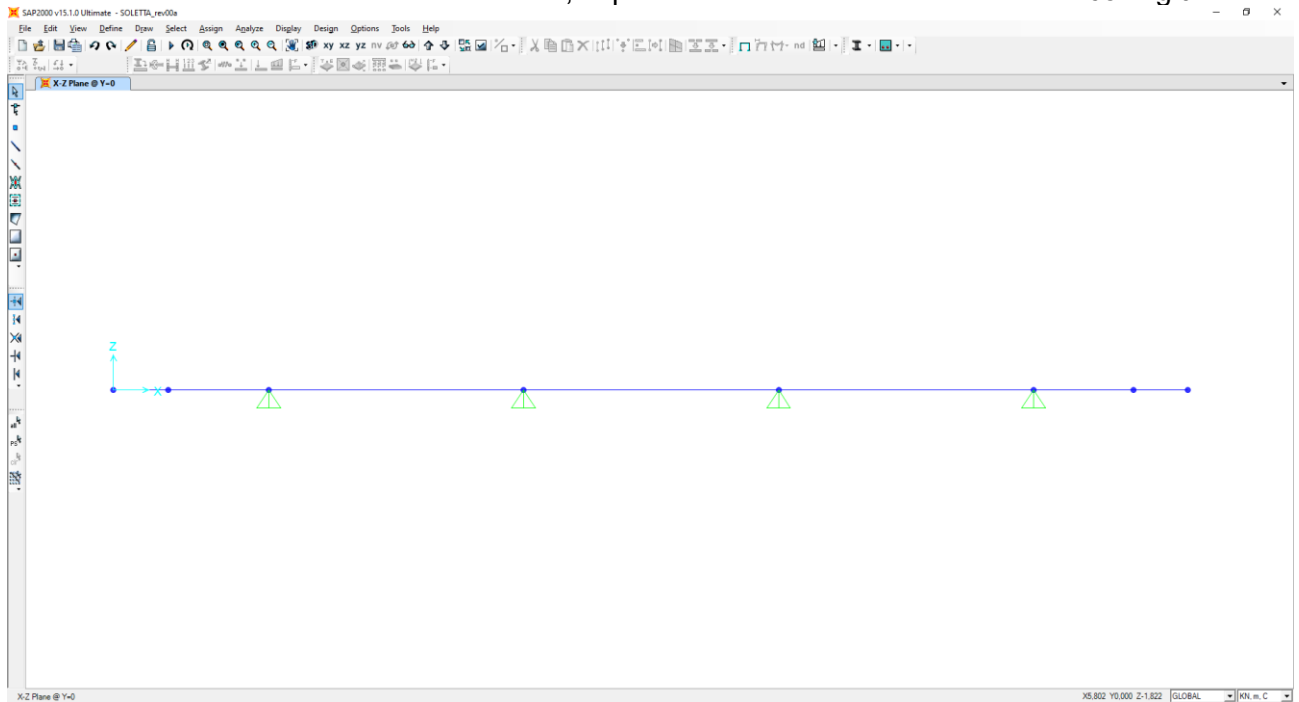


8.2.1.3 Urto da autoveicolo sulla barriera guard rail

L'azione data dall'urto di veicoli in svio è valutabile posizionando un'azione di **100,00 kN** a **1,00 m** di altezza rispetto allo strato di bitumato.

8.2.2 MODELLO DI CALCOLO

L'analisi trasversale della soletta viene condotta con riferimento ai modelli piani mostrati in figura, utilizzando elementi "beam" lineari a 2 nodi, in particolare si analizza il caso con vincoli rigidi.



8.2.3 CALCOLO DELLE AZIONI SOLLECITANTI – SEZIONE DI SPICCATO DELLO SBALZO

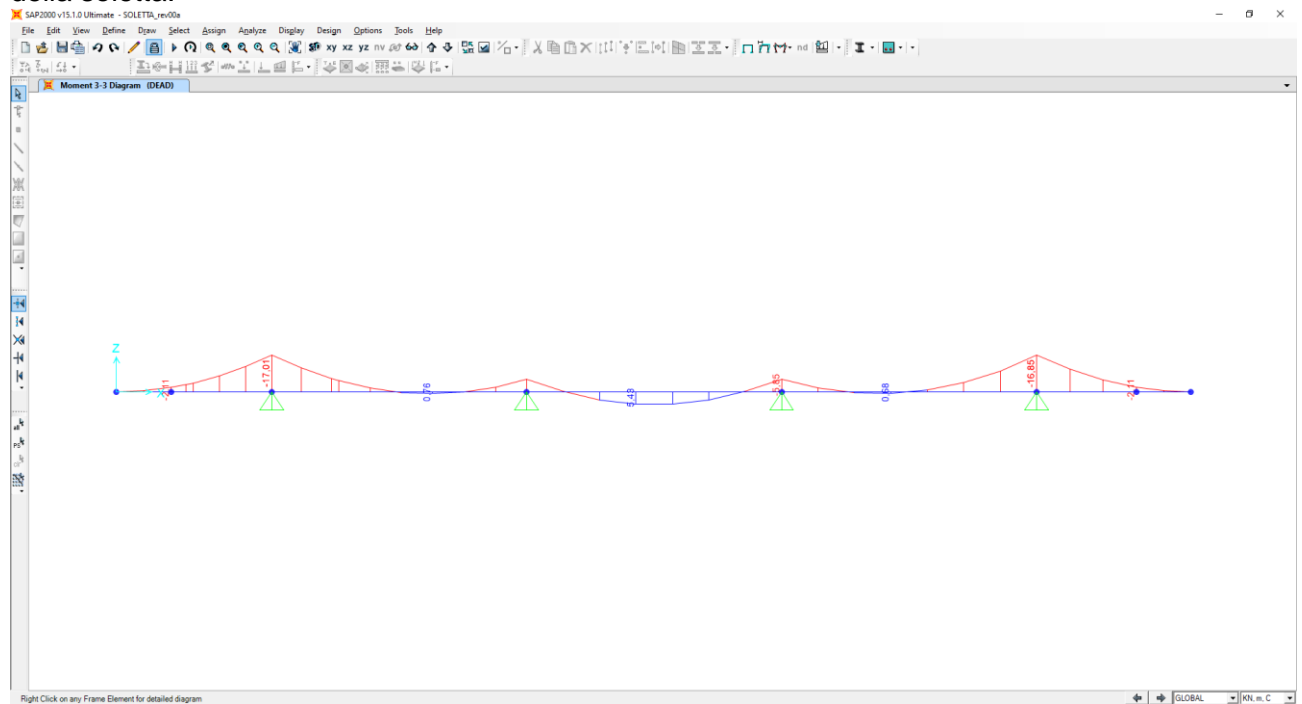
Il dimensionamento e le verifiche strutturali saranno eseguiti sullo sbalzo sinistro, il quale presenta delle condizioni di carico maggiori rispetto allo sbalzo destro.

8.2.3.1 Peso proprio e carichi permanenti portati

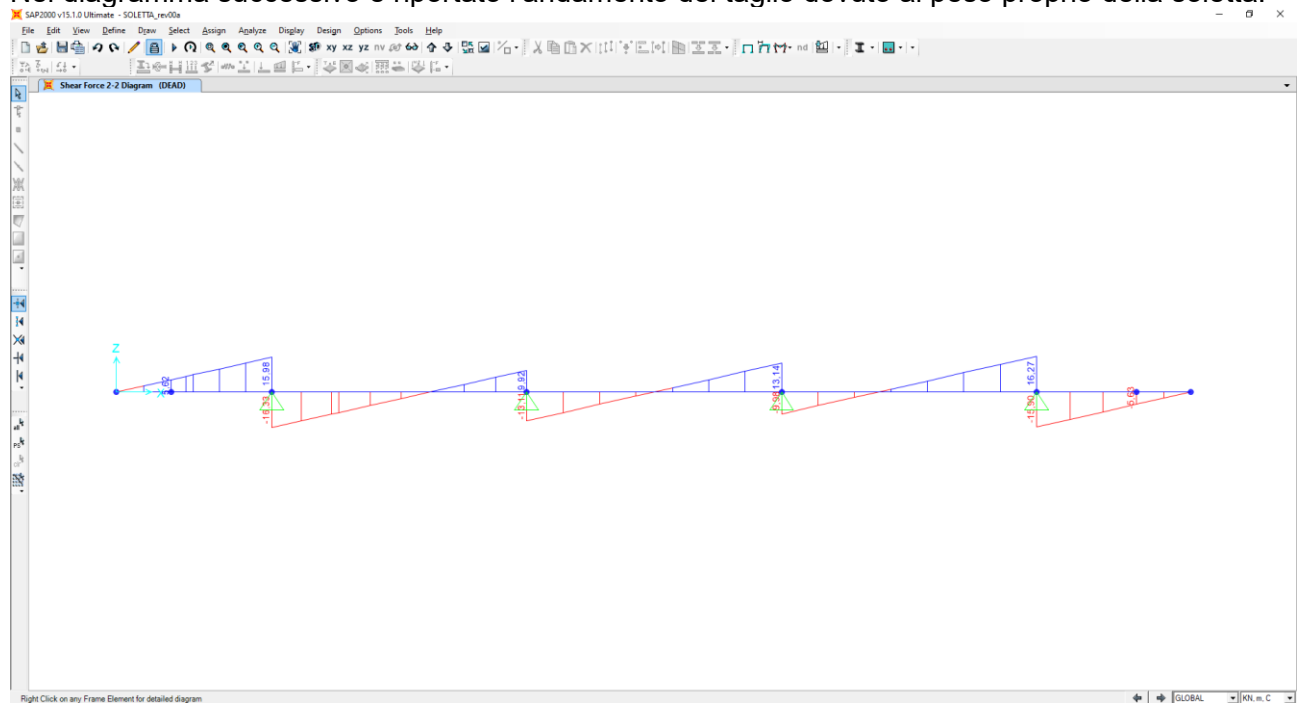
Nell'immagine seguente è riportata la disposizione dei pesi propri e dei carichi permanenti portati sulla sezione trasversale della soletta:



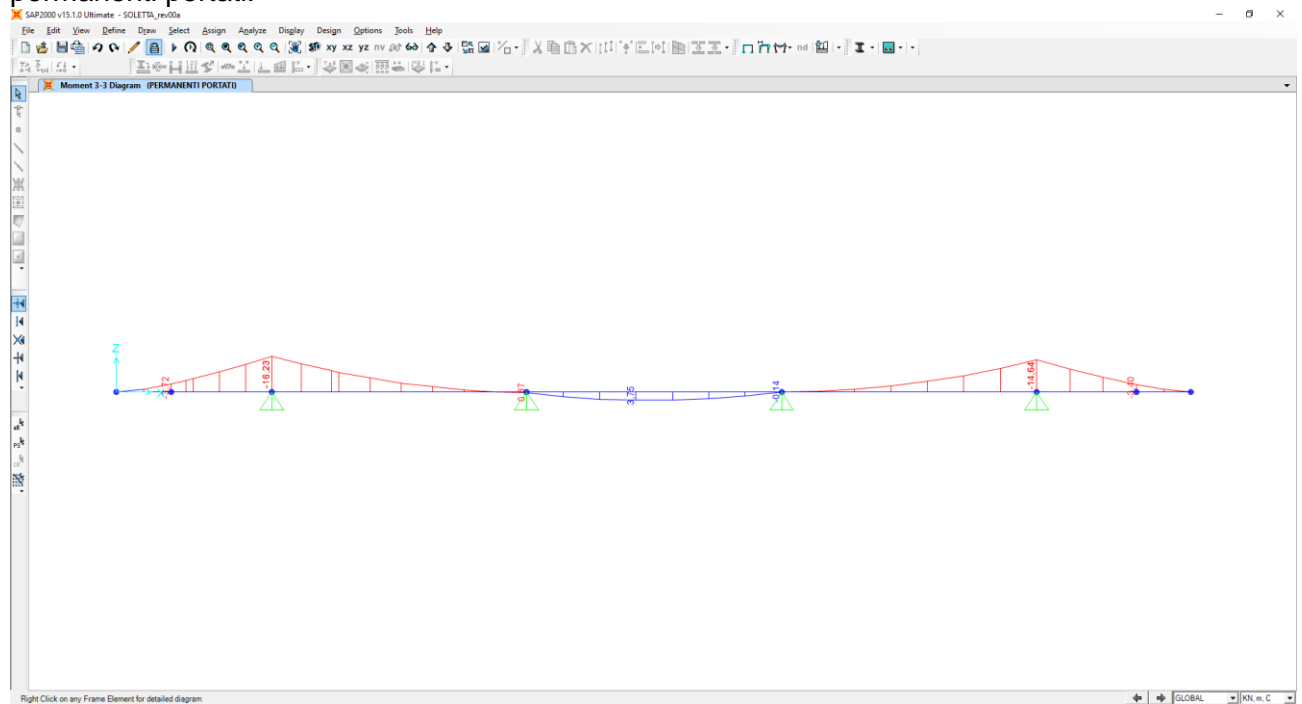
Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del momento flettente dovuto al peso proprio della soletta:



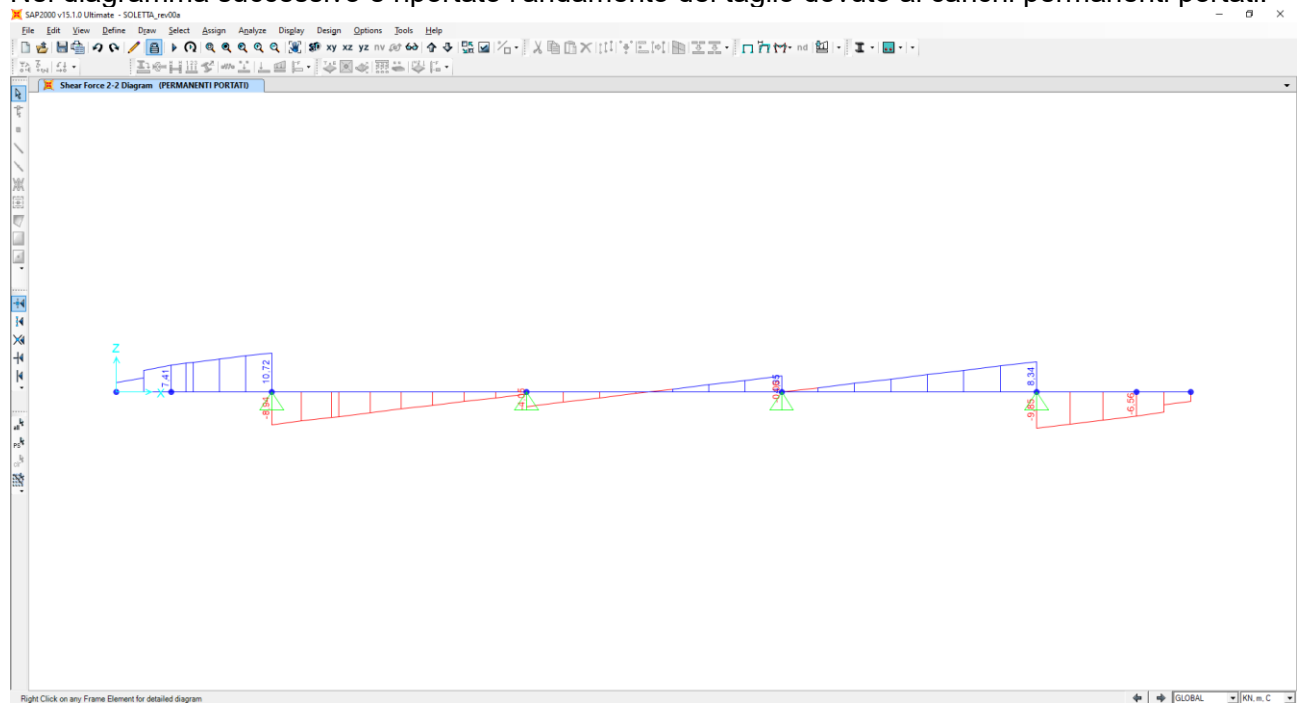
Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del taglio dovuto al peso proprio della soletta:



Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del momento flettente dovuto ai carichi permanenti portati:



Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del taglio dovuto ai carichi permanenti portati:



Nella sezione di appoggio (spiccato dello sbalzo) le sollecitazioni provocate dal peso proprio e dai carichi permanenti, applicati secondo lo schema riportato precedentemente, risultano pari a:

Peso proprio della soletta

$$M_{PP} = -17,01 \text{ kNm/m}$$

$$V_{PP} = 15,98 \text{ kN/m}$$

Carichi permanenti portati

$$M_{PERM} = -16,23 \text{ kNm/m}$$

$$V_{PERM} = 10,72 \text{ kN/m}$$

8.2.3.2 Carichi accidentali da traffico

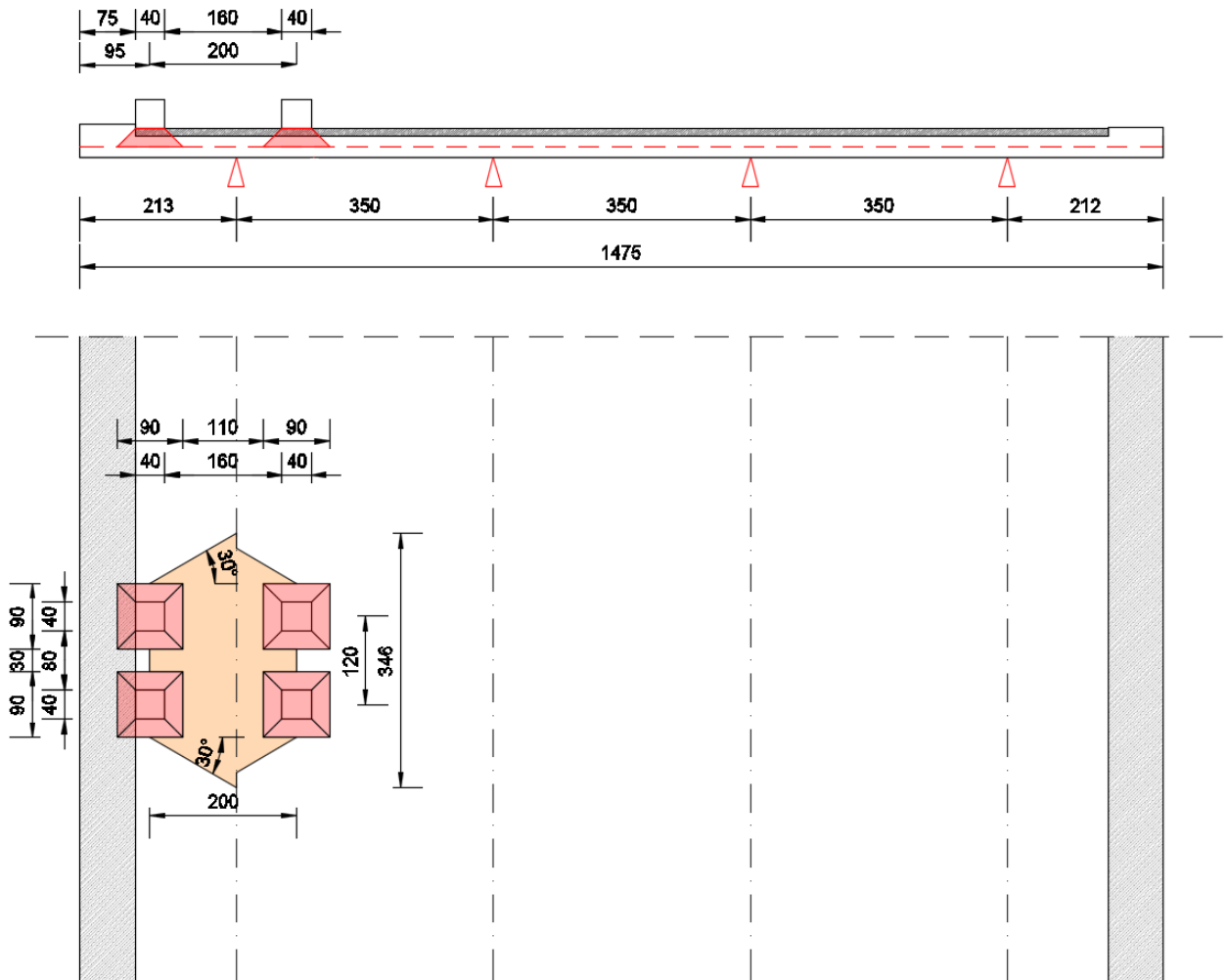
Al fine di determinare i valori massimi delle azioni sollecitanti sulla sezione di spiccato dello sbalzo è stata considerata una distribuzione dei carichi accidentali da traffico come riportato nel paragrafo 5.1.3.10 del DM 17.01.2018, in dettaglio andremo a considerare i seguenti schemi di carico:

- schema di carico 1 con corsia n°1;
- schema di carico 2.

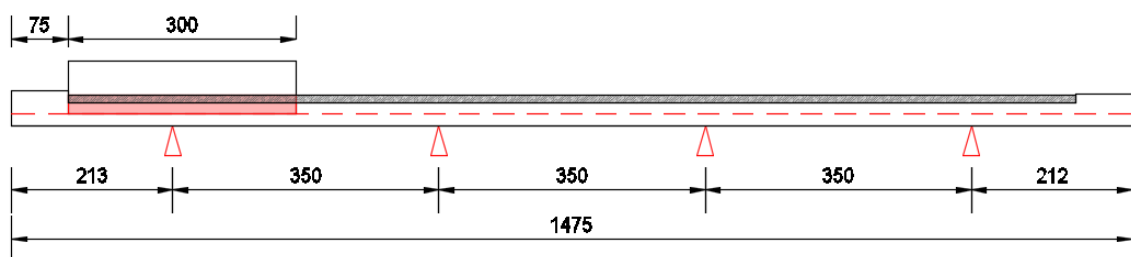
Per quanto concerne i carichi concentrati le sollecitazioni sono ottenute come se il carico prodotto dalle impronte fosse distribuito su una striscia continua che diffonde i suoi effetti nel piano a 30° (assunzione giustificata da precedenti e più approfonditi studi analoghi, con modellazione della soletta a piastra).

Schema di carico 1 con corsia n°1

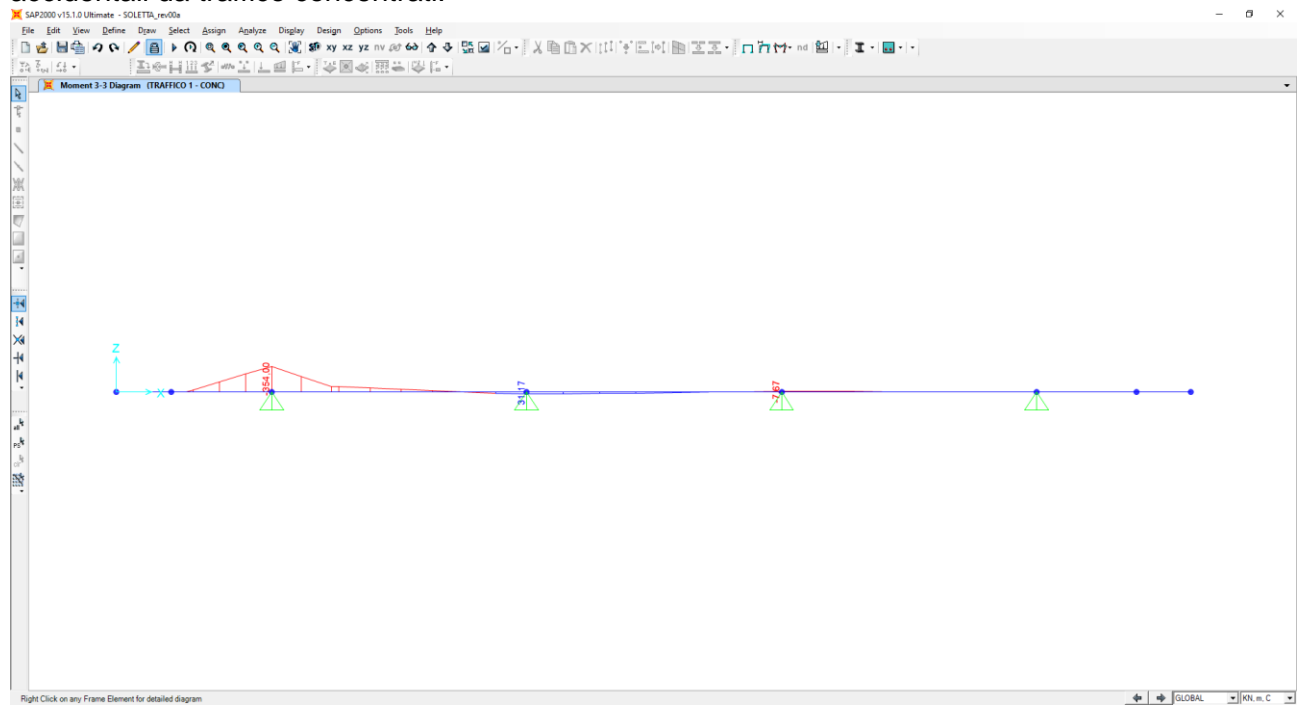
Per lo schema di carico risulta una striscia collaborante di soletta pari a 3,46 m.



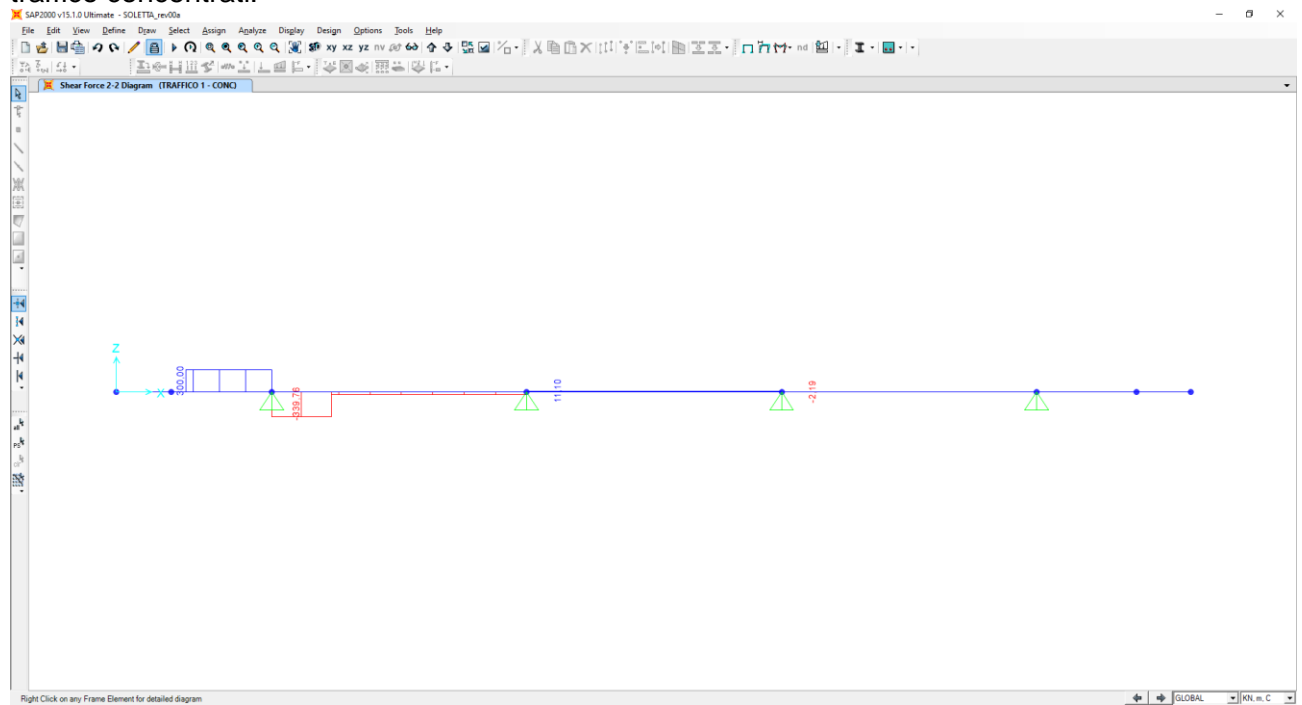
All'effetto dei carichi accidentali da traffico concentrati si aggiunge l'effetto dei carichi accidentali da traffico distribuiti, disposti come nell'immagine successiva:



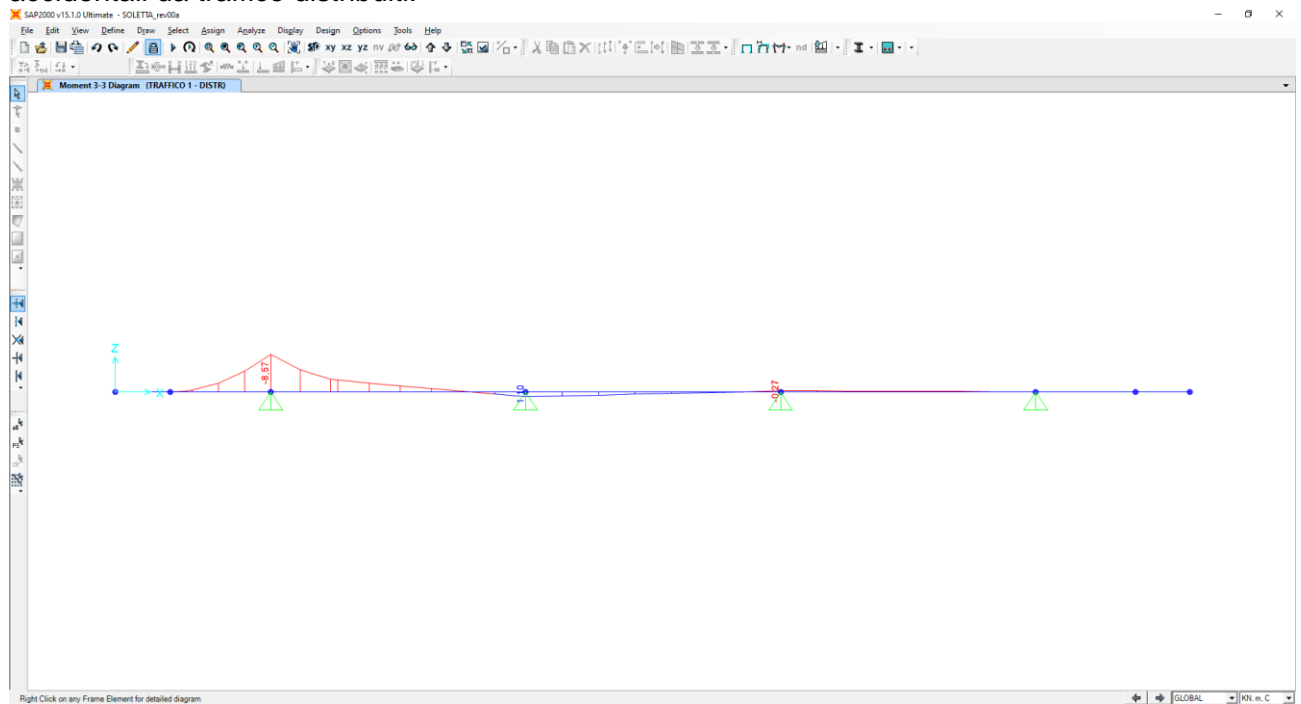
Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del momento flettente dovuto ai carichi accidentali da traffico concentrati:



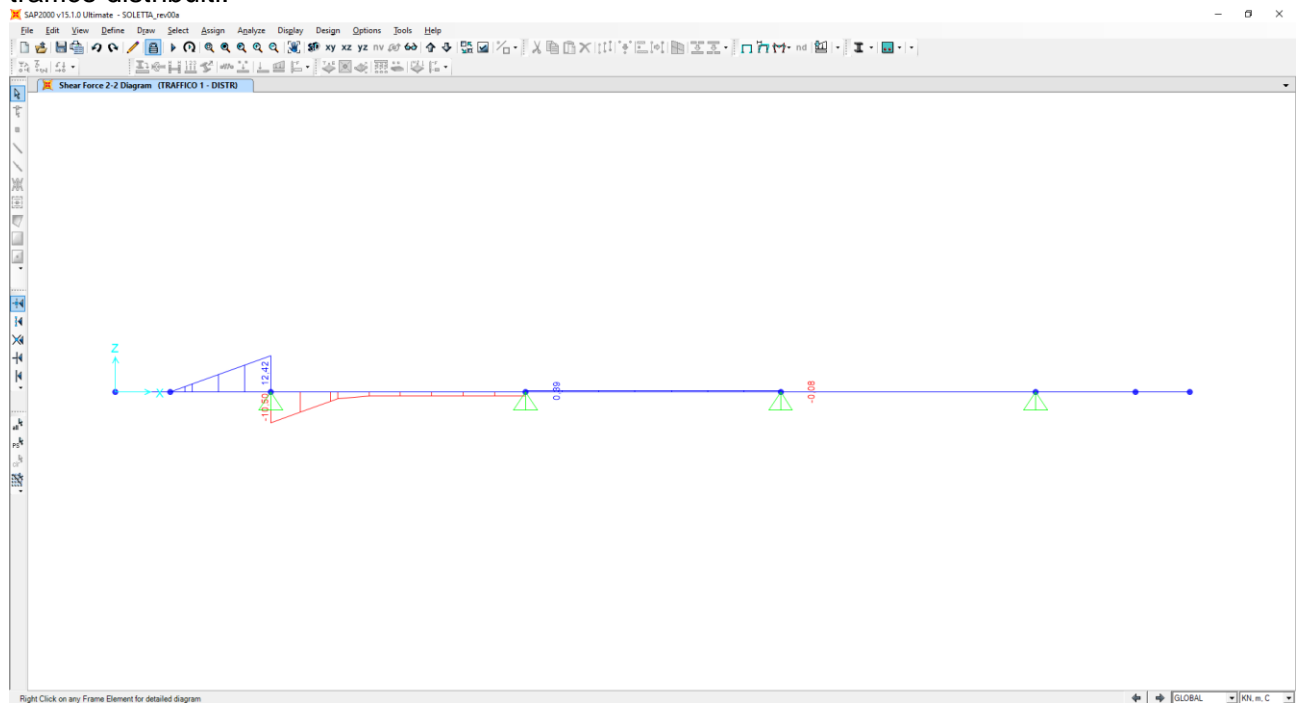
Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del taglio dovuto ai carichi accidentali da traffico concentrati:



Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del momento flettente dovuto ai carichi accidentali da traffico distribuiti:



Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del taglio dovuto ai carichi accidentali da traffico distribuiti:



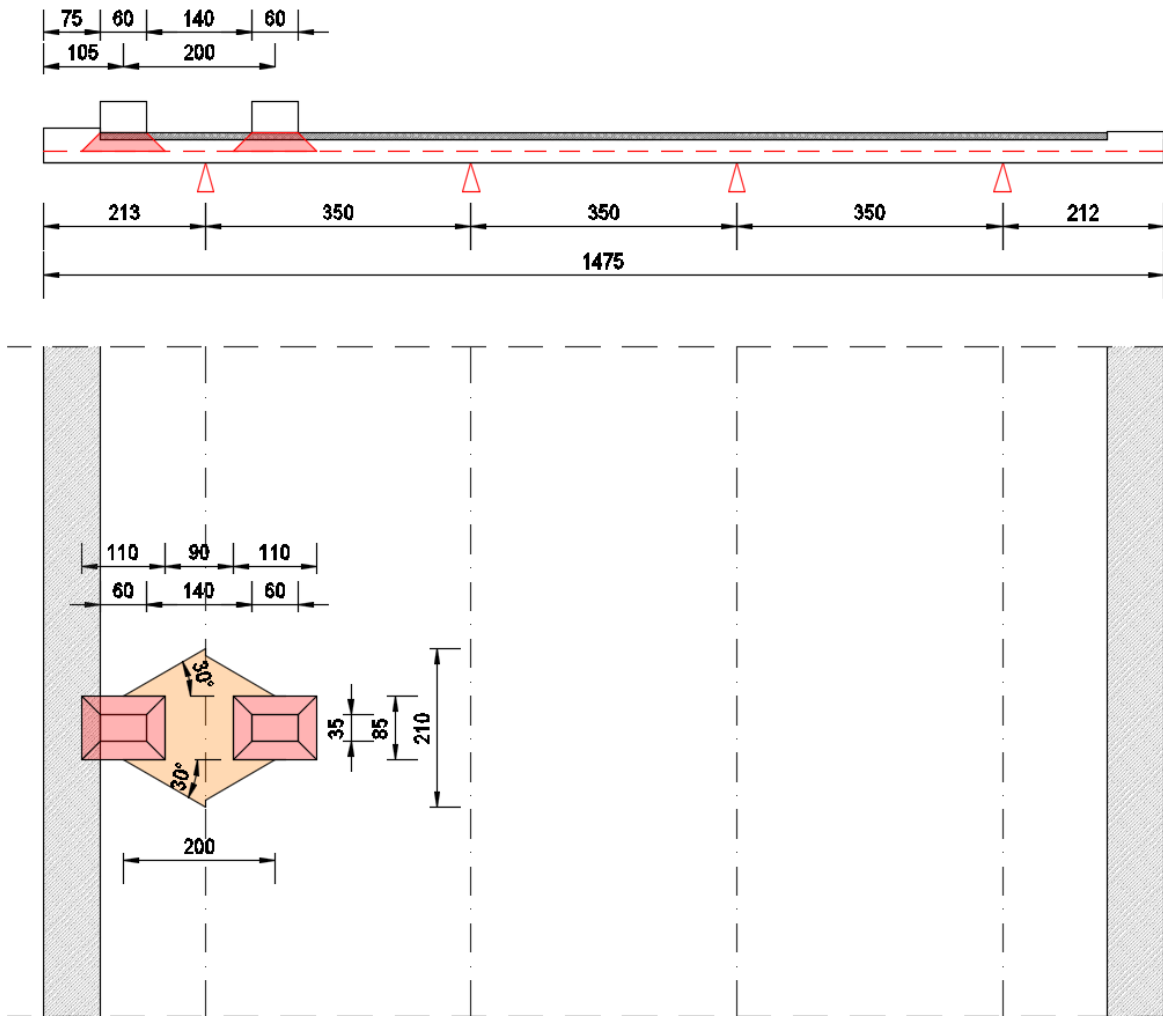
Nella sezione di appoggio (spiccatto dello sbalzo) le sollecitazioni provocate dai carichi accidentali da traffico, applicati secondo lo schema riportato precedentemente, risultano pari a:

$$M_{ACC} = -354,00 / 3,46 - 8,57 = -110,88 \text{ kNm/m}$$

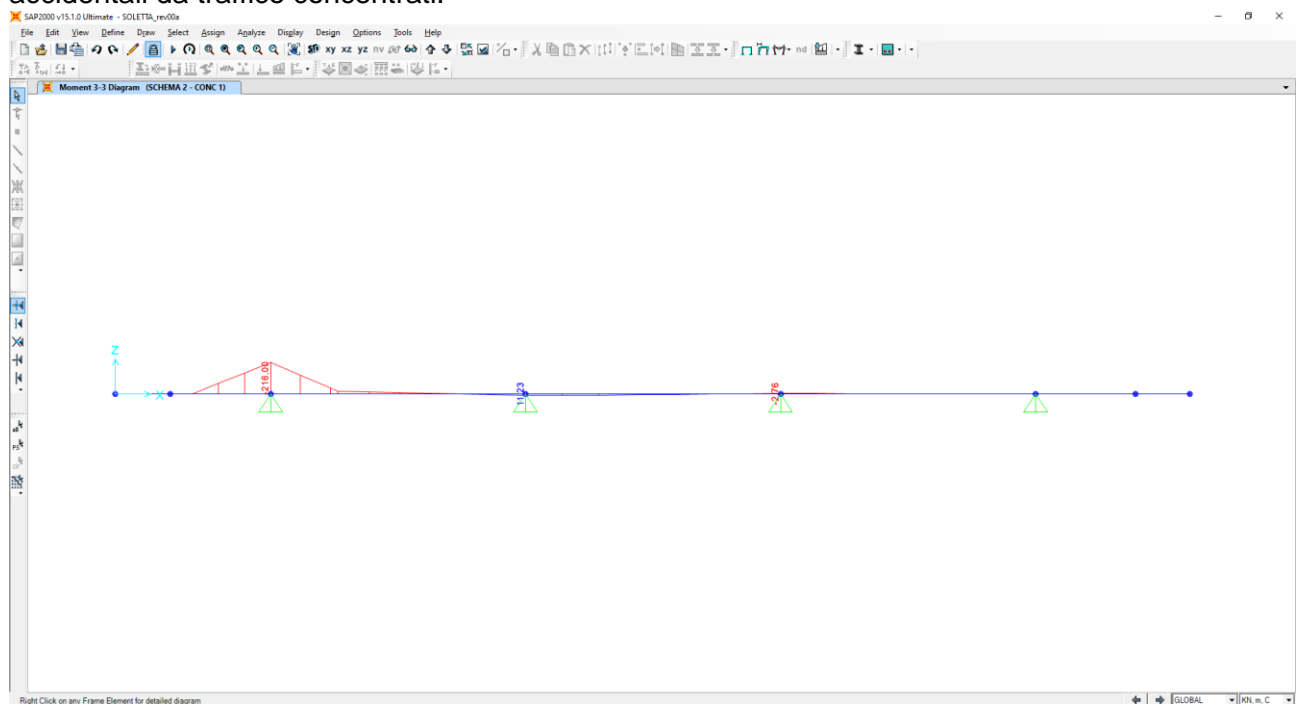
$$V_{ACC} = 300,00 / 3,46 + 12,42 = 99,13 \text{ kN/m}$$

Schema di carico 2

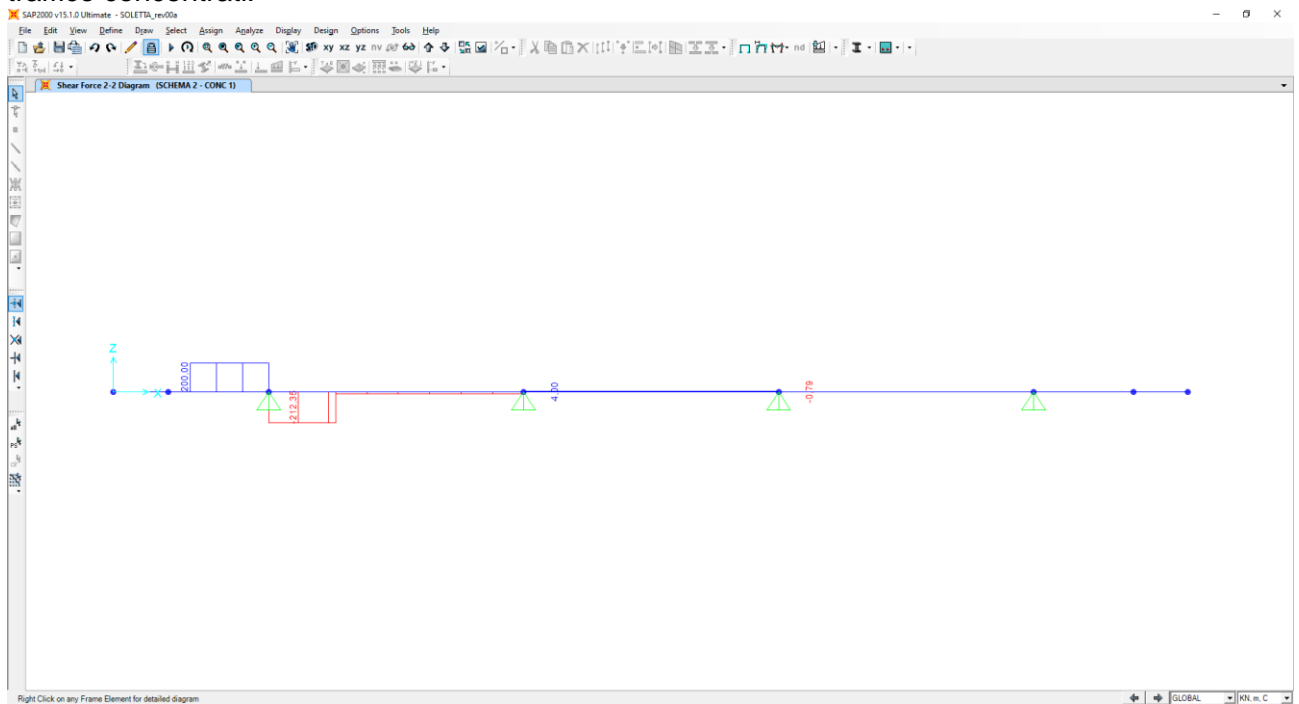
Per lo schema di carico risulta una striscia collaborante di soletta pari a 2,10 m.



Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del momento flettente dovuto ai carichi accidentali da traffico concentrati:



Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del taglio dovuto ai carichi accidentali da traffico concentrati:



Nella sezione di appoggio (spiccato dello sbalzo) le sollecitazioni provocate dai carichi accidentali da traffico, applicati secondo lo schema riportato precedentemente, risultano pari a:

$$M_{ACC} = -216,00 / 2,10 = -102,86 \text{ kNm/m}$$

$$V_{ACC} = 200,00 / 2,10 = 95,24 \text{ kN/m}$$

Per la valutazione delle azioni sollecitanti di verifica è stato utilizzato lo schema di carico 1 con corsia n°1, il quale risulta maggiormente gravoso rispetto agli altri schemi di carico.

8.2.3.3 Urto da autoveicolo in svio

Il momento flettente generato dall'urto sugli elementi di sicurtia viene trasmesso dai montanti alla soletta. Considerando in analogia con quanto fatto per i carichi mobili che sulla sezione di verifica insista una sovrapposizione degli effetti di due montanti, posti ad interasse di 1,50 m, e che ogni singolo montante abbia influenza su una striscia di circa 1,50 m di soletta nella sezione di appoggio, si calcola un momento flettente nella sezione di spiccato dello sbalzo pari a:

$$M_{URTO} = - 100 \times 1,25 / 1,50 = -83,33 \text{ kNm/m}$$

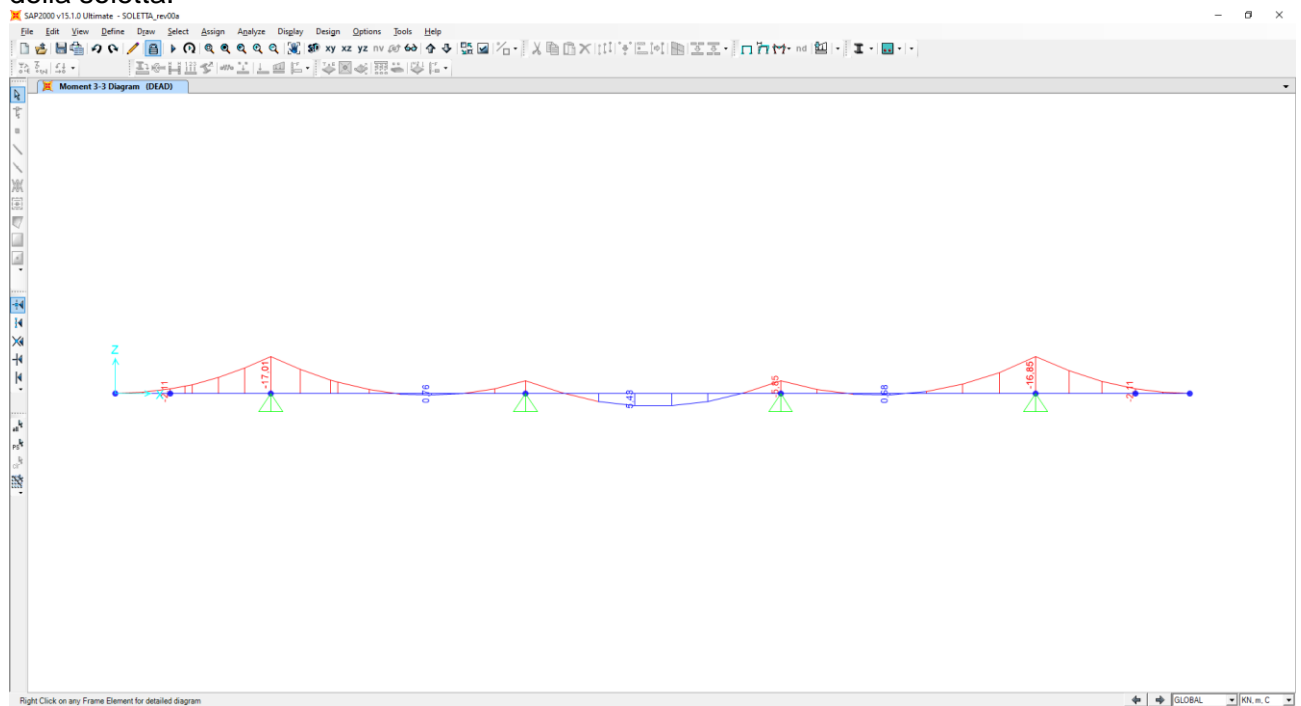
8.2.4 CALCOLO DELLE AZIONI SOLLECITANTI – SEZIONE IN CAMPATA

8.2.4.1 Peso proprio e carichi permanenti portati

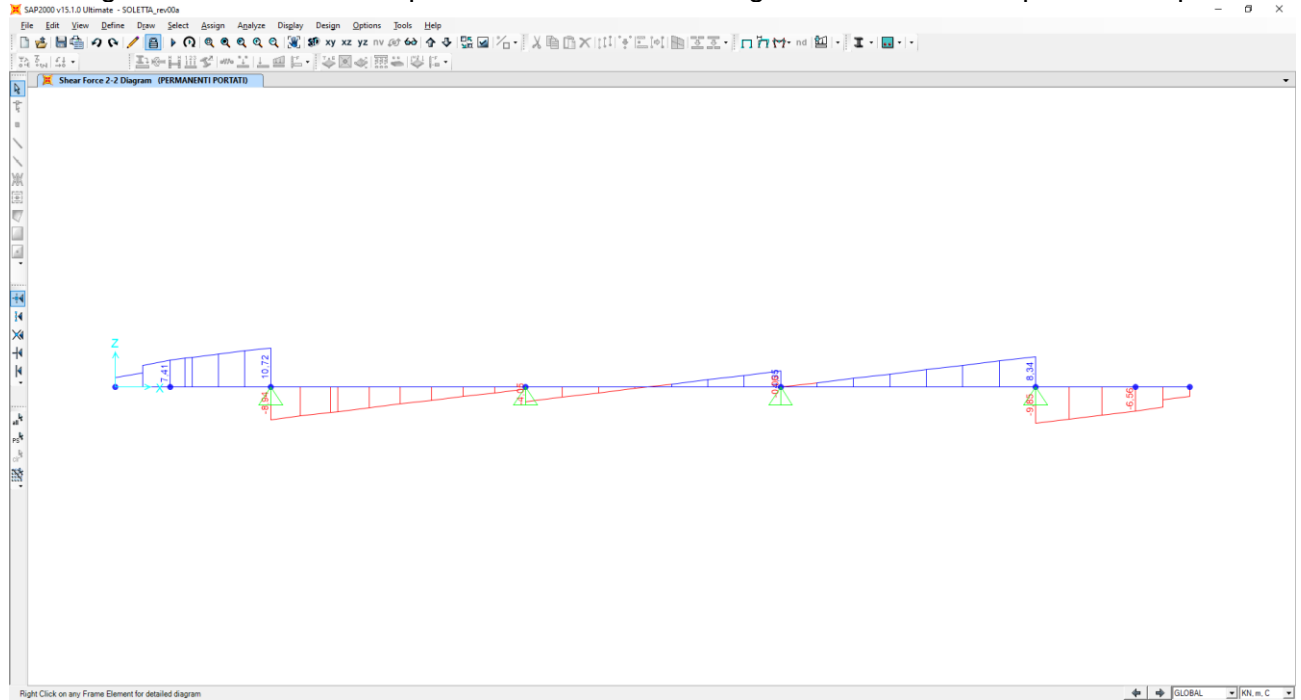
Nell'immagine seguente è riportata la disposizione dei pesi propri e dei carichi permanenti portati sulla sezione trasversale della soletta:



Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del momento flettente dovuto al peso proprio della soletta:



Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del taglio dovuto ai carichi permanenti portati:



Nella sezione di mezzeria della campata le sollecitazioni provocate dal peso proprio e dai carichi permanenti, applicati secondo lo schema riportato precedentemente, risultano pari a:

Peso proprio della soletta

$M_{PP} = 5,43 \text{ kNm/m}$

$V_{PP} = 0,00 \text{ kN/m}$

Carichi permanenti portati

$M_{PERM} = 3,75 \text{ kNm/m}$

$V_{PERM} = 0,00 \text{ kN/m}$

In corrispondenza degli appoggi intermedi le sollecitazioni provocate dal peso proprio e dai carichi permanenti, applicati secondo lo schema riportato precedentemente, risultano pari a:

Peso proprio della soletta

$M_{PP} = -5,85 \text{ kNm/m}$

$V_{PP} = 13,14 \text{ kN/m}$

Carichi permanenti portati

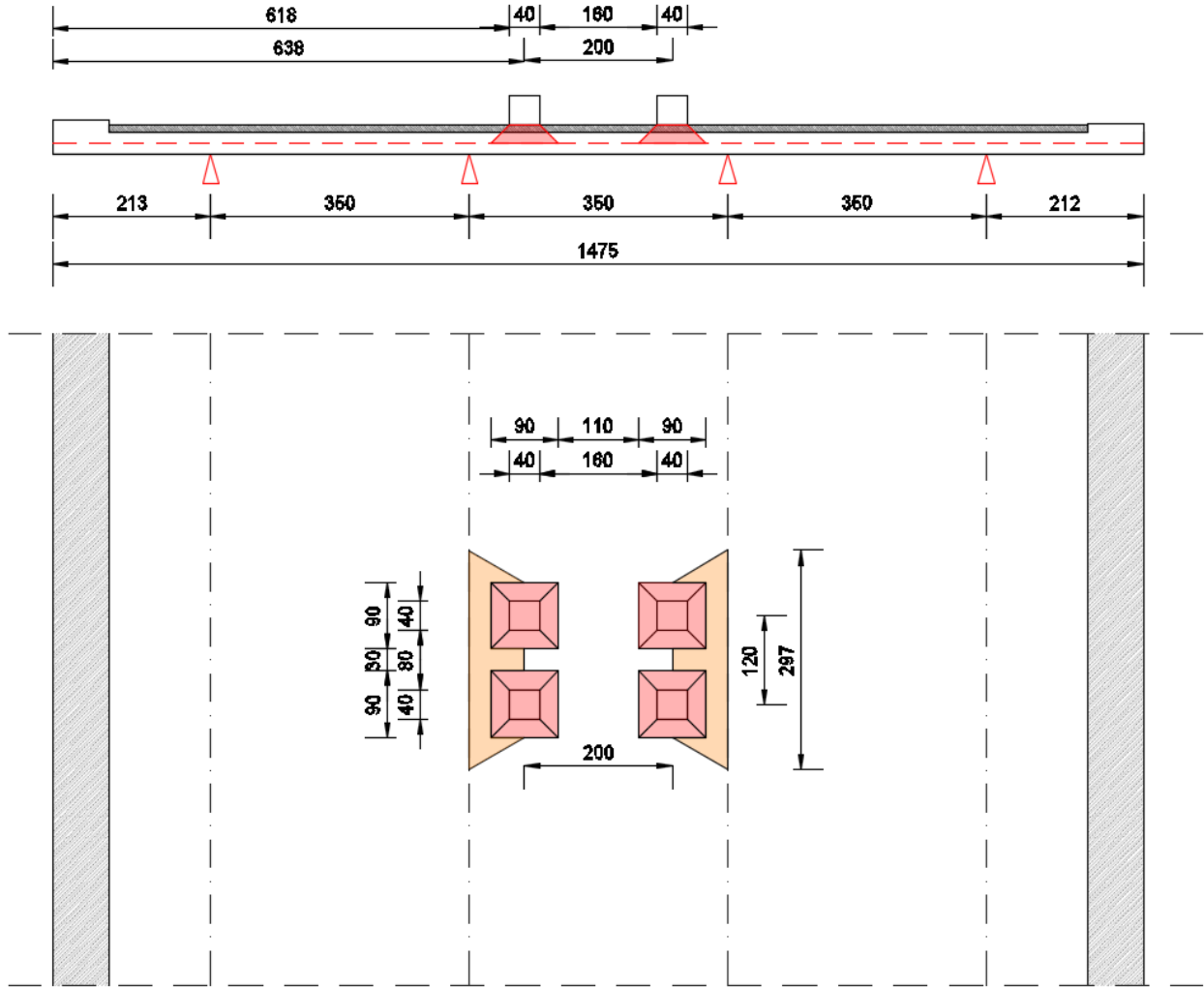
$M_{PERM} = -0,14 \text{ kNm/m}$

$V_{PERM} = 4,34 \text{ kN/m}$

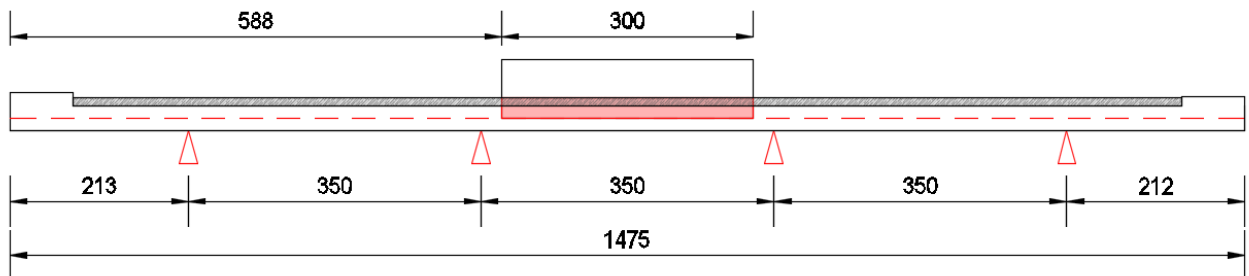
8.2.4.2 Carichi accidentali da traffico

Al fine di determinare i valori massimi delle azioni sollecitanti sulla sezione di mezzeria delle campate interne è stata considerata una distribuzione dei carichi accidentali da traffico come riportato nelle immagini successive.

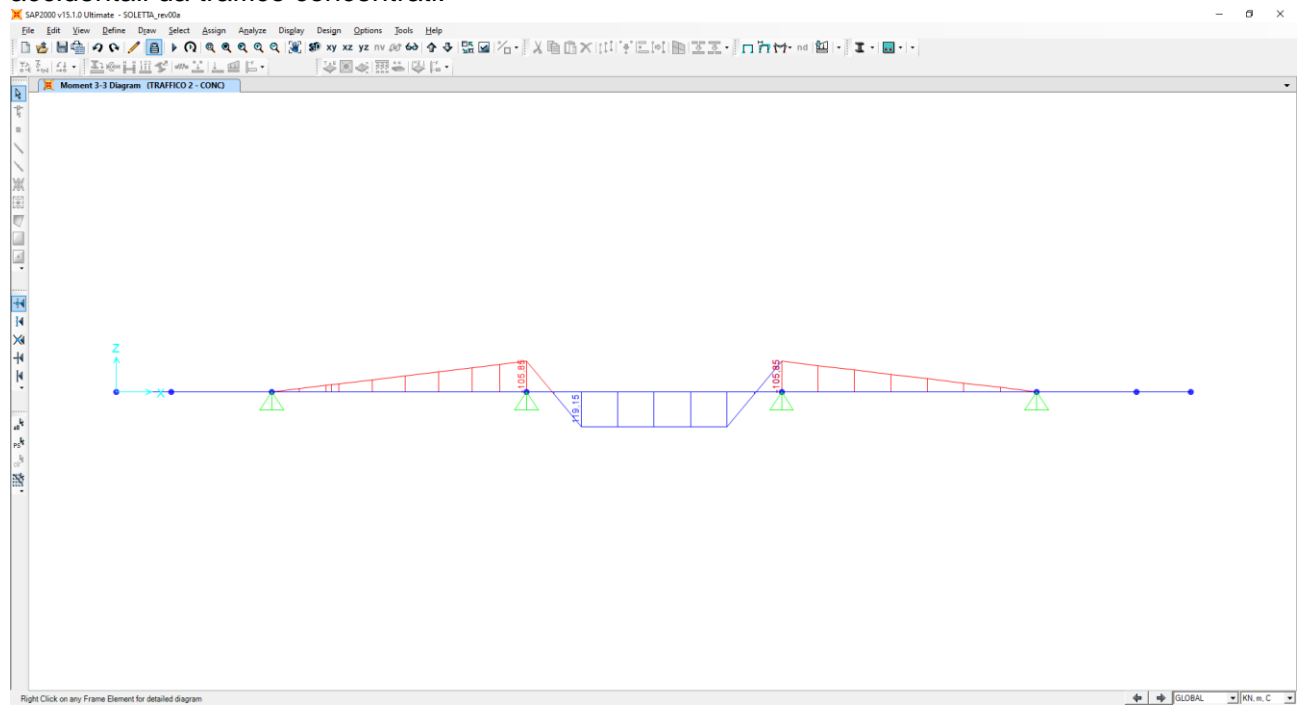
Per quanto concerne i carichi concentrati le sollecitazioni sono ottenute come se il carico prodotto dalle impronte fosse distribuito su una striscia continua che diffonde i suoi effetti nel piano a 30° (assunzione giustificata da precedenti e più approfonditi studi analoghi, con modellazione della soletta a piastra). Risulta una striscia collaborante di soletta pari a 2,97 m.



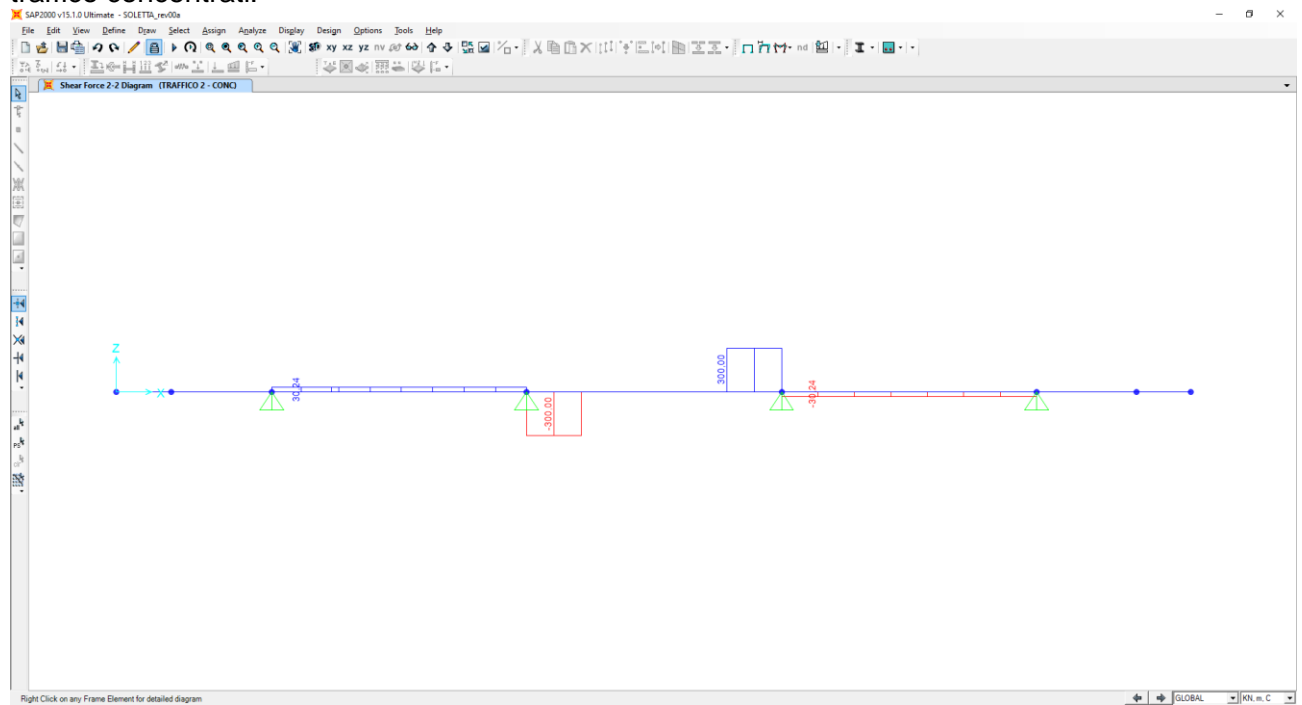
All'effetto dei carichi accidentali da traffico concentrati si aggiunge l'effetto dei carichi accidentali da traffico distribuiti, disposti come nell'immagine successiva:



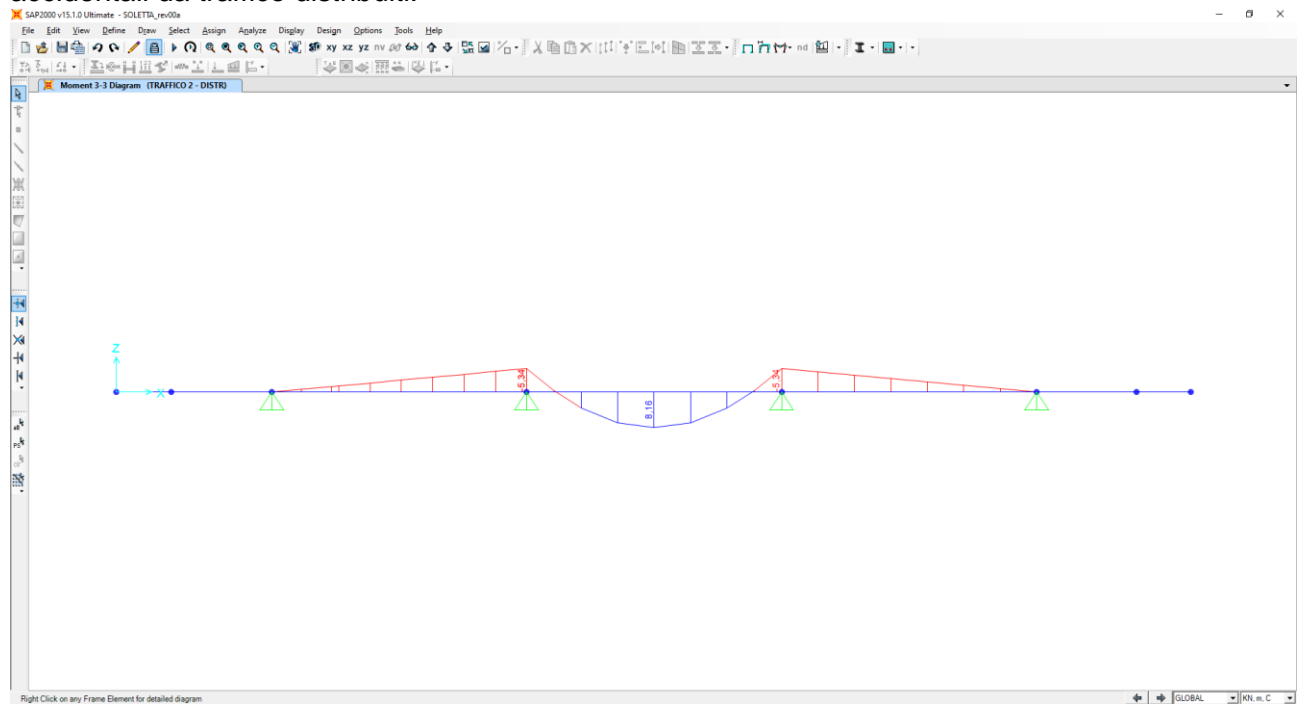
Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del momento flettente dovuto ai carichi accidentali da traffico concentrati:



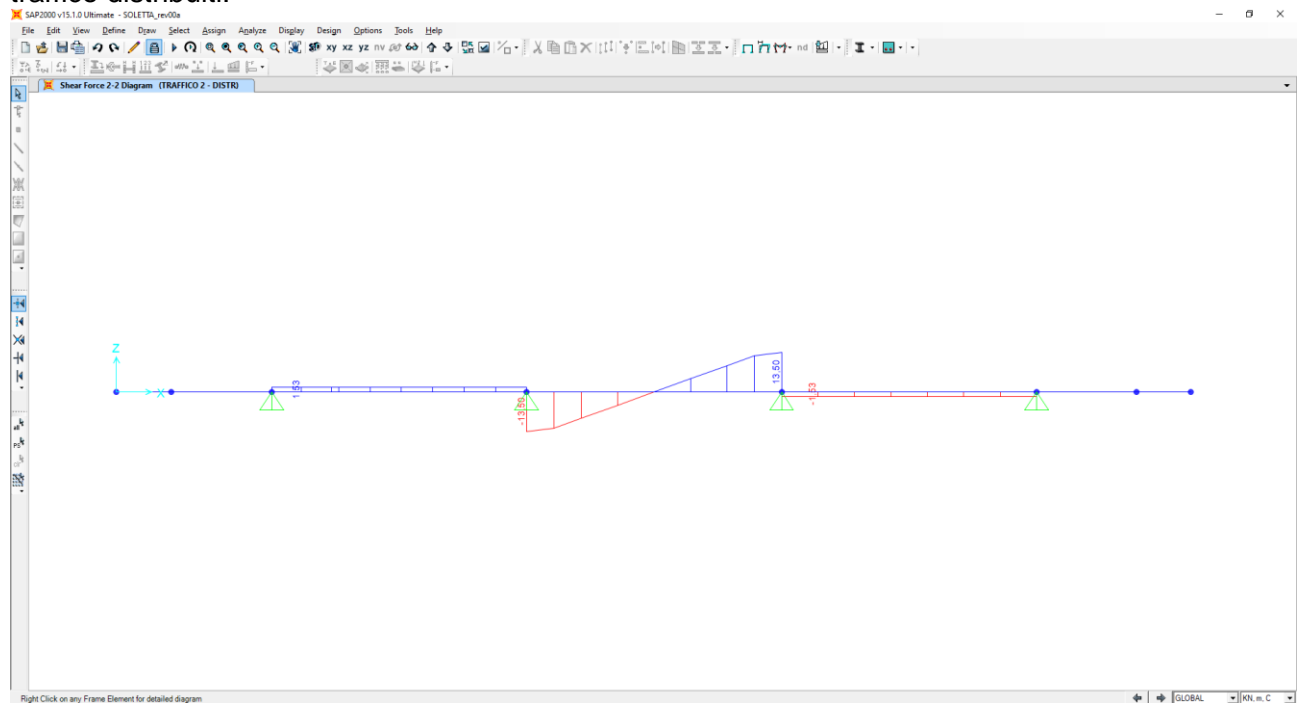
Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del taglio dovuto ai carichi accidentali da traffico concentrati:



Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del momento flettente dovuto ai carichi accidentali da traffico distribuiti:



Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del taglio dovuto ai carichi accidentali da traffico distribuiti:



Nella sezione di mezzeria della campata centrale le massime sollecitazioni provocate dai carichi accidentali da traffico, applicati secondo lo schema riportato precedentemente, risultano pari a:

$$M_{ACC} = 119,15 / 2,97 + 8,16 = 48,28 \text{ kNm/m}$$

$$V_{ACC} = 0,00 \text{ kN/m}$$

In corrispondenza degli appoggi intermedi le sollecitazioni provocate dai carichi accidentali da traffico, applicati secondo lo schema riportato precedentemente, risultano pari a:

$$M_{ACC} = -105,85 / 2,97 - 5,34 = -40,98 \text{ kNm/m}$$

$$V_{ACC} = 300,00 / 2,97 + 13,50 = 114,51 \text{ kN/m}$$

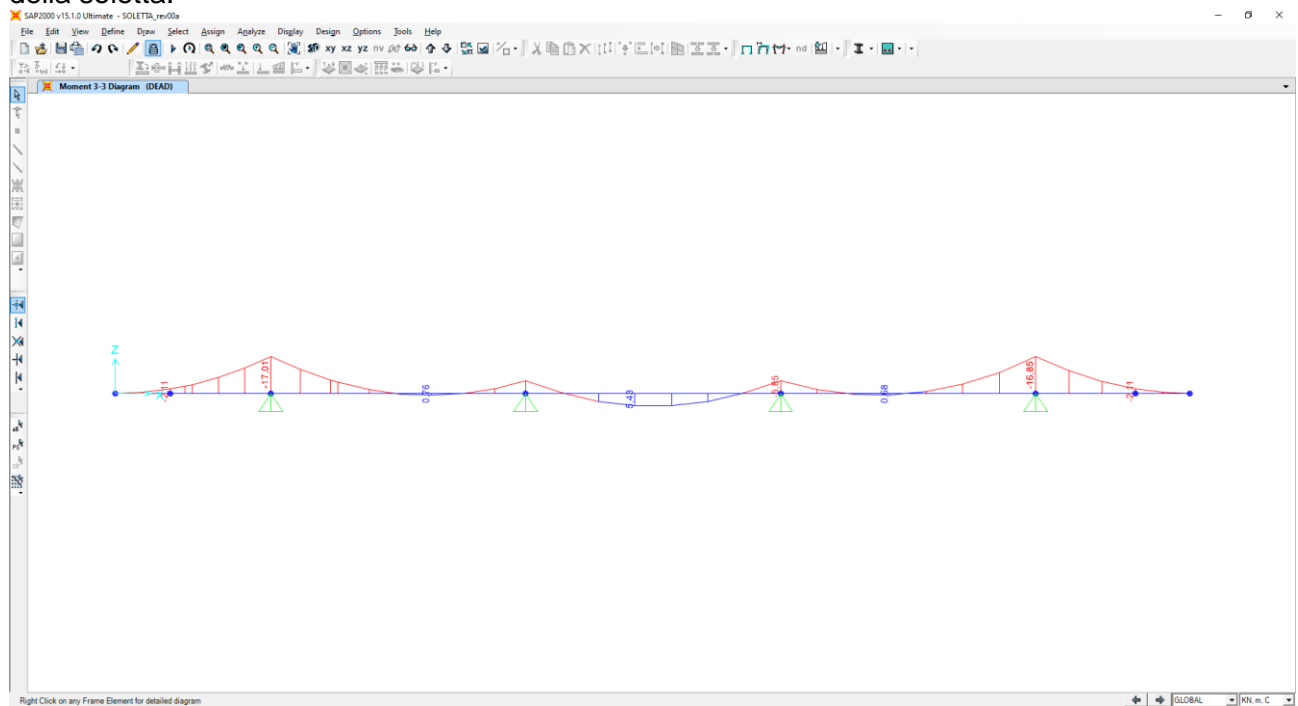
8.2.5 CALCOLO DELLE AZIONI SOLLECITANTI – SEZIONE DI APPOGGIO

8.2.5.1 Peso proprio e carichi permanenti portati

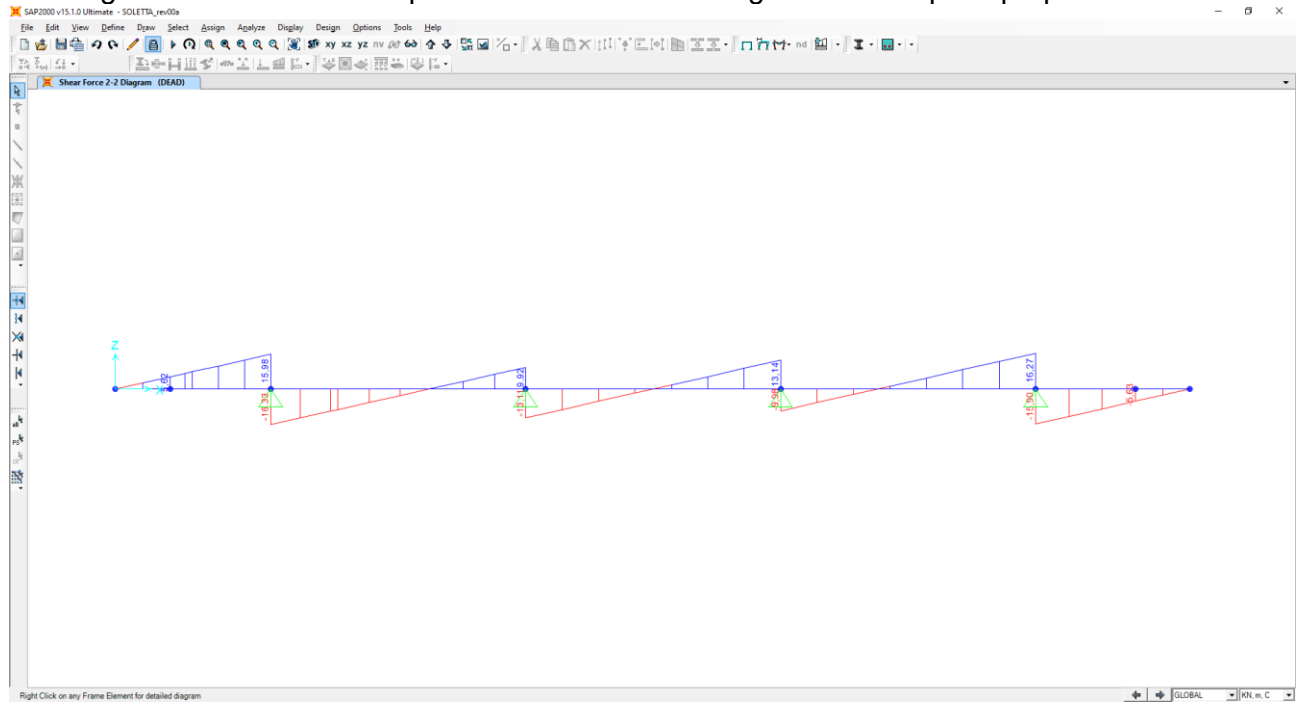
Nell'immagine seguente è riportata la disposizione dei pesi propri e dei carichi permanenti portati sulla sezione trasversale della soletta:



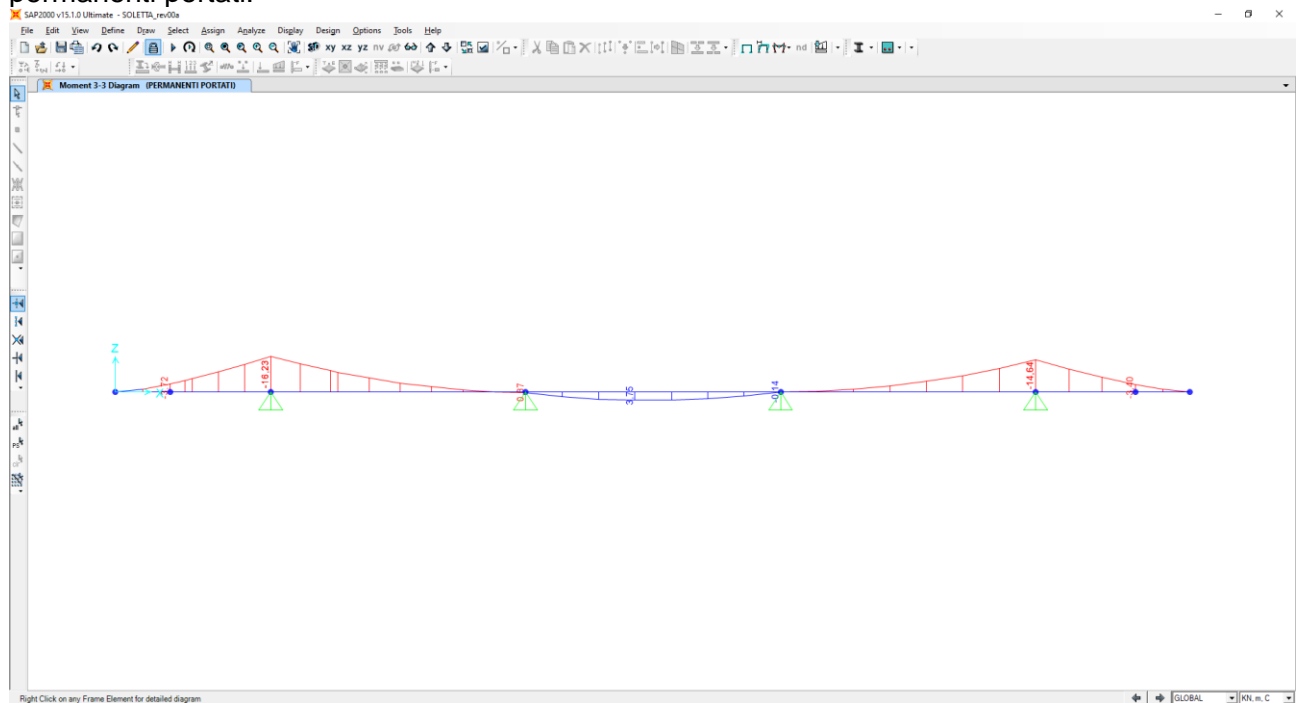
Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del momento flettente dovuto al peso proprio della soletta:



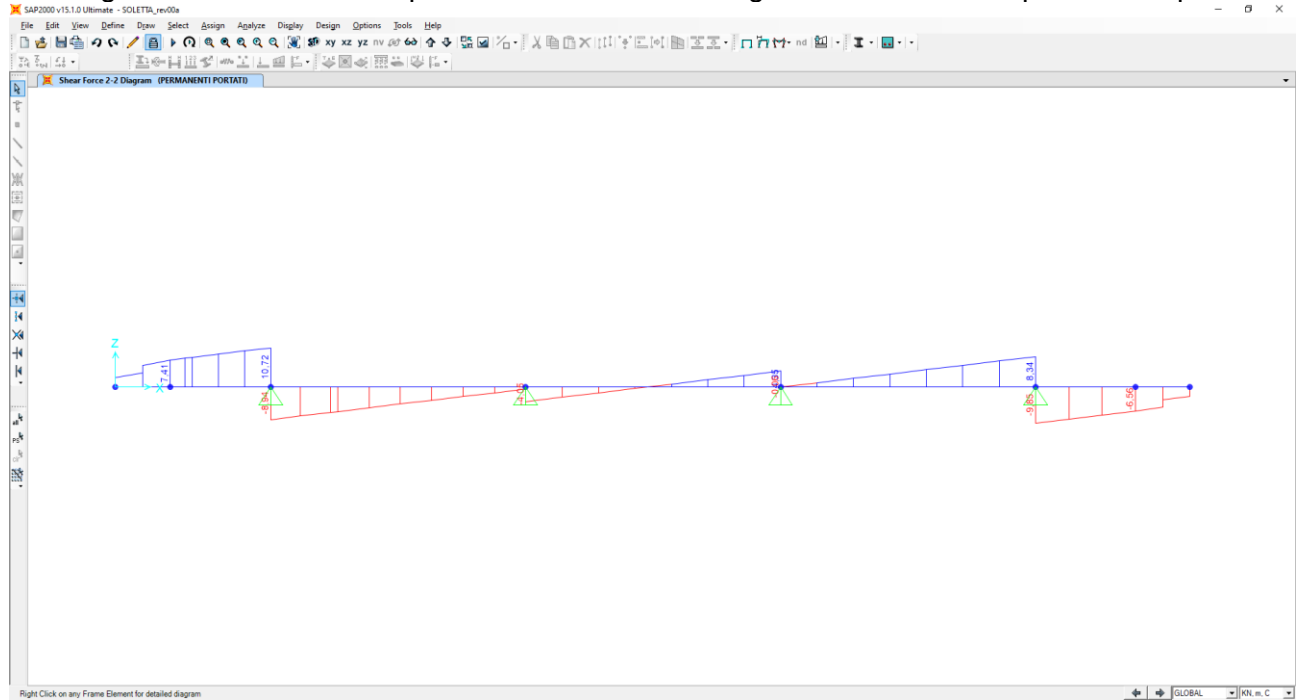
Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del taglio dovuto al peso proprio della soletta:



Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del momento flettente dovuto ai carichi permanenti portati:



Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del taglio dovuto ai carichi permanenti portati:



Nella sezione di mezzeria della campata le sollecitazioni provocate dal peso proprio e dai carichi permanenti, applicati secondo lo schema riportato precedentemente, risultano pari a:

Peso proprio della soletta

$$M_{PP} = 5,43 \text{ kNm/m}$$

$$V_{PP} = 0,00 \text{ kN/m}$$

Carichi permanenti portati

$$M_{PERM} = 3,75 \text{ kNm/m}$$

$$V_{PERM} = 0,00 \text{ kN/m}$$

In corrispondenza degli appoggi intermedi le sollecitazioni provocate dal peso proprio e dai carichi permanenti, applicati secondo lo schema riportato precedentemente, risultano pari a:

Peso proprio della soletta

$$M_{PP} = -5,85 \text{ kNm/m}$$

$$V_{PP} = 13,14 \text{ kN/m}$$

Carichi permanenti portati

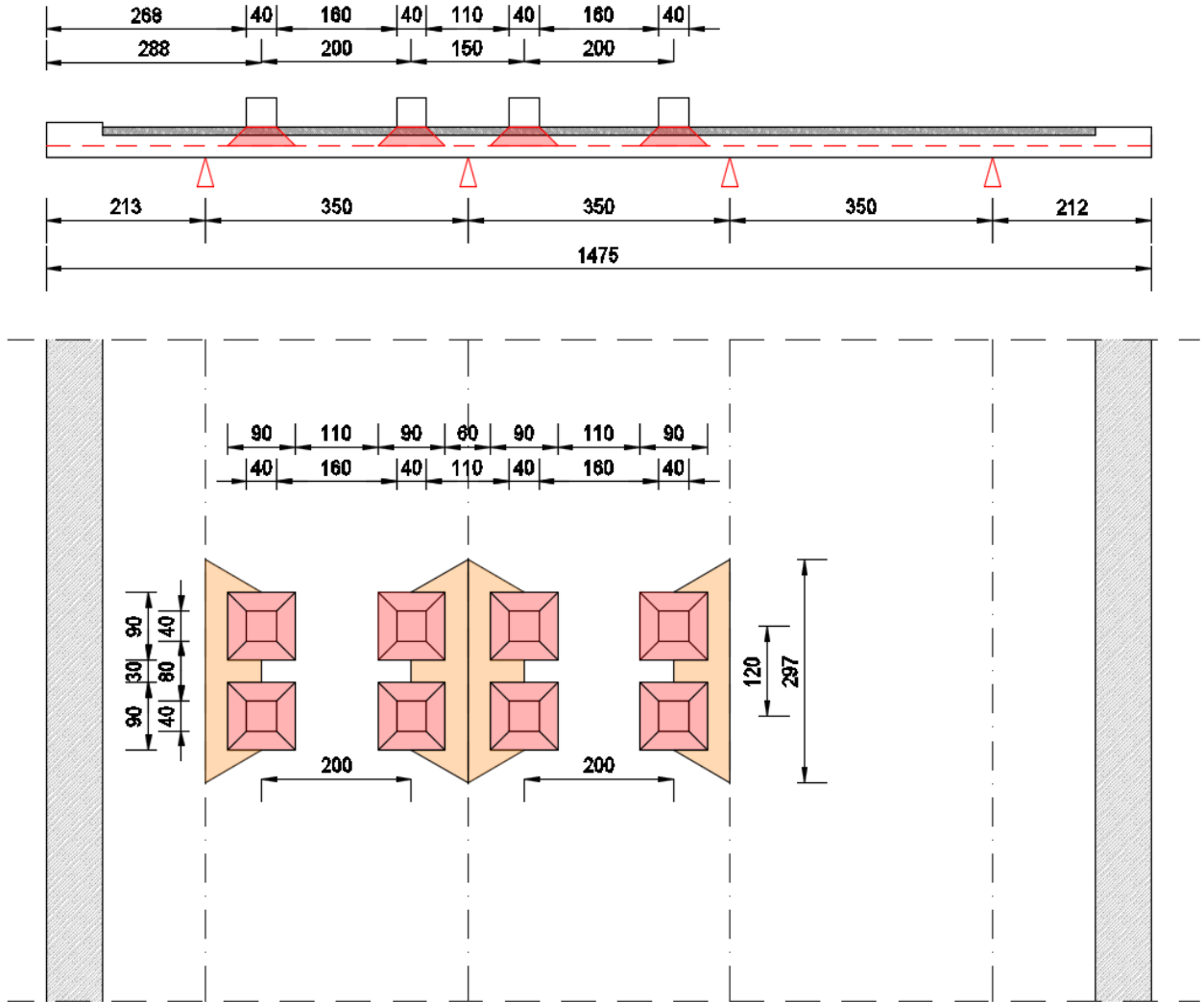
$$M_{PERM} = -0,14 \text{ kNm/m}$$

$$V_{PERM} = 4,34 \text{ kN/m}$$

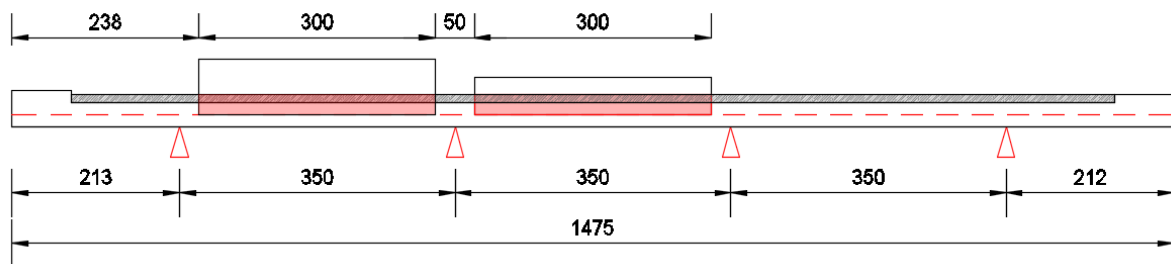
8.2.5.2 Carichi accidentali da traffico

Al fine di determinare i valori massimi delle azioni sollecitanti sulla sezione di mezzeria delle campate interne è stata considerata una distribuzione dei carichi accidentali da traffico come riportato nelle immagini successive.

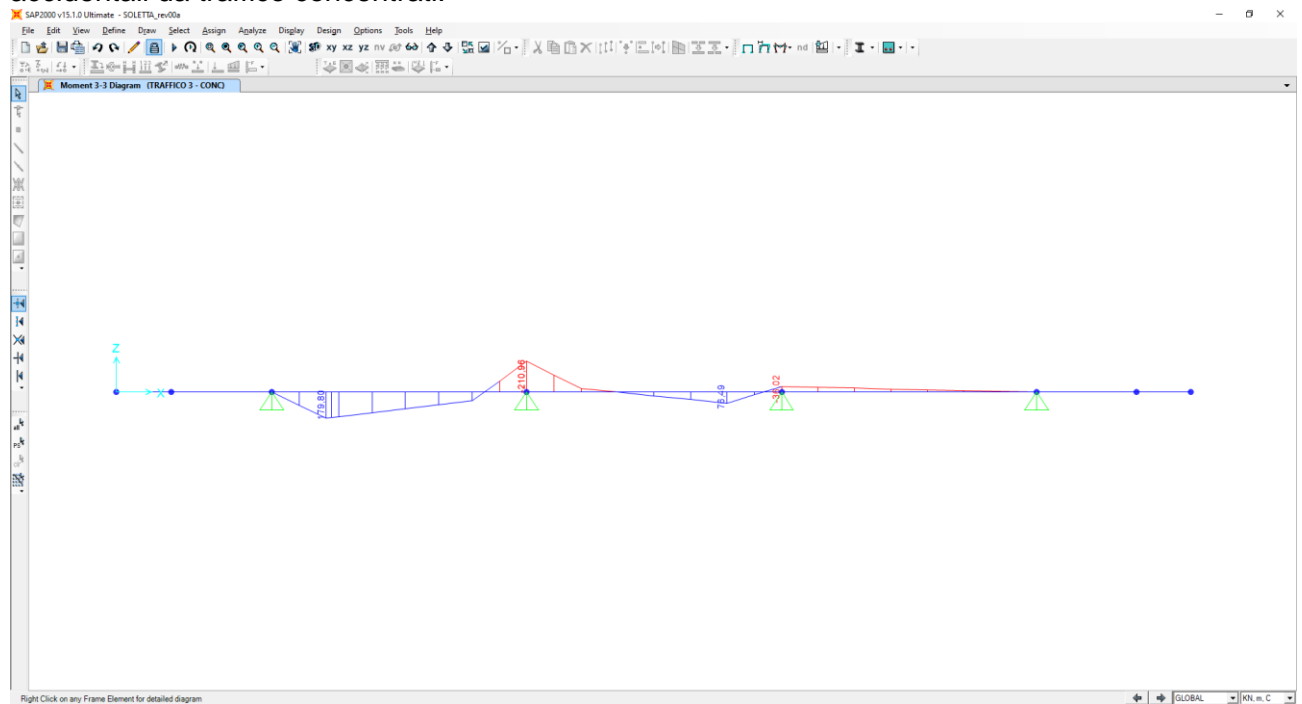
Per quanto concerne i carichi concentrati le sollecitazioni sono ottenute come se il carico prodotto dalle impronte fosse distribuito su una striscia continua che diffonde i suoi effetti nel piano a 30° (assunzione giustificata da precedenti e più approfonditi studi analoghi, con modellazione della soletta a piastra). Risulta una striscia collaborante di soletta pari a 2,97 m.



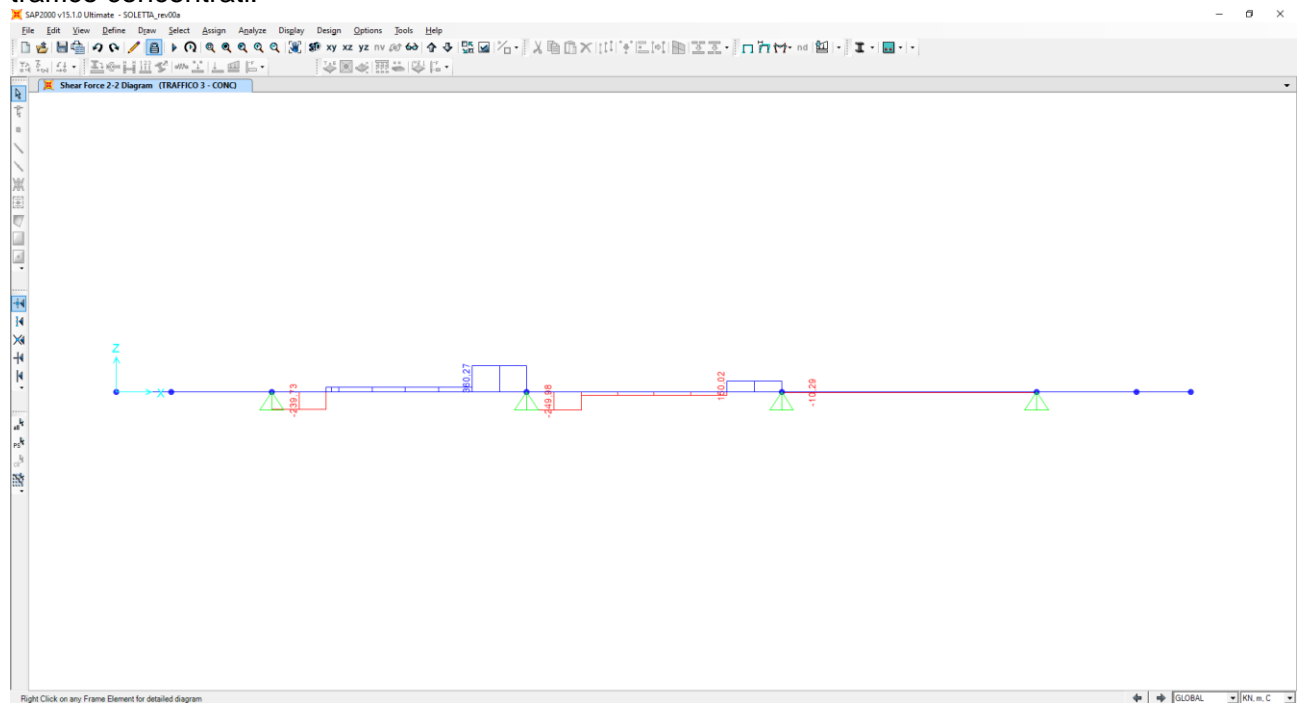
All'effetto dei carichi accidentali da traffico concentrati si aggiunge l'effetto dei carichi accidentali da traffico distribuiti, disposti come nell'immagine successiva:



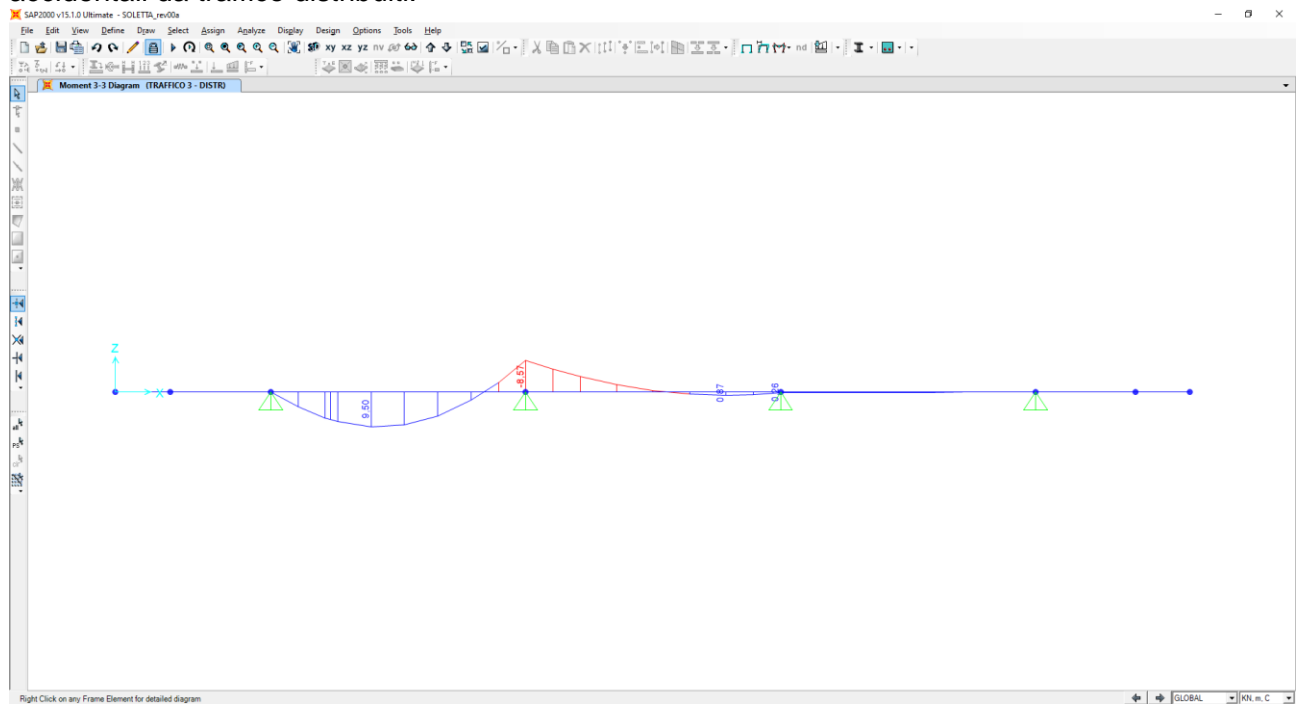
Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del momento flettente dovuto ai carichi accidentali da traffico concentrati:



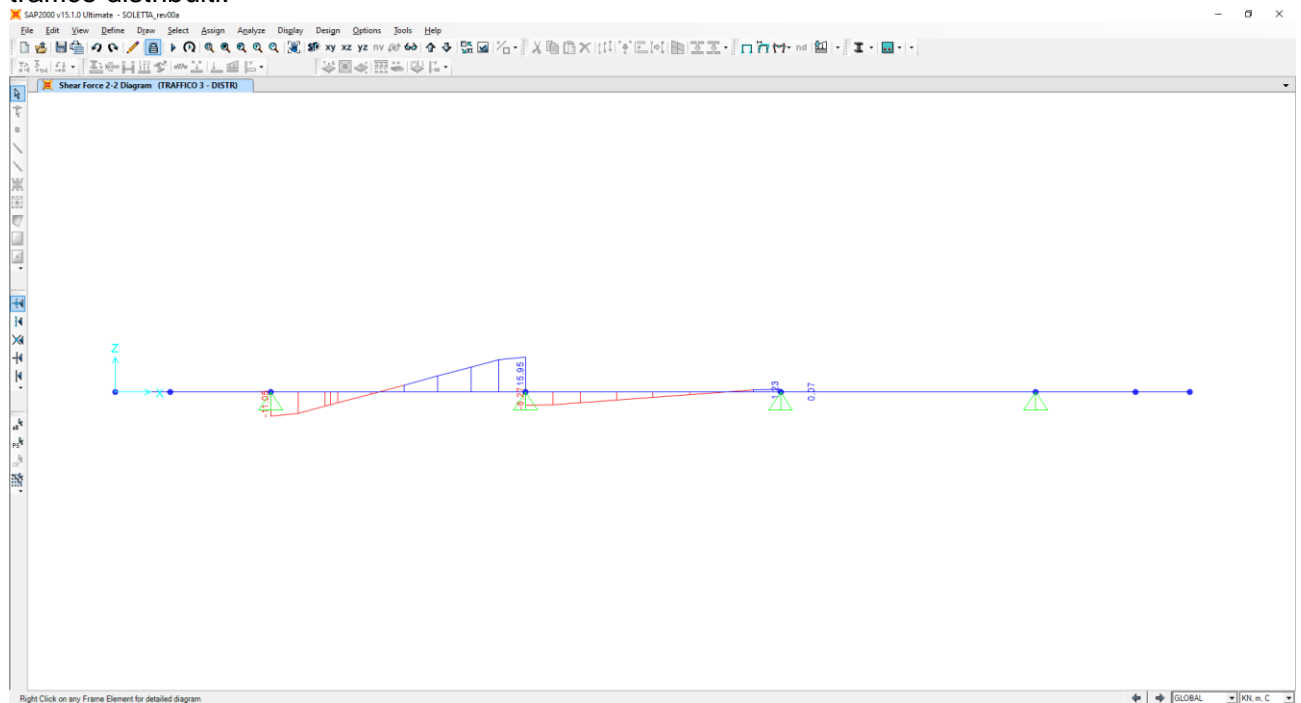
Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del taglio dovuto ai carichi accidentali da traffico concentrati:



Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del momento flettente dovuto ai carichi accidentali da traffico distribuiti:



Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del taglio dovuto ai carichi accidentali da traffico distribuiti:



Nella sezione di mezzeria della campata di sinistra le massime sollecitazioni provocate dai carichi accidentali da traffico, applicati secondo lo schema riportato precedentemente, risultano pari a:

$$M_{ACC} = 179,80 / 2,97 + 9,50 = 70,04 \text{ kNm/m}$$

$$V_{ACC} = 0,00 \text{ kN/m}$$

Nelle verifiche strutturali che seguono le azioni flettenti e taglianti sollecitanti calcolate in campata per la combinazione di carico accidentale da traffico, si riferiscono allo schema di carico 1 con corsia n°1 e corsia n°2.

In corrispondenza degli appoggi intermedi le sollecitazioni provocate dai carichi accidentali da traffico, applicati secondo lo schema riportato precedentemente, risultano pari a:

$$M_{ACC} = -210,96 / 2,97 - 8,57 = -79,60 \text{ kNm/m}$$

$$V_{ACC} = 360,27 / 2,97 + 15,95 = 137,25 \text{ kN/m}$$

8.2.6 RIEPILOGO DELLE AZIONI SOLLECITANTI

Nelle tabelle successive si riportano per ciascuna sezione di verifica i valori caratteristici delle azioni flettenti e taglianti sulle differenti sezioni di verifica:

AZIONI FLETTENTI SOLLECITANTI - VALORI CARATTERISTICI			
CARICO	SPICCATO SBALZO [kNm/m]	MEZZERIA CAMPATE [kNm/m]	APPOGGI INTERMEDI [kNm/m]
Peso proprio della soletta	-17,01	5,43	-5,85
Carichi permanenti portati	-16,23	3,75	-0,14
Carichi accidentali da traffico	-110,88	70,04	-79,60
Urto da autoveicolo in fase di svio	-83,33	0,00	0,00

AZIONI TAGLIANTI SOLLECITANTI - VALORI CARATTERISTICI			
CARICO	SPICCATO SBALZO [kN/m]	MEZZERIA CAMPATE [kN/m]	APPOGGI INTERMEDI [kN/m]
Peso proprio della soletta	15,98	0,00	13,14
Carichi permanenti portati	10,72	0,00	4,34
Carichi accidentali da traffico	99,13	0,00	137,25
Urto da autoveicolo in fase di svio	0,00	0,00	0,00

Nelle tabelle successive è riportata la determinazione delle azioni flettenti di calcolo per ciascuna sezione di verifica e per le differenti combinazioni di carico considerate:

AZIONI FLETTENTI DI CALCOLO - COMBINAZIONE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO - QUASI PERMANENTE					
CARICO	γ	ψ	SPICCATO SBALZO [kNm/m]	MEZZERIA CAMPATE [kNm/m]	APPOGGI INTERMEDI [kNm/m]
Peso proprio della soletta	-	1,00	-17,01	5,43	-5,85
Carichi permanenti portati	-	1,00	-16,23	3,75	-0,14
Carichi accidentali da traffico	-	0,00	0,00	0,00	0,00
Urto da autoveicolo in fase di svio	-	0,00	0,00	0,00	0,00
TOTALE			-33,24	9,18	-5,99

AZIONI FLETTENTI DI CALCOLO - COMBINAZIONE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO - FREQUENTE					
CARICO	γ	ψ	SPICCATO SBALZO [kNm/m]	MEZZERIA CAMPATE [kNm/m]	APPOGGI INTERMEDI [kNm/m]
Peso proprio della soletta	-	1,00	-17,01	5,43	-5,85
Carichi permanenti portati	-	1,00	-16,23	3,75	-0,14
Carichi accidentali da traffico	-	0,75	-83,16	52,53	-59,70
Urto da autoveicolo in fase di svio	-	0,00	0,00	0,00	0,00
TOTALE			-116,40	61,71	-65,69

AZIONI FLETTENTI DI CALCOLO - COMBINAZIONE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO - CARATTERISTICA					
CARICO	γ	ψ	SPICCATO SBALZO [kNm/m]	MEZZERIA CAMPATE [kNm/m]	APPOGGI INTERMEDI [kNm/m]
Peso proprio della soletta	-	1,00	-17,01	5,43	-5,85
Carichi permanenti portati	-	1,00	-16,23	3,75	-0,14
Carichi accidentali da traffico	-	1,00	-110,88	70,04	-79,60
Urto da autoveicolo in fase di svio	-	0,00	0,00	0,00	0,00
TOTALE			-144,12	79,22	-85,59

AZIONI FLETTENTI DI CALCOLO - COMBINAZIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO - STR					
CARICO	γ	ψ	SPICCATO SBALZO [kNm/m]	MEZZERIA CAMPATE [kNm/m]	APPOGGI INTERMEDI [kNm/m]
Peso proprio della soletta	1,35	1,00	-22,96	7,33	-7,90
Carichi permanenti portati	1,50	1,00	-24,35	5,63	-0,21
Carichi accidentali da traffico	1,35	1,00	-149,69	94,55	-107,46
Urto da autoveicolo in fase di svio	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
TOTALE			-197,00	107,51	-115,57

AZIONI FLETTENTI DI CALCOLO - COMBINAZIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO - ECCEZIONALE					
CARICO	γ	ψ	SPICCATO SBALZO [kNm/m]	MEZZERIA CAMPATE [kNm/m]	APPOGGI INTERMEDI [kNm/m]
Peso proprio della soletta	1,00	1,00	-17,01	5,43	-5,85
Carichi permanenti portati	1,00	1,00	-16,23	3,75	-0,14
Carichi accidentali da traffico	1,00	1,00	-110,88	70,04	-79,60
Urto da autoveicolo in fase di svio	1,00	1,00	-83,33	0,00	0,00
TOTALE			-227,45	79,22	-85,59

Nelle tabelle successive è riportata la determinazione delle azioni di taglio di calcolo per ciascuna sezione di verifica e per le differenti combinazioni di carico considerate:

AZIONI TAGLIANTI DI CALCOLO - COMBINAZIONE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO - QUASI PERMANENTE					
CARICO	γ	ψ	SPICCATO SBALZO [kNm/m]	MEZZERIA CAMPATE [kNm/m]	APPOGGI INTERMEDI [kNm/m]
Peso proprio della soletta	-	1,00	15,98	0,00	13,14
Carichi permanenti portati	-	1,00	10,72	0,00	4,34
Carichi accidentali da traffico	-	0,00	0,00	0,00	0,00
Urto da autoveicolo in fase di svio	-	0,00	0,00	0,00	0,00
TOTALE			26,70	0,00	17,48

AZIONI TAGLIANTI DI CALCOLO - COMBINAZIONE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO - FREQUENTE					
CARICO	γ	ψ	SPICCATO SBALZO [kNm/m]	MEZZERIA CAMPATE [kNm/m]	APPOGGI INTERMEDI [kNm/m]
Peso proprio della soletta	-	1,00	15,98	0,00	13,14
Carichi permanenti portati	-	1,00	10,72	0,00	4,34
Carichi accidentali da traffico	-	0,75	74,34	0,00	102,94
Urto da autoveicolo in fase di svio	-	0,00	0,00	0,00	0,00
TOTALE			101,04	0,00	120,42

AZIONI TAGLIANTI DI CALCOLO - COMBINAZIONE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO - CARATTERISTICA					
CARICO	γ	ψ	SPICCATO SBALZO [kNm/m]	MEZZERIA CAMPATE [kNm/m]	APPOGGI INTERMEDI [kNm/m]
Peso proprio della soletta	-	1,00	15,98	0,00	13,14
Carichi permanenti portati	-	1,00	10,72	0,00	4,34
Carichi accidentali da traffico	-	1,00	99,13	0,00	137,25
Urto da autoveicolo in fase di svio	-	0,00	0,00	0,00	0,00
TOTALE			125,83	0,00	154,73

AZIONI TAGLIANTI DI CALCOLO - COMBINAZIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO - STR					
CARICO	γ	ψ	SPICCATO SBALZO [kN/m]	MEZZERIA CAMPATE [kN/m]	APPOGGI INTERMEDI [kN/m]
Peso proprio della soletta	1,35	1,00	21,57	0,00	17,74
Carichi permanenti portati	1,50	1,00	16,08	0,00	6,51
Carichi accidentali da traffico	1,35	1,00	133,82	0,00	185,29
Urto da autoveicolo in fase di svio	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
TOTALE			171,47	0,00	209,54

AZIONI TAGLIANTI DI CALCOLO - COMBINAZIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO - ECCEZIONALE					
CARICO	γ	ψ	SPICCATO SBALZO [kN/m]	MEZZERIA CAMPATE [kN/m]	APPOGGI INTERMEDI [kN/m]
Peso proprio della soletta	1,00	1,00	15,98	0,00	13,14
Carichi permanenti portati	1,00	1,00	10,72	0,00	4,34
Carichi accidentali da traffico	1,00	1,00	99,13	0,00	137,25
Urto da autoveicolo in fase di svio	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00
TOTALE			125,83	0,00	154,73

8.3 VERIFICHE STRUTTURALI

8.3.1 SEZIONE DI SPICCATO DELLO SBALZO

8.3.1.1 Sezione e armatura di verifica

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 30 cm.

L'armatura trasversale è costituita da:

- Ø20/20 superiori + Ø26/20 superiori infittimento
- Ø20/20 inferiori

L'armatura a taglio è costituita da cavallotti Ø12/20x20.

Il copriferro minimo netto è assunto pari a 30 mm.

8.3.1.2 Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni

Combinazione SLE – Quasi Permanente

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -33,24$ kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: soletta

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	26,55	5,5
			2	15,71	5,2
			3	15,71	20,8

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 -33,24 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali
 B450C C32/40
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18,81
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,85 ?
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 12,25
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{cl} 2,114

σ_c -2,502 N/mm²
 σ_s 39,62 N/mm²
 ε_s 0,1981 ‰
 d 24,8 cm
 x 12,06 x/d 0,4865
 δ 1

Verifica N° iterazioni: 3

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 2,50 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 39,62 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta.

Combinazione SLE – Frequente

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -116,40$ kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: soletta

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	26,55	5,5
			2	15,71	5,2
			3	15,71	20,8

Tipo Sezione:
 Rettang. re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo:
 S.L.U. + S.L.U. -
 Metodo n

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18,81 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,85
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

σ_c -8,762 N/mm²
 σ_s 138,7 N/mm²
 ϵ_s 0,6937 ‰
 d 24,8 cm
 x 12,06 x/d 0,4865
 δ 1

Verifica N° iterazioni: 3

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 8,76 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 138,7 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta.

Combinazione SLE – Rara

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -144,12 \text{ kNm}$.

Verifica C.A. S.L.U. - File: soletta

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	26,55	5,5
			2	15,71	5,2
			3	15,71	20,8

Tipo Sezione:
 Rettang. re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo:
 S.L.U. + S.L.U. -
 Metodo n

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 0 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} : 67,5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391,3 N/mm² ϵ_{cu} : 3,5 ‰
 E_s : 200'000 N/mm² f_{cd} : 18,81 N/mm²
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0,85
 ϵ_{syd} : 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 12,25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0,7333 N/mm²
 τ_{c1} : 2,114 N/mm²

σ_c : -10,85 N/mm²
 σ_s : 171,8 N/mm²
 ϵ_s : 0,8589 ‰
 d: 24,8 cm
 x: 12,06 x/d: 0,4865
 δ : 1

Verifica N° iterazioni: 3

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 10,85 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 19,92 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 171,80 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta.

8.3.1.3 Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Combinazione Quasi Permanente

Geometria della sezione

Altezza della sezione	h	300	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	270	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	245	[mm]
Ricoprimento dell'armatura	c	30	[mm]
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$	5	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$	20	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$	1571	[mm ²]
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$	5	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$	26	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$	2655	[mm ²]

Caratteristiche dei materiali

Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck}	33,2	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm}	3,1	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	33643	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s	210000	[MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	39,62	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	120,6	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e	6,24	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s	4225	[mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1}$	75000	[mm ²]
	$A_{c,eff,2}$	59800	[mm ²]
	$A_{c,eff,3}$	150000	[mm ²]
	$A_{c,eff,min}$	59800	[mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$	0,07066	[-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,1	[MPa]
Fattore di durata del carico	k_f	0,4	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{min}$	0,000113	[-]
	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{calc.}$	0,000068	[-]
	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]$	0,000113	[-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	100	[mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq}	23,39	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$	208,4783	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1	0,800	[-]
	k_2	0,500	[-]
	k_3	3,400	[-]
	k_4	0,425	[-]

Distanza massima tra le fessure

	$s_{r,max,1}$	158	[mm]
	$s_{r,max,2}$	233	[mm]
	$s_{r,max}$	158	[mm]

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$	0,20	[mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k	0,02	[mm]

8.3.1.4 Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Combinazione Frequente

Geometria della sezione

Altezza della sezione	h	300	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	270	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	245	[mm]
Ricoprimento dell'armatura	c	30	[mm]
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$	5	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$	20	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$	1571	[mm ²]
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$	5	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$	26	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$	2655	[mm ²]

Caratteristiche dei materiali

Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck}	33,2	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm}	3,1	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	33643	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s	210000	[MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	138,7	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	120,6	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e	6,24	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s	4225	[mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1}$	75000	[mm ²]
	$A_{c,eff,2}$	59800	[mm ²]
	$A_{c,eff,3}$	150000	[mm ²]
	$A_{c,eff,min}$	59800	[mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$	0,07066	[-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,1	[MPa]
Fattore di durata del carico	k_f	0,4	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$	0,000396	[-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$	0,000540	[-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$	0,000540	[-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	100	[mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq}	23,39	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$	208,4783	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1	0,800	[-]
	k_2	0,500	[-]
	k_3	3,400	[-]
	k_4	0,425	[-]

Distanza massima tra le fessure

	$s_{r,max,1}$	158	[mm]
	$s_{r,max,2}$	233	[mm]
	$s_{r,max}$	158	[mm]

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$	0,30	[mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k	0,09	[mm]

8.3.1.5 Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Combinazione STR

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -197,00$ kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: soletta

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	26,55	5,5
			2	15,71	5,2
			3	15,71	20,8

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} -197 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
 B450C C32/40
 E_{su} 67,5 ‰ E_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18,81
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,85
 E_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

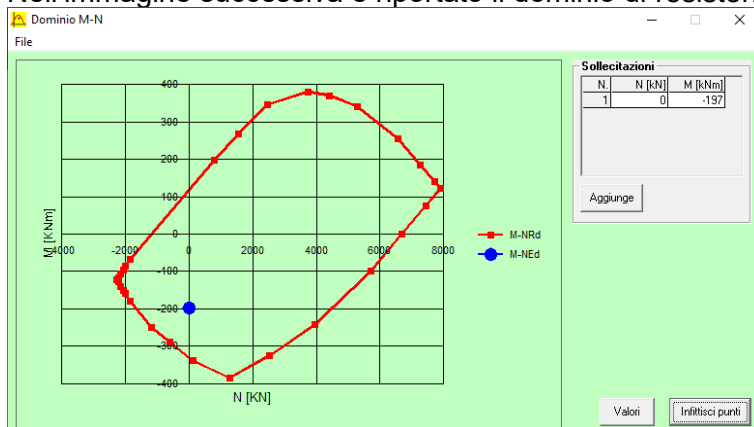
M_{xRd} -331,8 kNm
 σ_c -18,81 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 5,035 ‰
 d 24,8 cm
 x 10,17 x/d 0,4101
 δ 0,9526

Calcola MRd Dominio M-N
 L_0 0 cm Col. modello
 Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = -331,80$ kNm > $M_{sd} = -197,00$ kNm

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta soddisfatta.

8.3.1.6 Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Combinazione eccezionale

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -227,45$ kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: soletta

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	26,55	5,5
			2	15,71	5,2
			3	15,71	20,8

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} -227,45 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
 B450C C32/40
 E_{su} 67,5 ‰ E_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18,81 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,85
 E_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 12,25 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333 ‰
 τ_{c1} 2,114 ‰

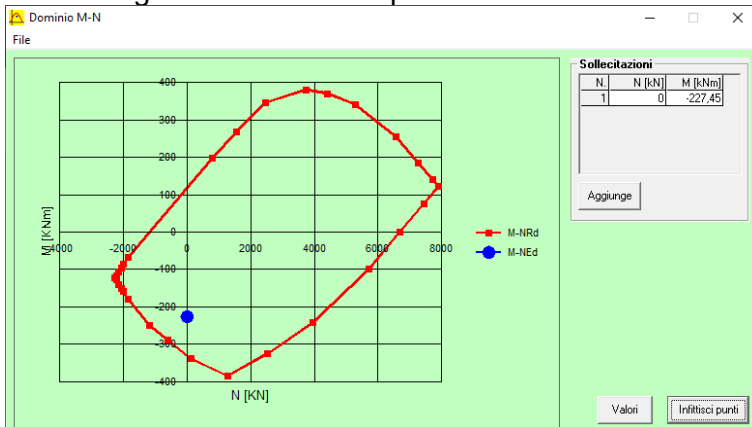
M_{xRd} -331,8 kNm
 σ_c -18,81 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 5,035 ‰
 d 24,8 cm
 x 10,17 x/d 0,4101
 δ 0,9526

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. - Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata
 N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = -331,80$ kNm > $M_{sd} = -227,45$ kNm

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta soddisfatta.

8.3.1.7 Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio – Combinazione STR

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Sd} = 171,47$ kN.

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO
 D.M. 17.01.2018 - CAPITOLO 4.1.2.3.5.2

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	30,00	[cm]
Copriferro netto:	c	3,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	27,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	40,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	33,20	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	18,81	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	540,00	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento:	f_{yk}	450,00	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo:	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	171,47	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	θ	45,00	[°]
Cotangente dell'angolo θ :	$\cot(\theta)$	1,00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	α	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	5,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	20,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	\varnothing_{trasv}	12,00	[mm]
Area della singola barra:	A_{barra}	1,13	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A_{tot}	28,25	[cm ² /m]

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione - D.M. 17.01.2018 [4.1.27]:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot [\cot(\alpha) + \cot(\theta)] \cdot \sin(\alpha)$$

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione - D.M. 17.01.2018 [4.1.28]:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{[\cot(\alpha) + \cot(\theta)]}{[1 + \cot^2(\theta)]}$$

Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f_{yd}	9,41	[N/mm ²]
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,00	[N/mm ²]
Coefficiente maggiorativo α_c :	α_c	1,00	
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd}	268,62	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	1142,91	[kN]
AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	268,62	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,57	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA.

8.3.1.8 Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio – Combinazione Eccezionale

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{S,d} = 125,83$ kN.

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO
 D.M. 17.01.2018 - CAPITOLO 4.1.2.3.5.2

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	30,00	[cm]
Copriferro netto:	c	3,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	27,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	40,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	33,20	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	18,81	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	540,00	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento:	f_{yk}	450,00	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo:	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	125,83	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	θ	45,00	[°]
Cotangente dell'angolo θ :	$\cot(\theta)$	1,00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	α	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	5,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	20,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	\varnothing_{trasv}	12,00	[mm]
Area della singola barra:	A_{barra}	1,13	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A_{tot}	28,25	[cm ² /m]

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione - D.M. 17.01.2018 [4.1.27]:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot [\cot(\alpha) + \cot(\theta)] \cdot \sin(\alpha)$$

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione - D.M. 17.01.2018 [4.1.28]:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{[\cot(\alpha) + \cot(\theta)]}{[1 + \cot^2(\theta)]}$$

Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f_{yd}	9,41	[N/mm ²]
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,00	[N/mm ²]
Coefficiente maggiorativo α_c :	α_c	1,00	
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd}	268,62	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	1142,91	[kN]
AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	268,62	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d} / V_{S,d}$	2,13	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA.

8.3.2 SEZIONE IN MEZZERIA DELLE CAMPATE – VERIFICHE STRUTTURALI

8.3.2.1 Sezione e armatura di verifica

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 30 cm.

L'armatura trasversale è costituita da:

- Ø20/20 superiori
- Ø20/20 inferiori

L'armatura a taglio è costituita da spille Ø12/20x20.

Il copriferro minimo netto è assunto pari a 30 mm.

8.3.2.2 Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni

Combinazione SLE – Quasi Permanente

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 9,18$ kNm.

Materiali

Proprietà	B450C	C32/40
ϵ_{su} (%)	67.5	2
f_{yd} (N/mm ²)	391.3	3.5
E_s (N/mm ²)	200'000	10.81
E_s/E_c	15	0.85
ϵ_{syd} (‰)	1.957	12.25
$\sigma_{s,adm}$ (N/mm ²)	255	0.7333
τ_{c1}		2.114

Verifica Results:

- $\sigma_c = -1,18$ N/mm²
- $\sigma_s = 32,6$ N/mm²
- $\epsilon_s = 0,163$ ‰
- $d = 20,8$ cm
- $x = 7,318$ x/d = 0,3518
- $\delta = 0,8798$

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,18 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 32,60 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta.

Combinazione SLE – Frequente

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 61,71$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key parameters and results are as follows:

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	15,71	5,2
			2	15,71	20,8

Materials:

Material	E_{su} [%]	E_{c2} [%]	f_{yd} [N/mm²]	E_{cu} [%]	f_{cd} [N/mm²]
B450C	67,5	2	391,3	3,5	18,81
C32/40					

Results:

- $\sigma_c = -7,929$ N/mm²
- $\sigma_s = 219,1$ N/mm²
- $\epsilon_s = 1,096$ ‰
- $d = 20,8$ cm
- $x = 7,318$ x/d = 0,3518
- $\delta = 0,8798$

Applied loads: $N_{Ed} = 0$ kN, $M_{xEd} = 61,71$ kNm, $M_{yEd} = 0$ kNm.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 7,93 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 219,1 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta.

Combinazione SLE – Rara

 Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 79,22$ kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: soletta

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	15,71	5,2
			2	15,71	20,8

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali
 B450C C32/40

ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰	σ_c	-10,18 N/mm ²
f_{yd}	391,3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3,5 ‰	σ_s	281,3 N/mm ²
E_s	200'000 N/mm ²	f_{cd}	18,81	ϵ_s	1,406 ‰
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,85	d	20,8 cm
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25	x	7,318 x/d 0,3518
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0,7333	δ	0,8798
		τ_{c1}	2,114		

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 10,18 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 19,92 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 201,3 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta.

8.3.2.3 Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Combinazione Quasi Permanente

Geometria della sezione

Altezza della sezione	h	300	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	270	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	208	[mm]
Ricoprimento dell'armatura	c	30	[mm]
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$	5	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$	20	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$	1571	[mm ²]
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$	0	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$	0	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$	0	[mm ²]

Caratteristiche dei materiali

Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck}	33,2	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm}	3,1	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	33643	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s	210000	[MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	32,6	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	73,18	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e	6,24	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s	1571	[mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1}$	75000	[mm ²]
	$A_{c,eff,2}$	75607	[mm ²]
	$A_{c,eff,3}$	150000	[mm ²]
	$A_{c,eff,min}$	75000	[mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$	0,02094	[-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,1	[MPa]
Fattore di durata del carico	k_f	0,4	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$	0,000093	[-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$	-0,000163	[-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$	0,000093	[-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	200	[mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq}	20,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$	200	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1	0,800	[-]
	k_2	0,500	[-]
	k_3	3,400	[-]
	k_4	0,425	[-]

Distanza massima tra le fessure

	$s_{r,max,1}$	264	[mm]
	$s_{r,max,2}$	295	[mm]
	$s_{r,max}$	264	[mm]

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$	0,20	[mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k	0,02	[mm]

8.3.2.4 Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Combinazione Frequente

Geometria della sezione

Altezza della sezione	h	300	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	270	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	208	[mm]
Ricoprimento dell'armatura	c	30	[mm]
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$	5	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$	20	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$	1571	[mm ²]
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$	0	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$	0	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$	0	[mm ²]

Caratteristiche dei materiali

Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck}	33,2	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm}	3,1	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	33643	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s	210000	[MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	219,1	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	73,18	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e	6,24	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s	1571	[mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1}$	75000	[mm ²]
	$A_{c,eff,2}$	75607	[mm ²]
	$A_{c,eff,3}$	150000	[mm ²]
	$A_{c,eff,min}$	75000	[mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$	0,02094	[-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,1	[MPa]
Fattore di durata del carico	k_f	0,4	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{min}$	0,000626	[-]
	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{calc.}$	0,000725	[-]
	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]$	0,000725	[-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	200	[mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq}	20,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$	200	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1	0,800	[-]
	k_2	0,500	[-]
	k_3	3,400	[-]
	k_4	0,425	[-]

Distanza massima tra le fessure

	$s_{r,max,1}$	264	[mm]
	$s_{r,max,2}$	295	[mm]
	$s_{r,max}$	264	[mm]

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$	0,30	[mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k	0,19	[mm]

8.3.2.5 Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Combinazione STR

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 107,51$ kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: soletta

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	15,71	5,2
			2	15,71	20,8

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 107,51 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
 B450C C32/40
 E_{su} 67,5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18,81
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,85
 E_{syd} 1,957 % $\sigma_{c,adm}$ 12,25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

M_{xRd} 119,2 kNm
 σ_c -18,81 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 %
 ϵ_s 11,87 %
 d 20,8 cm
 x 4,738 x/d 0,2278
 δ 0,7247

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

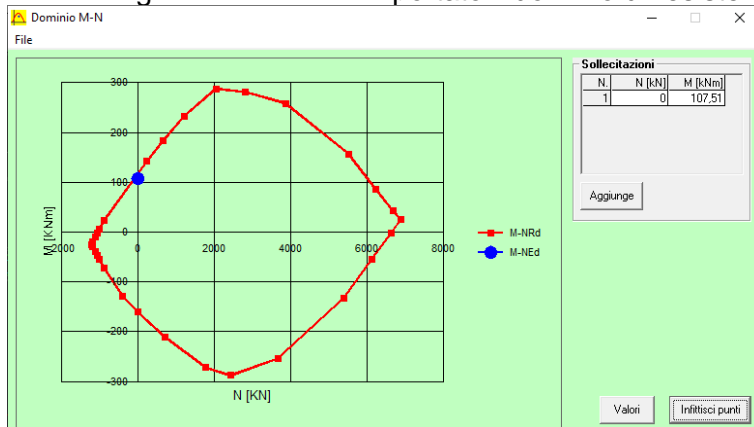
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = 119,20$ kNm > $M_{sd} = 107,51$ kNm

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta soddisfatta.

8.3.2.6 Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Combinazione eccezionale

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 79,22$ kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: soletta

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	15,71	5,2
			2	15,71	20,8

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Materiali: B450C C32/40

E _{su} 67,5 %	E _{c2} 2 %
f _{yd} 391,3 N/mm²	E _{cu} 3,5
E _s 200'000 N/mm²	f _{cd} 18,81
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0,85
E _{syd} 1,957 %	σ _{c,adm} 12,25
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0,7333
	τ _{c1} 2,114

M_{xRd} kN m

σ_c -18,81 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 %
 ε_s 11,87 %
 d 20,8 cm
 x 4,738 x/d 0,2278
 δ 0,7247

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

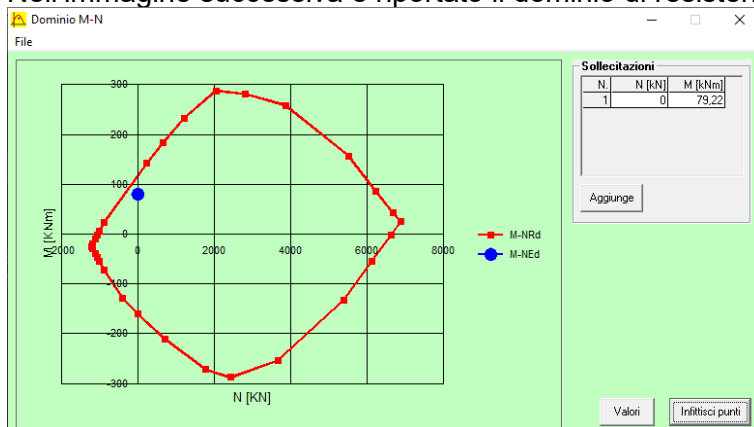
L₀ cm Col. modello

Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = 119,20 \text{ kNm} > M_{sd} = 79,22 \text{ kNm}$$

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta soddisfatta.

8.3.3 SEZIONE ALL'APPOGGIO CENTRALE – VERIFICHE STRUTTURALI

8.3.3.1 Sezione e armatura di verifica

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 30 cm.

L'armatura trasversale è costituita da:

- Ø20/20 superiori
- Ø20/20 inferiori

L'armatura a taglio è costituita da spille Ø12/20x20.

Il copriferro minimo netto è assunto pari a 30 mm.

8.3.3.2 Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni

Combinazione SLE – Quasi Permanente

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -5,99$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key parameters and results are as follows:

Titolo:			Tipo Sezione		
N° figure elementari	1	Zoom	<input checked="" type="radio"/> Rettan.re	<input type="radio"/> Trapezi	
N° strati barre	2	Zoom	<input type="radio"/> a T	<input type="radio"/> Circolare	
<input type="radio"/> Rettangoli	<input type="radio"/> Coord.				

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	15,71	5,2
			2	15,71	20,8

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} -5,99 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali

B450C C32/40

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 10,81
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,85
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

σ_c -0,6341 N/mm²
 σ_s 17,31 N/mm²

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 0,63 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 17,31 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta.

Combinazione SLE – Frequente

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -65,69$ kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: soletta

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	15,71	5,2
			2	15,71	20,8

Tipo Sezione:
 Rettang. re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: -65,69 kNm
 M_{yEd}: 0

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200'000 N/mm ²	f_{cd}	18,81
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,85
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0,7333
		τ_{c1}	2,114

σ_c : -6,954 N/mm²
 σ_s : 189,8 N/mm²

ϵ_s : 0,9491 ‰
 d: 24,8 cm
 x: 8,795 x/d: 0,3546
 δ : 0,8833

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 6,95 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 189,8 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta.

Combinazione SLE – Rara

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -85,59$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key sections include:

- Titolo:** [Empty field]
- N° figure elementari:** 1
- N° strati barre:** 2
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	5,2
2	15,71	20,8
- Tipologia Sezione:** Rettangolare
- Metodo di calcolo:** Metodo n
- Carichi (S.L.U.):**
 - N_{Ed} : 0 kN
 - M_{xEd} : -85,59 kNm
 - M_{yEd} : 0 kNm
- Materiali:**
 - B450C:** ϵ_{su} 67,5‰, f_{yd} 391,3 N/mm², E_s 200.000 N/mm², ϵ_{s/E_c} 15‰, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²
 - C32/40:** ϵ_{c2} 2‰, ϵ_{cu} 3,5‰, f_{cd} 18,81 N/mm², $\sigma_{c,adm}$ 12,25 N/mm², τ_{c1} 2,114 N/mm²
- Stress Results:**
 - σ_c : -9,06 N/mm²
 - σ_s : 247,3 N/mm²
 - ϵ_s : 1,237‰
 - d : 24,8 cm
 - x : 8,795 cm, x/d : 0,3546
 - δ : 0,8833
- Verification:** N° iterazioni: 4

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 9,06 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 19,92 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 247,3 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta.

8.3.3.3 Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Combinazione Quasi Permanente

Geometria della sezione

Altezza della sezione	h	300	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	270	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	245	[mm]
Ricoprimento dell'armatura	c	30	[mm]
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$	5	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$	20	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$	1571	[mm ²]
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$	0	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$	0	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$	0	[mm ²]

Caratteristiche dei materiali

Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck}	33,2	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm}	3,1	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	33643	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s	210000	[MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	17,31	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	87,95	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e	6,24	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s	1571	[mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1}$	75000	[mm ²]
	$A_{c,eff,2}$	70683	[mm ²]
	$A_{c,eff,3}$	150000	[mm ²]
	$A_{c,eff,min}$	70683	[mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$	0,02222	[-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,1	[MPa]
Fattore di durata del carico	k_f	0,4	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$	0,000049	[-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$	-0,000220	[-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$	0,000049	[-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	200	[mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq}	20,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$	200	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1	0,800	[-]
	k_2	0,500	[-]
	k_3	3,400	[-]
	k_4	0,425	[-]

Distanza massima tra le fessure

	$s_{r,max,1}$	255	[mm]
	$s_{r,max,2}$	276	[mm]
	$s_{r,max}$	255	[mm]

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$	0,20	[mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k	0,01	[mm]

8.3.3.4 Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Combinazione Frequente

Geometria della sezione

Altezza della sezione	h	300	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	270	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	245	[mm]
Ricoprimento dell'armatura	c	30	[mm]
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$	5	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$	20	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$	1571	[mm ²]
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$	0	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$	0	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$	0	[mm ²]

Caratteristiche dei materiali

Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck}	33,2	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm}	3,1	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	33643	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s	210000	[MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	189,8	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	87,95	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e	6,24	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s	1571	[mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1}$	75000	[mm ²]
	$A_{c,eff,2}$	70683	[mm ²]
	$A_{c,eff,3}$	150000	[mm ²]
	$A_{c,eff,min}$	70683	[mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$	0,02222	[-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,1	[MPa]
Fattore di durata del carico	k_f	0,4	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$	0,000542	[-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$	0,000601	[-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$	0,000601	[-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	200	[mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq}	20,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$	200	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1	0,800	[-]
	k_2	0,500	[-]
	k_3	3,400	[-]
	k_4	0,425	[-]

Distanza massima tra le fessure

	$s_{r,max,1}$	255	[mm]
	$s_{r,max,2}$	276	[mm]
	$s_{r,max}$	255	[mm]

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$	0,30	[mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k	0,15	[mm]

8.3.3.5 Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Combinazione STR

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -115,57$ kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: soletta

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	15,71	5,2
			2	15,71	20,8

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} -115,57 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C32/40
 E_{su} 67,5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5 %
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18,81
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,85
 E_{syd} 1,957 % $\sigma_{c,adm}$ 12,25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

M_{xRd} -161,4 kNm
 σ_c -18,81 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 %
 ϵ_s 9,432 %
 d 24,8 cm
 x 6,712 x/d 0,2706
 δ 0,7783

Metodo di calcolo
 S.L.U. + S.L.U. -
 Metodo n

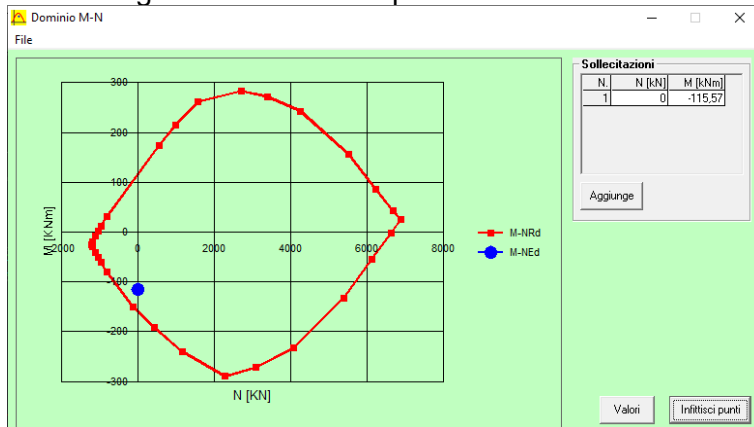
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_0 0 cm Col. modello
 Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = -161,4$ kNm > $M_{sd} = -115,57$ kNm

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta soddisfatta.

8.3.3.6 Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Combinazione eccezionale

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -85,59$ kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: soletta

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	15,71	5,2
			2	15,71	20,8

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} -85,59 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C32/40

E_{su} 67,5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18,81
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,85
 E_{syd} 1,957 % σ_{c,adm} 12,25
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

M_{xRd} -161,4 kNm
 σ_c -18,81 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 %
 ε_s 9,432 %
 d 24,8 cm
 x 6,712 x/d 0,2706
 δ 0,7783

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. -
 Metodo n

Tipologia flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

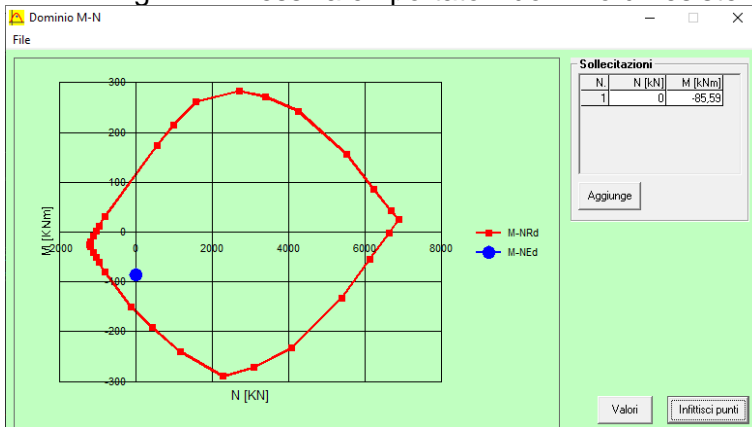
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = -161,4$ kNm > $M_{sd} = -85,59$ kNm

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta soddisfatta.

8.3.3.7 Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio – Combinazione STR

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{S,d} = 209,54$ kN.

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO
 D.M. 17.01.2018 - CAPITOLO 4.1.2.3.5.2

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	30,00	[cm]
Copriferro netto:	c	3,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	27,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	40,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	33,20	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	18,81	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	540,00	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento:	f_{yk}	450,00	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo:	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	209,54	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	θ	45,00	[°]
Cotangente dell'angolo θ :	$\cot(\theta)$	1,00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	α	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	5,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	20,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	\varnothing_{trasv}	12,00	[mm]
Area della singola barra:	A_{barra}	1,13	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A_{tot}	28,25	[cm ² /m]

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione - D.M. 17.01.2018 [4.1.27]:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot [\cot(\alpha) + \cot(\theta)] \cdot \sin(\alpha)$$

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione - D.M. 17.01.2018 [4.1.28]:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{[\cot(\alpha) + \cot(\theta)]}{[1 + \cot^2(\theta)]}$$

Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f_{yd}	9,41	[N/mm ²]
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,00	[N/mm ²]
Coefficiente maggiorativo α_c :	α_c	1,00	
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd}	268,62	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	1142,91	[kN]
AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	268,62	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,28	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA.

8.3.3.8 Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio – Combinazione Eccezionale

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{S,d} = 154,73$ kN.

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO
 D.M. 17.01.2018 - CAPITOLO 4.1.2.3.5.2

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	30,00	[cm]
Copriferro netto:	c	3,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	27,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	40,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	33,20	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	18,81	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	540,00	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento:	f_{yk}	450,00	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo:	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	154,73	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	θ	45,00	[°]
Cotangente dell'angolo θ :	$\cot(\theta)$	1,00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	α	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	5,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	20,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	\varnothing_{trasv}	12,00	[mm]
Area della singola barra:	A_{barra}	1,13	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A_{tot}	28,25	[cm ² /m]

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione - D.M. 17.01.2018 [4.1.27]:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot [\cot(\alpha) + \cot(\theta)] \cdot \sin(\alpha)$$

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione - D.M. 17.01.2018 [4.1.28]:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{[\cot(\alpha) + \cot(\theta)]}{[1 + \cot^2(\theta)]}$$

Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f_{yd}	9,41	[N/mm ²]
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,00	[N/mm ²]
Coefficiente maggiorativo α_c :	α_c	1,00	
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd}	268,62	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	1142,91	[kN]
AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	268,62	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,74	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA.