

AUTOSTRADA(A14):BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO:BOLOGNABORGOPANIGALE-BOLOGNASANLAZZARO

POTENZIAMENTOINSEDEDELSISTEMA
AUTOSTRADALEETANGENZIALEDIBOLOGNA

"PASSANTEDIBOLOGNA"

PROGETTODEFINITIVO

IT – INTERVENTI TERRITORIALI



ADEGUAMENTO VIA COLOMBO SOTTOPASSI FERROVIARI

SOTTOVIA FERROVIARIO VIA COLOMBO

RELAZIONE DI CALCOLO

ILPROGETTISTASPECIALISTICO Ing.UmbertoMele Ord.Ingg.Milanon.18641 RESPONSABILESTRUTTURE	ILRESPONSABILEINTEGRAZIONE PRESTAZIONISPECIALISTICHE Ing.RaffaeleRinaldesi Ord.Ingg.MacerataN.A1068	ILDIRETTORETECNICO Ing.AndreaTanzi Ord.Ingg.ParmaN.1154 PROGETTAZIONENUOVEOPERAUTOSTRADALI
----------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------

CODICEIDENTIFICATIVO											ORDINATORE
RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				—
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	WBS	Parted'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	
111465	0000	PD	IT	L 4 1	SP 3 2 F	000000	R	STR	2722	-2	SCALA —

 gruppo Atlantia	PROJECTMANAGER: Ing.RaffaeleRinaldesi Ord.Ingg.MacerataN.A1068	SUPPORTOSPECIALISTICO:  ENSER ^{srl} SOCIETA' DI INGEGNERIA	REVISIONE												
	REDATTO: —	VERIFICATO: —	<table border="1"> <thead> <tr> <th>n.</th> <th>data</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0</td> <td>DICEMBRE 2017</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>SETTEMBRE 2019</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>SETTEMBRE 2020</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>—</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>—</td> </tr> </tbody> </table>	n.	data	0	DICEMBRE 2017	1	SETTEMBRE 2019	2	SETTEMBRE 2020	3	—	4	—
	n.	data													
	0	DICEMBRE 2017													
	1	SETTEMBRE 2019													
2	SETTEMBRE 2020														
3	—														
4	—														

VISTODEL COMMITTENTE  IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing.FabioVisintin	VISTODEL CONCEDENTE  Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti <small>DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI E IL PERSONALE STRUTTURALE E LA VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</small>
------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

SPEA ENGINEERING

AUTOSTRADA A14: BOLOGNA–BARI–TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE – BOLOGNA SAN LAZZARO

PROGETTO DEFINITIVO

**VIABILITA' LOCALE E INTERFERITA
OPERE D'ARTE MAGGIORI - SOTTOVIA
SOTTOVIA FERROVIARIO DI VIA COLOMBO**

RELAZIONE DI CALCOLO DELL'OPERA D'ARTE

INDICE

1	PREMESSA.....	4
1.1	Geometria dell’opera d’arte.....	5
2	ANALISI, MODELLAZIONE E VERIFICA DEL MONOLITE FERROVIARIO IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO	7
2.1	Criteri di modellazione.....	7
2.2	Analisi dei carichi	10
2.2.1	Peso proprio (Gpp).....	10
2.2.2	Carichi permanenti portati (Gp_cop e Gp_fond).....	10
2.2.3	Spinta idrostatica.....	11
2.2.4	Spinta del terreno laterale (Gp_t).....	11
2.2.5	Carichi mobili agenti sulla soletta di fondazione (Q_M).....	12
2.2.6	Carichi mobili agenti sulla soletta di copertura (Q_F).....	12
2.2.7	Azioni variabili orizzontali (Q_avv).....	19
2.2.8	Azioni termiche (DT_1, DT_2, DT_3; DT_4).....	19
2.2.9	Ritiro (RIT).....	20
2.2.10	Azione sismica (Ex, Ez).....	21
2.2.11	Azioni eccezionali (Q_ECC).....	23
2.3	Gruppi e combinazioni di carico	24
2.3.1	Condizioni di carico elementari (valori caratteristici delle azioni).....	24
2.3.2	Simultaneità delle azioni da traffico	25
2.3.3	Coefficienti parziali di sicurezza adottati nelle combinazioni di progetto	26
2.3.4	Riassunto delle combinazioni di carico SLU	28
2.3.5	Riassunto delle combinazioni di carico SLE.....	30
2.3.6	Riassunto delle combinazioni di carico SLV	31
2.3.7	Riassunto delle combinazioni di carico ECC.....	32
2.4	Verifiche di resistenza e fessurazione.....	32
2.4.1	Sezioni di verifica indagate.....	33
2.4.2	Verifiche di resistenza allo SLU	33
2.4.3	Verifiche SLE	36
2.5	Verifica dell’armatura di ripartizione	38
2.6	Verifica al galleggiamento.....	38
2.7	Verifica a capacità portante	38
3	ANALISI, MODELLAZIONE E VERIFICA DEI MURI D’ALA AD U PRE E POST MONOLITE FERROVIARIO.....	43
3.1	Criteri di modellazione.....	43
3.2	Analisi dei carichi	45
3.2.1	Peso proprio (Gpp).....	45
3.2.2	Carichi permanenti portati (Gp_fond)	45
3.2.3	Spinta idrostatica.....	46
3.2.4	Spinta del terreno laterale (Gp_t).....	46
3.2.5	Spinte nel terreno dovute ai carichi mobili (Q_F).....	47
3.2.6	Carichi mobili agenti sulla soletta di fondazione (Q_M).....	47
3.2.7	Variazioni termiche, ritiro e viscosità.....	49
3.2.8	Azione sismica.....	50
3.3	Gruppi e combinazioni di carico	51
3.3.1	Condizioni di carico elementari (valori caratteristici delle azioni).....	51
3.3.2	Riassunto delle combinazioni di carico SLU	52
3.3.3	Riassunto delle combinazioni di carico SLE.....	52
3.3.4	Riassunto delle combinazioni di carico SLV	52

3.4	Verifiche di resistenza e fessurazione.....	52
3.4.1	Sezioni di verifica indagate.....	53
3.4.2	Verifiche di resistenza allo SLU	53
3.4.3	Verifiche SLE.....	56
4	VERIFICA DELL'OPERA IN FASE DI SPINTA.....	58
4.1	Verifica delle travi puntone.....	58
4.1.1	Azioni e sollecitazioni	58
4.1.2	Verifica a flessione e taglio.....	59
4.2	Verifica dei rostri.....	60
4.2.1	Azioni e sollecitazioni	60
4.2.2	Verifica a flessione e taglio.....	62
5	VERIFICA DELL'ARMATURA LONGITUDINALE IN FASE DI SPINTA.....	64

1 PREMESSA

La via Cristoforo Colombo (evidenziata in rosso nella mappa seguente) costituisce una delle direttrici fondamentali della rete viaria bolognese essendo uno dei principali collegamenti Nord – Sud fra la prima periferia (zone Navile, Oche) e la frazione di Primo Maggio del popoloso sobborgo di Castel Maggiore. Inoltre su di essa si connette lo svincolo 5 (Lame) del sistema tangenziale di Bologna.

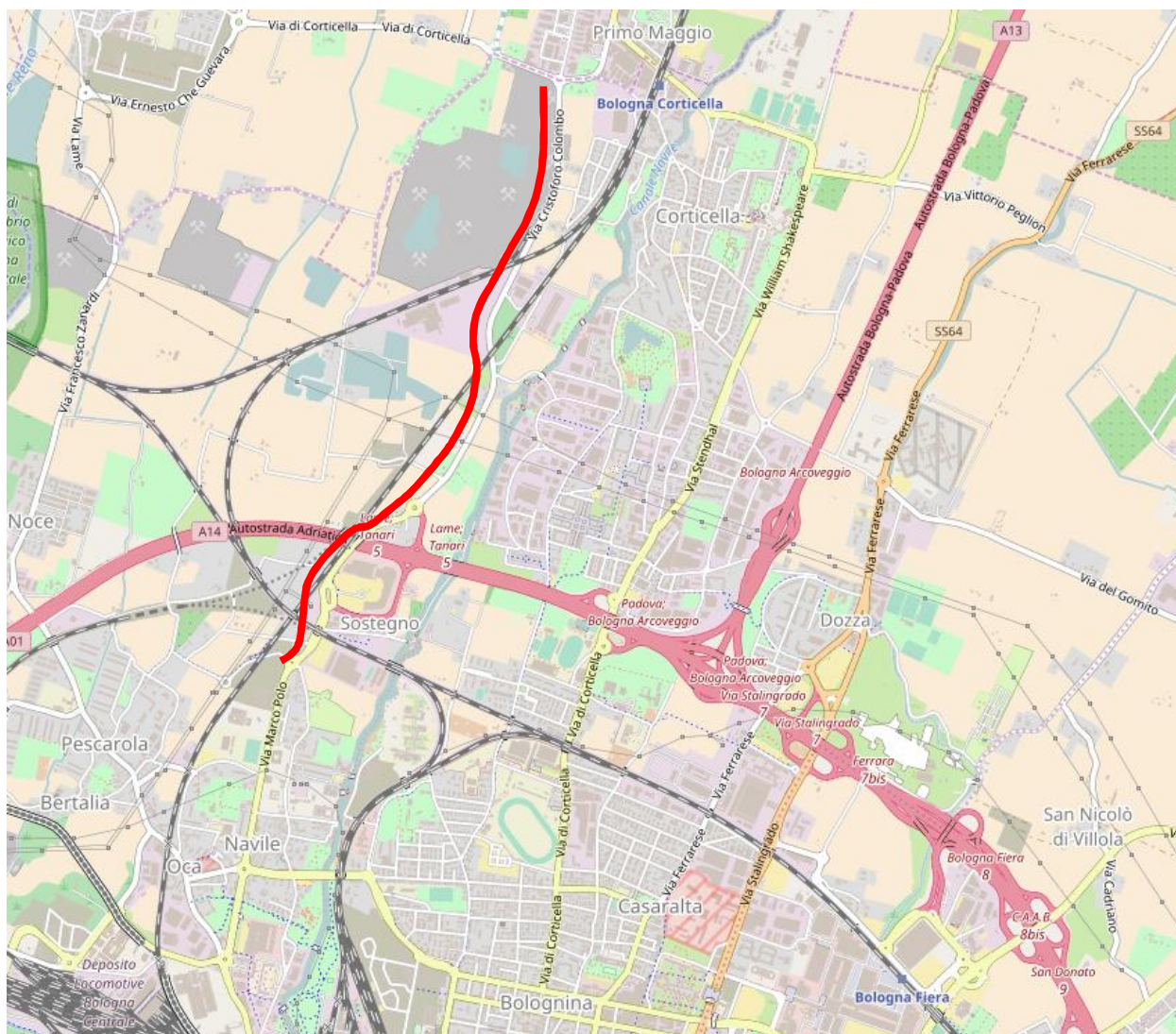


Figura 1-1: Via Cristoforo Colombo (cartografia Open Street Map).

La strada è normalmente a due corsie per senso di marcia; a carreggiata separate nel tratto iniziale fra via Marco Polo e la rotonda del centro commerciale Navile, a carreggiata unica nel tratto settentrionale. L'unica eccezione è presente nel tratto di attraversamento della linea ferroviaria di cintura che avviene per mezzo di due sottopassi, di cui, quello in direzione centro città è di recente costruzione e a due corsie, mentre quello in direzione periferia è di remota costruzione e ad unica corsia. (v. mappa e foto seguente)



Figura 1-2: Via Cristoforo Colombo – carreggiata direzione Nord – Attraversamento ferroviario (cartografia Open Street Map).

La riduzione di carreggiata e locale passaggio da due ad una corsia costituisce un ostacolo alla circolazione stradale con conseguente congestione e riduzione di capacità dell'arteria stradale. Il presente progetto si prefigge l'obiettivo di risolvere la suddetta criticità andando a sostituire il sottovia esistente con una nuova struttura a doppia corsia dotata di marciapiede e pista ciclabile rendendo così uniforme la sezione stradale.

1.1 Geometria dell'opera d'arte

La soluzione costruttiva adottata per la realizzazione del nuovo sottopasso è quella del monolite infisso a spinta al di sotto del rilevato ferroviario.

Così come evidente nelle figure seguenti, il monolite presenta una sezione trasversale di dimensioni interne nette $B \times H$ pari a $12 \text{ m} \times 5,60 \text{ m}$, con solette superiore di spessore pari a $1,0 \text{ m}$, soletta inferiore e pareti laterali di spessore pari a $1,10 \text{ m}$. Le dimensioni esterne della sezione trasversale risultano quindi pari a $14,20 \text{ m} \times 7,70 \text{ m}$. La lunghezza del monolite è di circa 30 m , cui devono aggiungersi i due rostri frontali triangolari, sagomati a 45° e sormontati da una trave di collegamento, atta a consentire la corretta infissione del monolite. Il ricoprimento, cioè la distanza fra l'estradosso dell'opera e la quota minima del piano del ferro della linea di cintura, è di 103 cm (96 cm dalla cappa di protezione dell'impermeabilizzazione). La struttura sarà realizzata in c.a. gettato in opera senza giunti intermedi sopra apposita platea di varo realizzata a lato del rilevato ferroviario sul lato meridionale dell'attraversamento esistente.

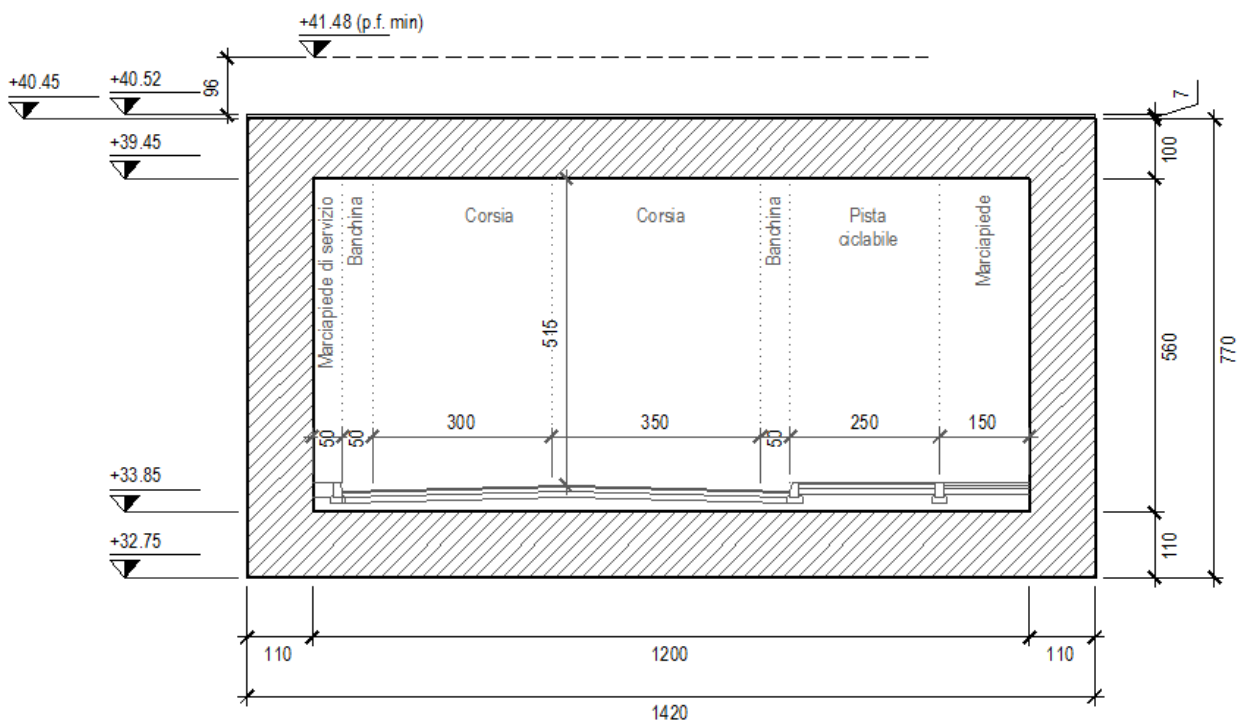


Figura 1-3: Sezione trasversale del sottopasso

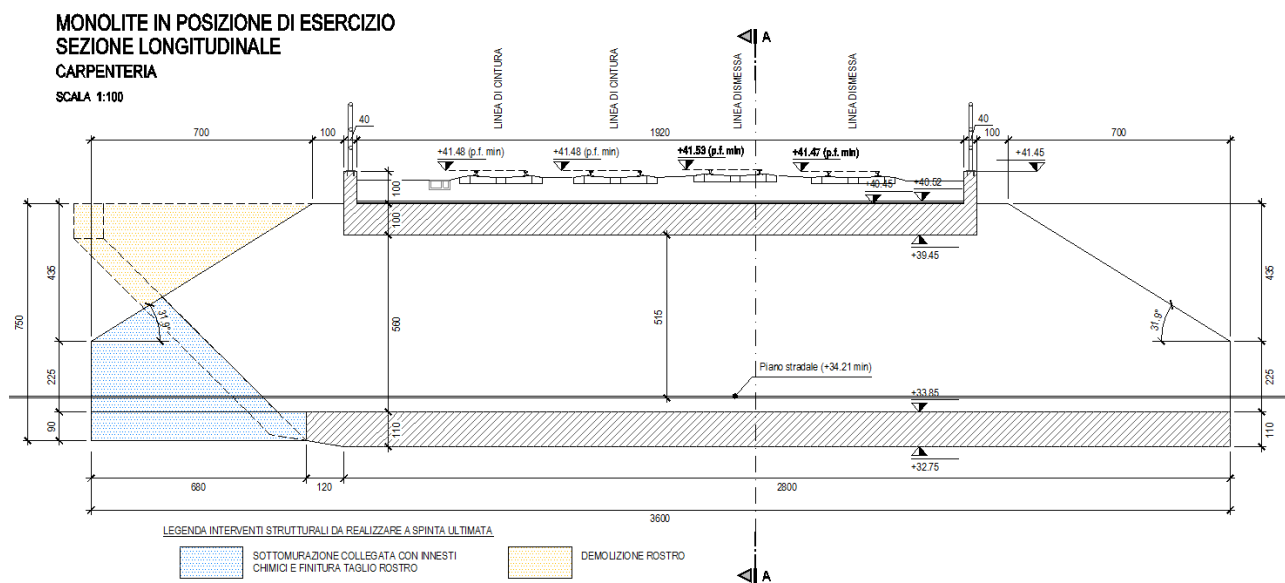


Figura 1-4: Sezione longitudinale del sottopasso

Terminata la fase di infissione, si procederà al completamento dell'opera nelle sagome finali; si procederà quindi alla demolizione dei due rostri e alla realizzazione in sottomurazione dei muri andatori lato spinta in continuità con il monolite previa adeguata impermeabilizzazione del giunto tra monolite e realizzazione di inghisaggi. Completano l'opera due pareti di chiusura/collegamento con i muretti di risvolto del sottopasso della carreggiata direzione centro città.

2 ANALISI, MODELLAZIONE E VERIFICA DEL MONOLITE FERROVIARIO IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO

2.1 Criteri di modellazione

Il dimensionamento degli elementi strutturali dell'opera è stato effettuato utilizzando un modello di calcolo piano, costituito da un telaio rettangolare chiuso, rappresentativo di una "fetta" di scatolare di larghezza unitaria (1 m) realizzato con il programma agli elementi finiti "Sap2000" della "Computers & Structures Inc.", Berkeley - California (USA). In particolare, piedritti, soletta di fondazione e soletta di copertura sono stati modellati da elementi finiti monodimensionali "frames", posti in corrispondenza della rispettiva linea media.

Si sono considerati infinitamente rigidi e resistenti i nodi di intersezione tra i ritri e le solette di fondazione e copertura.

L'elemento trave che rappresenta la soletta di fondazione è stato schematizzato come trave su suolo elastico (suddivisa in sotto-elementi finiti di lunghezza opportuna) con costante di Winkler pari a:

$$K_s = 4500 \frac{kN}{m^3}$$

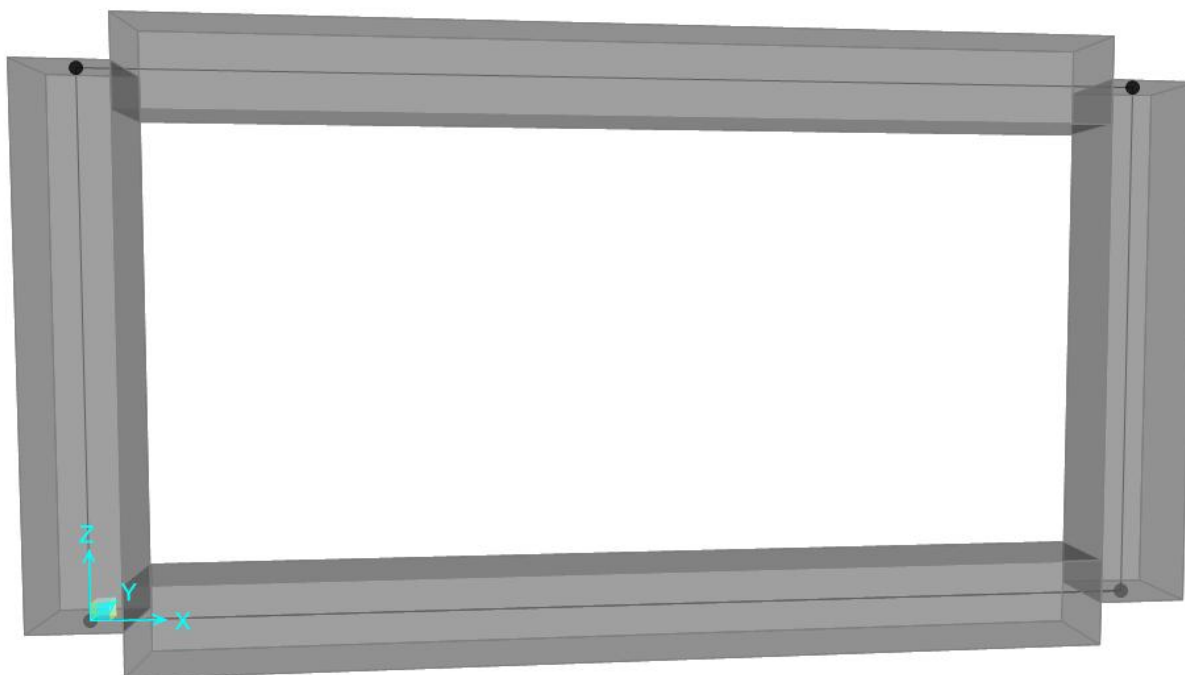


Figura 2-1: Modello agli elementi finiti

Dati geometrici generali

- Spessore soletta superiore: $S_{S.sup} = 1,00$ m;
- Spessore soletta inferiore: $S_{S.inf} = 1,10$ m;
- Spessore piedritti: $S_P = 1,10$ m;
- Luce interna tra i piedritti: $L = 12,0$ m;
- Altezza interna tra le solette: $H = 5,60$ m.

In condizioni statiche la spinta del terreno a tergo dei piedritti è calcolata con riferimento al valore del coefficiente di spinta a riposo (k_0).

L'analisi sismica della struttura è condotta con il metodo pseudo-statico in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico K . L'azione sismica comporta due contributi: l'azione inerziale agente sulle masse considerate attive e la spinta del terreno in condizione sismica.

Per quanto attiene alle forze inerziali originate dalle masse proprie degli elementi strutturali, dei carichi permanenti portati e di una quota parte dei carichi dovuti al transito dei convogli ferroviari ($\psi_{2j}=0.2$) sono rappresentate da un insieme di forze orizzontali e verticali applicate staticamente alla struttura di intensità pari al prodotto del peso degli elementi per il coefficiente sismico $K_h = a_g S/g$ e $K_v = \pm 0.5K_h$, nel rispetto dei principi dell'analisi statica lineare.

Le masse considerate sono quelle dei due ritti, della soletta superiore, del carico permanente da essa portato e da un'aliquota del carico mobile ferroviario. Non si considerano attive le masse associate ai carichi mobili stradali passanti all'interno del monolite.

Per quanto concerne la valutazione delle spinte delle terre agenti sui piedritti in condizioni sismiche, la pressione esercitata dal terreno contro la struttura è stata calcolata considerando l'interazione struttura-terreno.

Sul ritto sopravento si considerano simultaneamente agenti:

- un carico distribuito variabile linearmente determinato con riferimento al coefficiente di spinta a riposo del terreno;
- un carico distribuito costante, determinato secondo la teoria di Wood, simulante l'incremento di spinta del terreno per effetto del sisma.

Sul ritto sottovento si considera agente esclusivamente un carico distribuito variabile linearmente determinato con riferimento al coefficiente di spinta a riposo del terreno.

L'opera non è assoggettata alla spinta idrostatica esercitata dalla Falda.

Gli effetti dei carichi verticali, dovuti alla presenza dei convogli, vengono sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti di cui alla Tabella 5.2.IV del DM2008. In particolare, per ogni gruppo viene individuata un'azione dominante che verrà considerata per intero; per le altre azioni vengono definiti differenti coefficienti di combinazione. Ogni gruppo massimizza una particolare condizione alla quale la struttura dovrà essere verificata. Il numero massimo di binari presenti sul monolite è pari a 2.

In fase di combinazione, ai fini delle verifiche degli SLU e SLE, per la verifica delle tensioni, si sono considerati i soli Gruppo 1 e 3, mentre per la verifica a fessurazione è stato utilizzato il Gruppo 4. I Gruppi definiscono le azioni che nelle diverse combinazioni sono generalmente definite come Q_{ki} .

I coefficienti di amplificazione dei carichi γ e i coefficienti di combinazione ψ sono riportati nelle tabelle seguenti. Nel dimensionamento della struttura scatolare si fa riferimento alla combinazione A1 STR.

Mediante il programma di calcolo SAP sono stati implementati i seguenti casi di analisi.

CASO DI ANALISI	CARICO CONSIDERATO
PESO PROPRIO	Peso proprio elementi
PERMANENTI	Carico permanente solette, Spinta terreno condizione statica, Riempimento Terreno
QM (*)	Carico mobile agente sulla soletta di fondazione
VAR QF	Carico mobile ferroviario agente sulla soletta di copertura e comprensivo degli

	effetti indotti dalla Spinta del Terreno sui Ritti
AVV	Azioni derivanti dalla frenatura e avviamento sull'impalcato
TERM (*)	Variazione termica
RITIRO	Ritiro
ECC	Azione derivante dal deragliamento sulla soletta superiore
Ex	Azione inerziale e spinta terreno in condizione sismica agenti da sinistra a destra
+/-Ez	Azione inerziale verticale agente sulla soletta di copertura in entrambe le direzioni

(*) Sono da intendersi come involucro massimo e minimo degli effetti indotti dalle diverse configurazioni di carico applicate.

Tabella 1: Azioni considerate nel modello

Al fine di eseguire il dimensionamento degli elementi strutturali sono state indagate diverse combinazioni dei singoli casi di analisi considerati. Nel seguito si riportano i coefficienti di combinazione assunti e le varie combinazioni indagate (si indica con "G" la somma di tutti i carichi permanenti).

	γ	γ	ψ_0	ψ_1	ψ_2
G	1.35/1.50 ¹	1.00	1.00	1.00	1.00
Mobili Ferroviari soletta superiore e Spinte indotte sui Ritti Laterali	1.45	0.0/0.20	0.80	0.80	0.0
Mobili soletta inferiore	1.35	0.0	0.75	0.75	0.0
Frenatura/Avviamento	1.45	0.0/0.20	0.80	0.80	0.0
RITIRO	1.20	0.0	1.00/0.0	1.00/0.0	1.00/0.0
TERM	1.50	0.0	0.60	0.60	0.50
Ex/Ez	1.00	0.3	-	-	-

¹ Con riferimento al Permanente Portato in Copertura.

Tabella 2: Coefficienti di combinazione

Al fine di assicurare una più agevole lettura dei tabulati si fa notare quanto segue:

- Le unità di misura utilizzate in SAP sono il kN ed il m.
- Il sistema di riferimento globale assunto per le strutture ha asse Z verticale, asse Y diretto lungo l'asse di spinta del monolite, asse X nel piano orizzontale (nella sezione perpendicolare all'asse di spinta) ed ortogonale all'asse Z. La soletta inferiore è alla quota Z=0.
- Ogni elemento finito ha un suo sistema di riferimento locale rispetto al quale sono definite le tensioni e le caratteristiche della sollecitazione riportate nelle uscite del programma di calcolo e nelle successive verifiche eseguite nella presente relazione. L'asse 1 locale degli elementi è assunto sempre coassiale all'elemento con origine sul nodo iniziale, mentre l'asse 3 locale è ortogonale all'asse 1 locale e giacente nel piano del modello di calcolo.
- Le tensioni normali sono positive se di trazione.

Nel monolite si distinguono le fibre esterne (superfici esterne del manufatto) che sono le fibre della soletta superiore a contatto con il ballast nonché le fibre dei ritti e della soletta inferiore a contatto con il terreno, e le fibre interne (superfici interne del manufatto) che sono le rimanenti. I momenti flettenti sono assunti positivi per convenzione quando tendono le fibre interne.

2.2 Analisi dei carichi

Il modello di calcolo realizzato è soggetto ad azioni esterne definite con gli usuali criteri di determinazione dei carichi e delle spinte delle terre. Si elencano di seguito i casi di carico elementari che costituiscono l'input nel programma di calcolo.

2.2.1 Peso proprio (G_{pp})

Il peso proprio degli elementi strutturali è valutato in ragione di 25 kN/m^3 ed è computato automaticamente dal programma di calcolo sulla base delle dimensioni geometriche degli elementi strutturali.

2.2.2 Carichi permanenti portati (G_{p_cop} e G_{p_fond})

Il carico permanente agente sulla soletta superiore è costituito dal peso dell'armamento, ballast ed in generale dal ricoprimento e impermeabilizzazione.

Il peso del ballast, dell'armamento e dell'impermeabilizzazione bituminosa sono valutati in ragione di 18 kN/m^3 mentre il massetto ad estradosso soletta, di spessore medio pari a $0,06 \text{ m}$, è valutato in ragione di 25 kN/m^3 .

Lo spessore massimo di ballast è assunto pari a $1,08 \text{ m}$, dunque:

$$G_{p_cop} = \gamma \cdot s = 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1,02\text{m} + 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,06\text{m} = 19,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

In aggiunta ai suddetti carichi, alla sommità dei ritti sono state applicate due forze verticali concentrate, equivalenti al carico permanente sulla soletta di copertura dovuto al peso della zona sovrastante la metà dello spessore del ritto. Tali forze assumono il valore di $10,95 \text{ kN/m}$.

Il carico permanente sulla soletta di fondazione è costituito dal peso di ricoprimento (comprensivo della sovrastruttura stradale) valutato in ragione di 20 kN/m^3 .

Lo spessore medio del ricoprimento della soletta di fondazione è assunto pari a $0,50 \text{ m}$, dunque:

$$G_{p_fond} = \gamma \cdot s = 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,50\text{m} = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

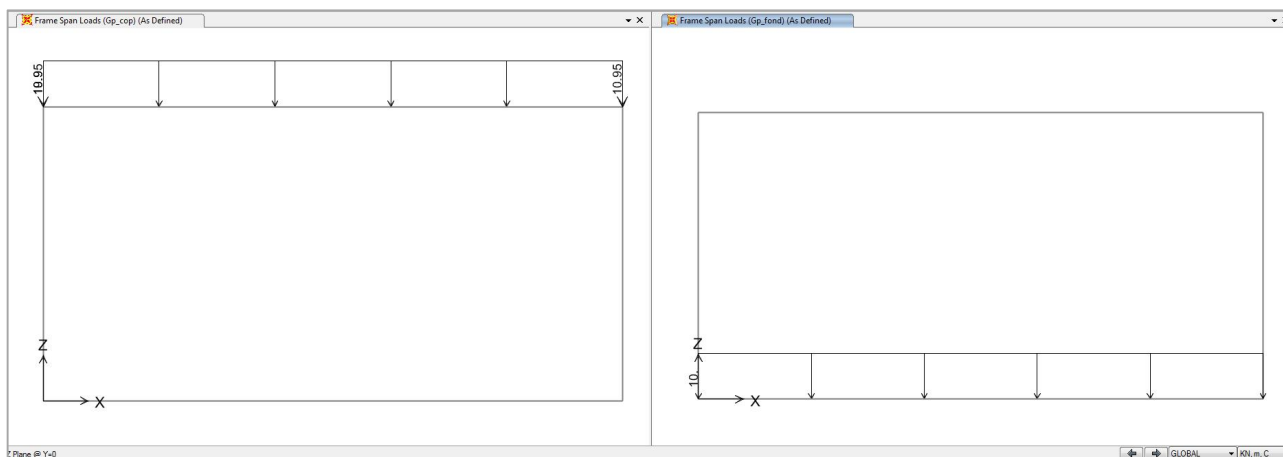


Figura 2-2: Carichi permanenti portati - G_{p_cop} e G_{p_fond}

2.2.3 Spinta idrostatica

Poiché il livello di falda esterno allo scatolare si attesta ad una quota inferiore rispetto al piano di imposta dello stesso non si prendono in considerazione gli effetti prodotti dalla spinta idrostatica sui ritti e sulla soletta di fondazione.

2.2.4 Spinta del terreno laterale (Gp_t)

La spinta del terreno è valutata in base alle caratteristiche geotecniche del terreno di rilevato ferroviario ed è calcolata con riferimento al valore del coefficiente di spinta a riposo (K_0). Si assume:

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3;$$

$$\varphi' = 38^\circ;$$

$$c' = 0 \text{ kN/m}^2.$$

Pertanto il coefficiente di spinta a riposo vale:

$$K_0 = 0,384$$

La distribuzione delle pressioni orizzontali sui dritti viene determinata con la seguente formula:

$$p_h = p'_v \cdot K_0$$

dove $p'_v = \gamma_t \cdot z$ è la pressione verticale efficace alla quota z ; la distribuzione delle pressioni è un diagramma trapezoidale a partire dalla sommità del ritto.

$$P_{\text{Terreno}_z=1,10} = \text{Pressione all'estradosso della Soletta Superiore} = 8,4 \text{ kN/m/m};$$

$$P_{\text{Terreno}_z=1,60} = \text{Pressione in asse alla Soletta Superiore} = 12,3 \text{ kN/m/m};$$

$$P_{\text{Terreno}_z=8,25} = \text{Pressione in asse alla Soletta Inferiore} = 63,4 \text{ kN/m/m};$$

$$P_{\text{Terreno}_z=8,80} = \text{Pressione all'intradosso della Soletta Inferiore} = 67,6 \text{ kN/m/m}.$$

Poiché la modellazione dello scatolare è effettuata in asse alla soletta superiore e di fondazione, il contributo delle spinte agenti sui semispessori delle solette non modellati verranno applicati in termini di carichi orizzontali concentrati alle estremità dei ritti. Tali azioni valgono rispettivamente:

$$F_{\text{Terreno}_z=1,60} = \text{Forza indotta dalla Pressione agente sul semispessore della Soletta Superiore} = 5,2 \text{ kN/m};$$

$$F_{\text{Terreno}_z=8,25} = \text{Forza indotta dalla Pressione agente sul semispessore della Soletta Inferiore} = 36,0 \text{ kN/m}.$$

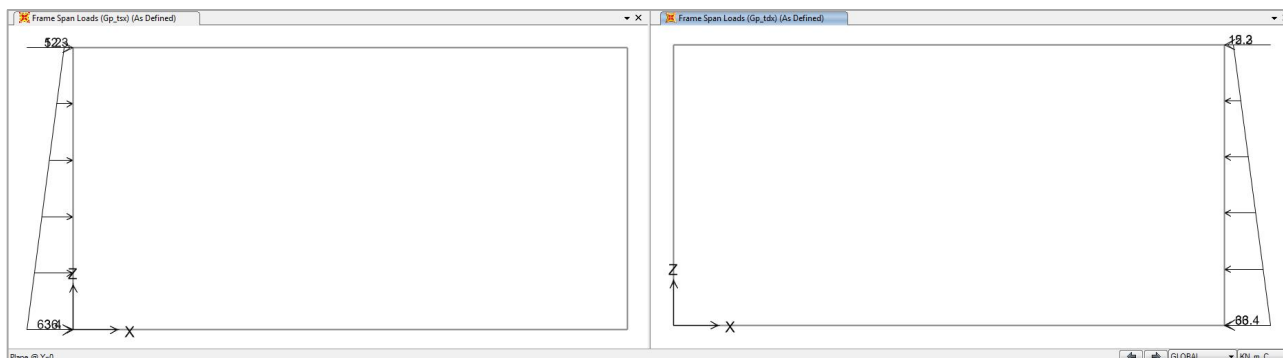


Figura 2-3: Spinta del terreno laterale - Gp_t_{sx} e Gp_t_{dx}

2.2.5 Carichi mobili agenti sulla soletta di fondazione (Q_M)

Con riferimento allo schema di carico 1 riportato al punto 5.1.3.3.3 di cui al D.M. 14/01/2008, si è considerata la lunghezza di diffusione a 45° delle impronte di carico fino al livello di mezzeria della soletta di fondazione. Si sono quindi considerate tre differenti disposizioni dei carichi: la prima "QM1", centrata rispetto alla mezzeria della soletta al fine di massimizzare il momento flettente e la seconda "QM2" e la terza "QM3", alternativamente accostate ad un ritto al fine di massimizzare l'azione di taglio nella soletta.

I carichi mobili sulla soletta di fondazione vengono trascurati perché contrastano l'effetto della spinta del terreno e dei carichi dovuti al traffico ferroviario in corrispondenza della soletta di copertura.

2.2.6 Carichi mobili agenti sulla soletta di copertura (Q_F)

Categoria del Sottopassaggio

Si assume, secondo la vigente normativa RFI, il coefficiente di adattamento proprio di ponti di categoria "A":

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE "α"	
	CATEGORIA "A"	CATEGORIA "B"
LM71	1.1	0.83 ⁽¹⁾
SW/0	1.1	0.83 ⁽¹⁾
SW/2	1.0	0.83 ⁽¹⁾

(1) per velocità di progetto ≥ 200 km/h si dovrà assumere il valore di α = 1.0

Tabella 3: Coeff. di adattamento "α" tratti da Tab. 1.4.1.1-1 delle "Istruzioni RFI per la Progettazione e l'Esecuzione dei Ponti Ferroviari".

Diffusione dei carichi

Detta L_d la larghezza di diffusione del carico trasversale, dalla rotaia alla quota del piano medio della soletta di copertura, assumendo che detta diffusione avvenga con inclinazione 1/4 all'interno del ballast e del terrapieno e 1/1 all'interno delle strutture in c.a., si ottiene, adottando in 2.30m la larghezza della traversina:

$$L_{d1} = L_{Trav} + \left[\frac{(h_{Ball} - h_{arm})}{4} + \frac{s_{sol}}{2} \right] \cdot 2 = 2,30 + \left[\frac{(1,03 - 0,2)}{4} + \frac{1,00}{2} \right] \cdot 2 = 3,71 \text{ m};$$

$$L_{d2} = 4,05 \text{ m (interasse tra i binari)};$$

pertanto:

$$L_d = \min(L_{d1}, L_{d2}) = 3,71 \text{ m}$$

Coefficiente Dinamico

Per il calcolo del coefficiente dinamico ϕ si fa riferimento al par. 1.4.2 "Effetti Dinamici" delle Istruzioni per la Progettazione e Esecuzione dei Ponti Ferroviari.

Poiché la linea ferroviaria in oggetto prevede una velocità massima di percorrenza dei convogli ferroviari ≤ 200 km/h e l'opera in oggetto è assimilabile ad un ponte continuo a tre luci, è sufficiente procedere ad analisi statica.

La lunghezza caratteristica è uguale a:

$$L_{\phi} = k \cdot L_m = 1,3 \cdot \frac{1}{3} \cdot (6,65 \text{ m} + 13,10 \text{ m} + 6,65 \text{ m}) = 11,44 \text{ m}$$

Assumendo in via cautelativa il coefficiente dinamico ϕ_3 corrispondente a linee con ridotto standard manutentivo, risulta:

$$\phi_3 = 0,9 \cdot \left(\frac{2,16}{\sqrt{L_{\phi}} - 0,2} + 0,73 \right) = 0,9 \cdot \left(\frac{2,16}{\sqrt{11,44} - 0,2} + 0,73 \right) = 1,27$$

Modello di Carico Ferroviario

La normativa vigente considera tre differenti modelli di carico (LM71, SW/0 e SW/2).

Per valutare quale dei convogli risulti più gravoso per la specifica struttura in esame sono state svolte analisi numeriche che verranno a seguire brevemente riassunte.

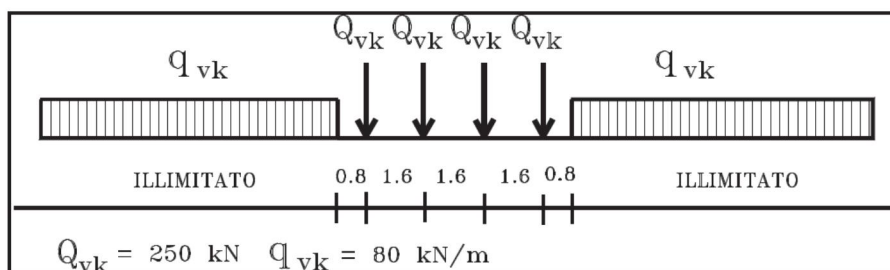
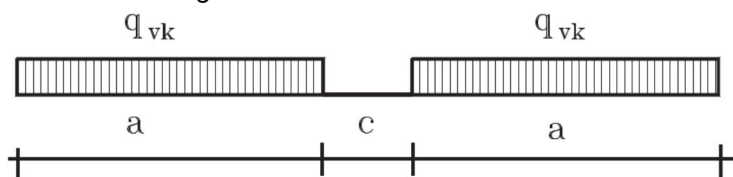


Figura 2-4: Treno di carico LM71.



Tipo di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Figura 2-5: Treni di carico SW.

Treno SW/0 e SW/2

I carichi SW/0 e SW/2 sono sostanzialmente equivalenti, potendo agire su tutta l'estensione della soletta superiore, con un'intensità (al netto del coefficiente dinamico) pari a:

$$q_{SW/0} = 1,1 \cdot 133 = 146 \text{ kN/m};$$

$$q_{SW/2} = 1,0 \cdot 150 = 150 \text{ kN/m}.$$

L'intensità del carico, per unità di superficie di copertura dello scatolare risulta pari a:

$$q_{v_SW/0_d} = 146 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{1,27}{3,71\text{m}} = 50,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} / \text{m};$$

$$q_{v_SW/2_d} = 150 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{1,27}{3,71\text{m}} = 51,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} / \text{m}.$$

Treno LM71

Il carico LM71, al netto del coefficiente dinamico, agisce su una porzione della soletta superiore di lunghezza 6,4 m con intensità (a meno del coefficiente $\alpha=1,1$) pari a 156,25 kN/m ($250 \cdot 4/6,4$) e sulla restante parte di soletta con intensità pari a 80 kN/m.

Per questo modello di carico è prevista una eccentricità del carico rispetto all'asse del binario, dipendente dallo scartamento s , per tenere conto dello spostamento dei carichi. Tale eccentricità è calcolata sulla base del rapporto massimo fra i carichi afferenti a due ruote appartenenti al medesimo asse $Q_{V2}/Q_{V1}=1,25$ essendo Q_{V1} e Q_{V2} i carichi verticali delle ruote di un medesimo asse, e risulta quindi pari a $s/18$ con $s=1435$ mm.

Conseguentemente l'incremento di carico sulla copertura per effetto della predetta eccentricità può essere quantificato in:

$$\left(1 + \frac{(6 \cdot s/18)}{L_d}\right) = \left(1 + \frac{(6 \cdot 1,435/18)}{3,71}\right) = 1,129$$

Avremo quindi:

- in corrispondenza dei quattro assi da 250 kN:

$$q_{v1_LM71} = q_{eq} \cdot \frac{\alpha}{L_d} \cdot \phi_3 \cdot (1,129) = 156,25 \frac{kN}{m} \cdot \frac{1,1}{3,71 m} \cdot 1,27 \cdot (1,129) = 66,4 \frac{kN}{m};$$

- in corrispondenza del carico $q=80$ kN/m:

$$q_{v2_LM71} = q \cdot \frac{\alpha}{L_d} \cdot \phi_3 \cdot (1,129) = 80 \frac{kN}{m} \cdot \frac{1,1}{3,71 m} \cdot 1,27 \cdot (1,129) = 34,0 \frac{kN}{m}$$

Spinte dovute ai Carichi Mobili Ferroviari

La presenza dei carichi mobili ai lati della struttura comporta la presenza di una spinta orizzontale sulle pareti della stessa. Per la valutazione di tale spinta si è fatto riferimento, come per la spinta litostatica, al coefficiente di spinta a riposo.

Conformemente a quanto previsto dalle norme ferroviarie, il carico verticale agente a livello del piano di regolamento su rilevato a tergo della spalla può essere assunto uniformemente distribuito su una larghezza di 3.0 m. Al carico distribuito non deve applicarsi l'incremento dinamico.

Treno SW/2

$$q_{v_SW/2_d} = 1,0 \cdot 150 \frac{kN}{m} \cdot \frac{1}{3m} = 50 \frac{kN}{m}.$$

Treno LM71

Si considerano gli effetti indotti dal carico distribuito equivalente da 80.0 kN/m.

$$q_{v_LM71_d} = 1,1 \cdot 80 \frac{kN}{m} \cdot \frac{1}{3m} = 29,3 \frac{kN}{m}.$$

Nel modello di calcolo si adotta, a favore di sicurezza, sempre la spinta dovuta al sovraccarico SW/2.

In condizioni di spinta a riposo:

$$p_{h_SW/2_d} = 50 \frac{kN}{m} / m \cdot 0,384 = 19,2 \frac{kN}{m}.$$

Disposizione del Carico Mobile Ferroviario

Attraverso schemi di calcolo semplificati è stato possibile accertare che il Treno di Carico LM71 è in grado di produrre effetti più gravosi in termini di sollecitazioni flettenti e taglianti rispetto al Treno SW/2. Conseguentemente saranno analizzate esclusivamente le seguenti disposizioni del carico mobile ferroviario:

1 – Carico uniforme pari a 50 kN/m/m distribuito a lato dello scatolare fino ad una distanza da questo tale da produrre la massima spinta orizzontale su un piedritto (SX), ma nessun carico verticale sulla soletta (Q_F1).

2 – Carico uniforme pari a 50 kN/m/m distribuito ai lati dello scatolare fino ad una distanza da questo tale da produrre le massime spinte orizzontali sul ritto SX e DX, ma nessun carico verticale sulla soletta (Q_F2).

3 - Treno di Carico LM71 centrato sulla soletta dello scatolare. Carico uniforme pari a 50 kN/m/m distribuito a lato dello scatolare per una lunghezza tale da produrre la massima spinta orizzontale su un piedritto (SX) ma nessun carico orizzontale su quello opposto (Q_F3).

4 - Treno di Carico LM71 centrato sulla soletta dello scatolare. Carico uniforme pari a 50 kN/m/m distribuito da ambo i lati dello scatolare per una lunghezza tale da produrre la massima spinta orizzontale su entrambi i piedritti (Q_F4).

5 - Treno di Carico LM71 centrato sulla soletta dello scatolare. Nessun carico distribuito a lato dello scatolare (Q_F5).

6 - Treno di Carico LM71 disposto con i 4 assi più carichi in prossimità dell'appoggio SX. Carico uniforme pari a 50 kN/m/m distribuito a lato dello scatolare per una lunghezza tale da produrre la massima spinta orizzontale su un piedritto (SX) ma nessun carico orizzontale su quello opposto (Q_F6).

7 - Treno di Carico LM71 disposto con i 4 assi più carichi in prossimità dell'appoggio SX. Carico uniforme pari a 50 kN/m/m distribuito da ambo i lati dello scatolare per una lunghezza tale da produrre la massima spinta orizzontale su entrambi i piedritti (Q_F7).

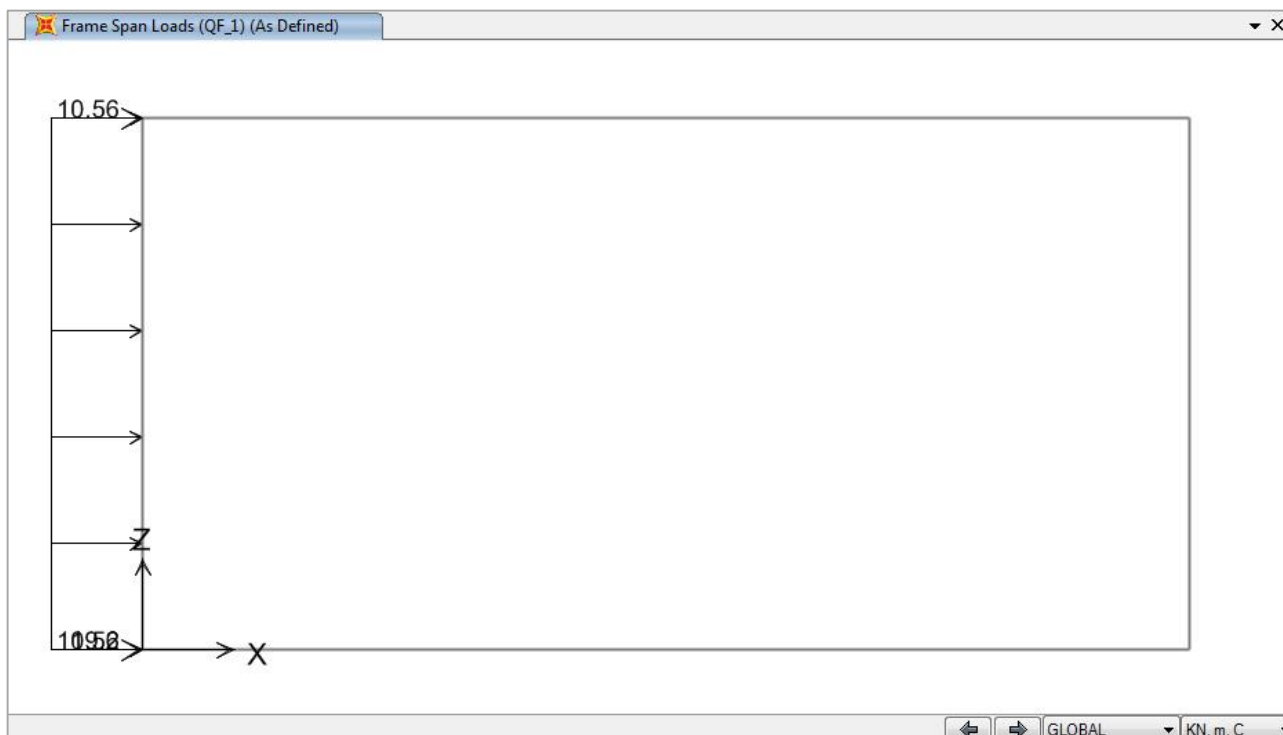


Figura 2-6: Carichi mobili dovuti al traffico ferroviario - Q_F1

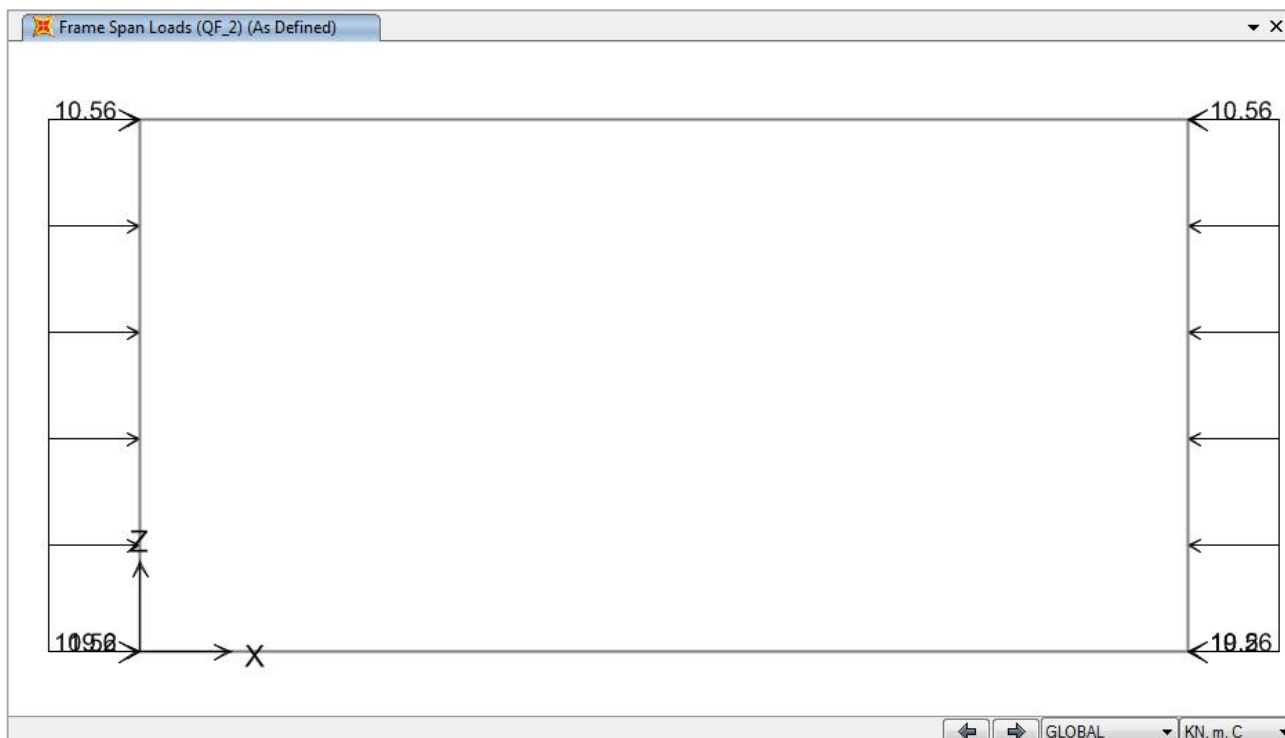


Figura 2-7: Carichi mobili dovuti al traffico ferroviario - Q_F2

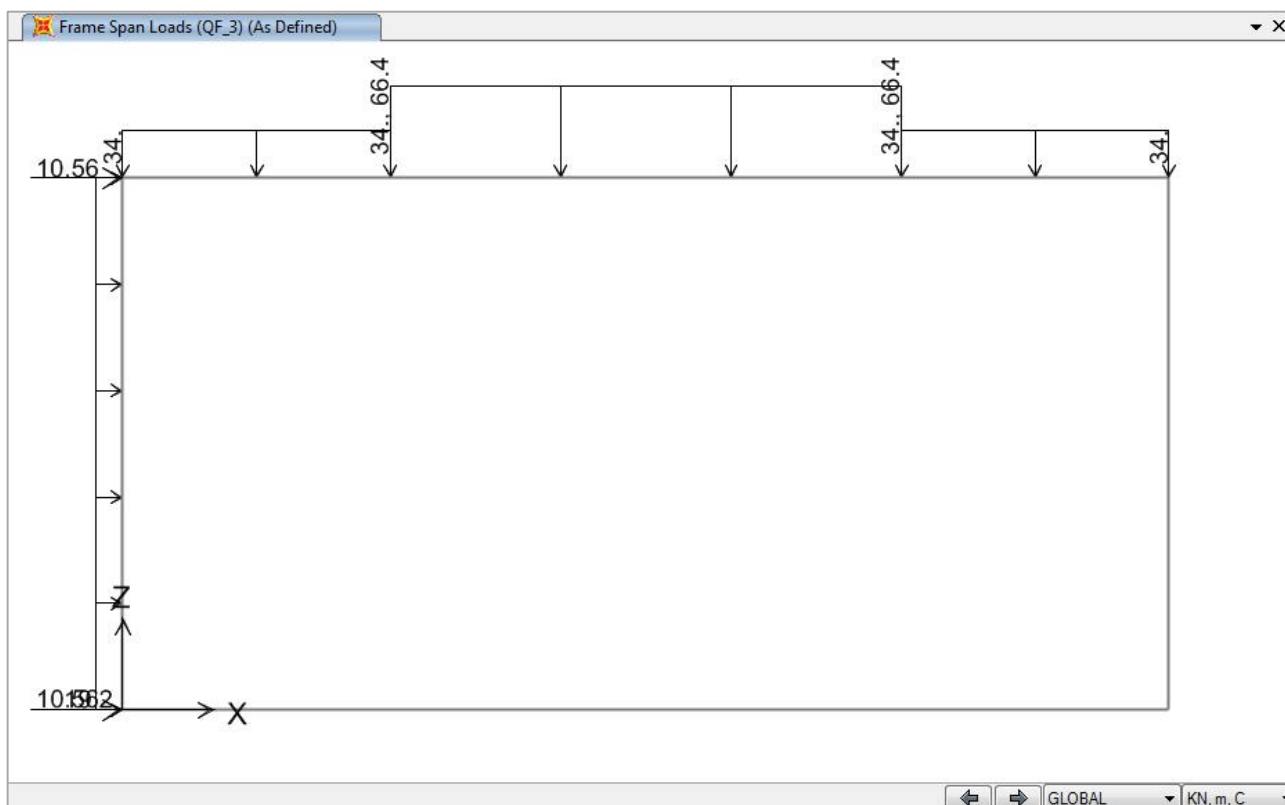


Figura 2-8: Carichi mobili dovuti al traffico ferroviario - Q_F3

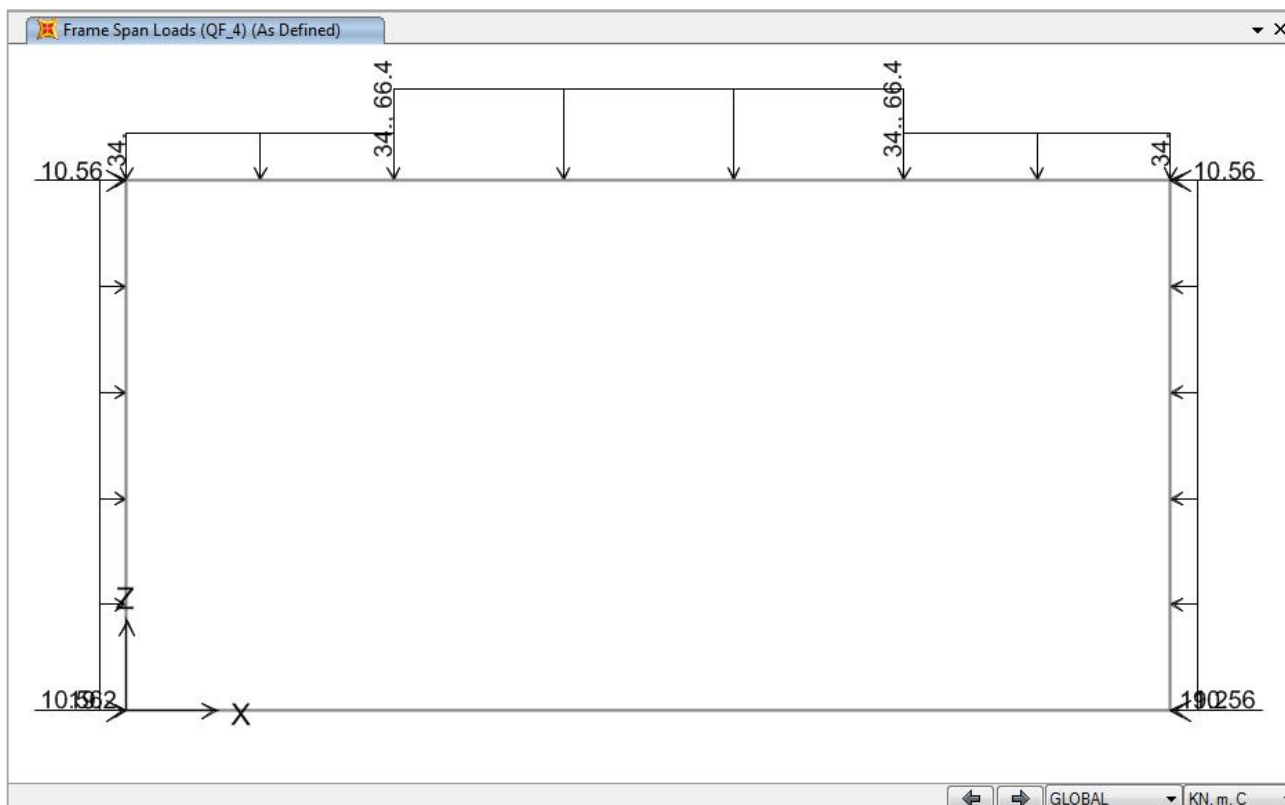


Figura 2-9: Carichi mobili dovuti al traffico ferroviario - Q_F4

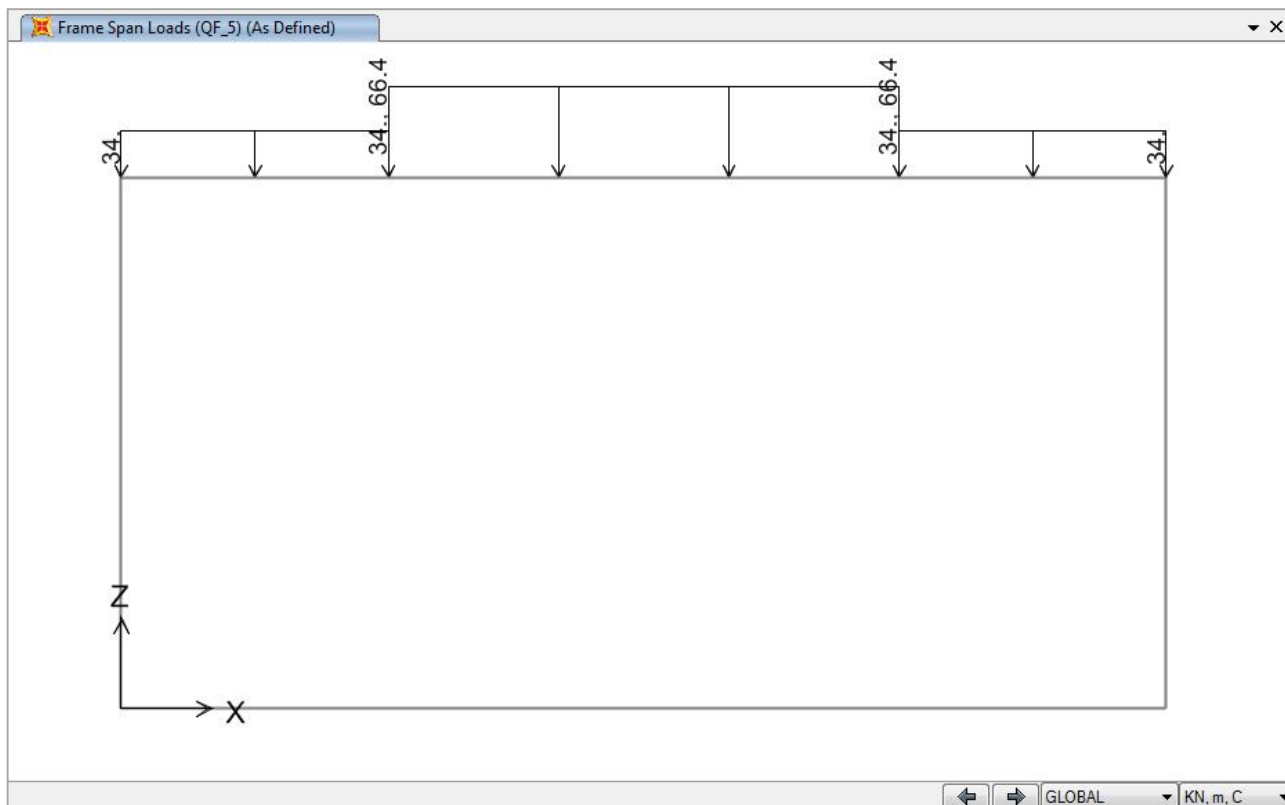


Figura 2-10: Carichi mobili dovuti al traffico ferroviario - Q_F5



Figura 2-11: Carichi mobili dovuti al traffico ferroviario - Q_F6

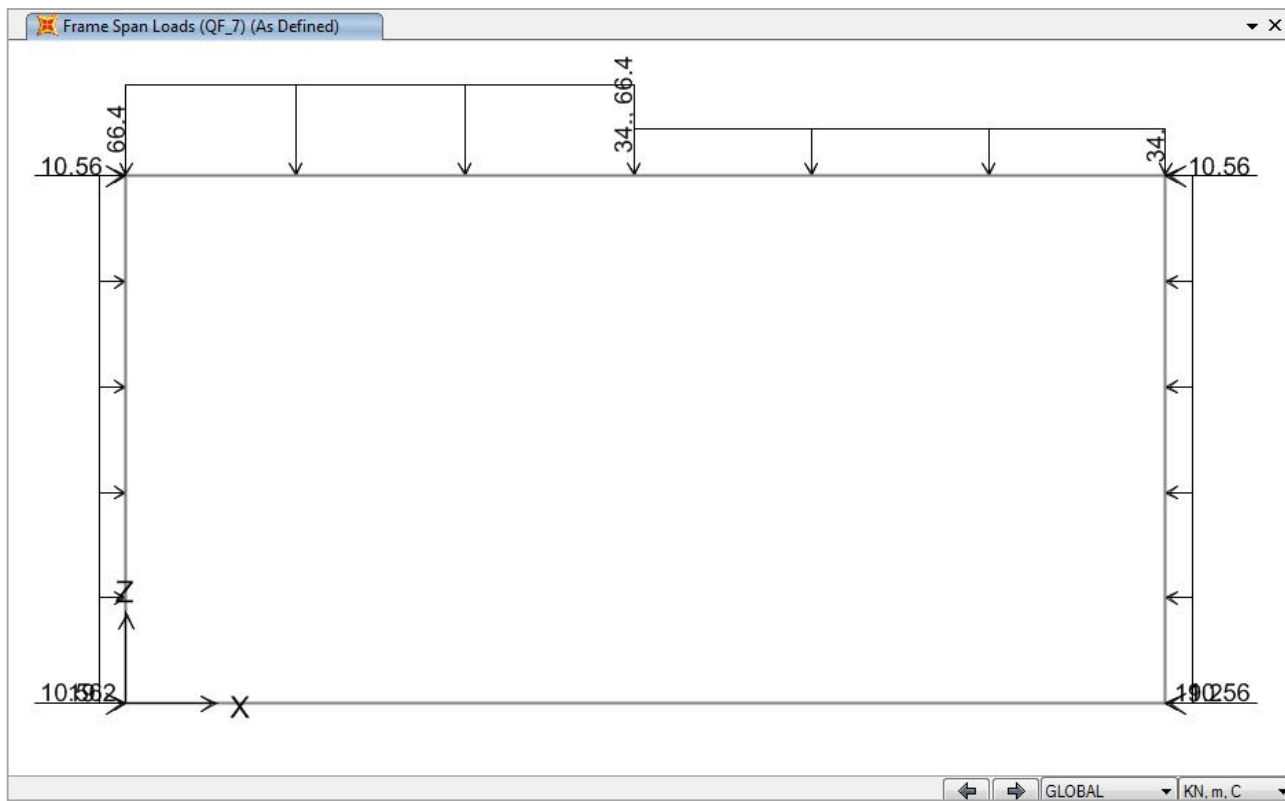


Figura 2-12: Carichi mobili dovuti al traffico ferroviario - Q_F7

2.2.7 Azioni variabili orizzontali (Q_{avv})

Forza Centrifuga

Poiché l'asse ferroviario è rettilineo la suddetta forza è da ritenersi nulla.

Azione Laterale (Serpeggio)

L'analisi piana verticale in oggetto non permette di cogliere gli effetti indotti da una tale azione agente perpendicolarmente al binario. Tuttavia, vista la natura dell'opera, possiamo ritenere gli effetti indotti da tale azione pressoché trascurabili.

Azione di Avviamento e Frenatura

La forza di avviamento agente su tutta la larghezza dello scatolare è pari a 33 kN/m. Considerando che tale carico agisca su una fascia larga 3,80m, si ottiene:

$$q_{AVV} = \frac{33 \text{ kN/m}}{3,871\text{m}} \cdot \frac{14,2\text{m}}{13,1\text{m}} = 9,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} / \text{m}.$$

La forza di frenatura del modello LM71 agente su tutta la larghezza dello scatolare è pari a 20 kN/m. Considerando che tale carico agisca su una fascia larga 3,80m, si ottiene:

$$q_{FRE} = \frac{20 \text{ kN/m}}{3,71\text{m}} \cdot \frac{14,2\text{m}}{13,1\text{m}} = 5,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}} / \text{m}.$$

La forza di frenatura del modello SW/2 agente su tutta la larghezza dello scatolare è pari a 35 kN/m. Considerando che tale carico agisca su una fascia larga 3,90m, si ottiene:

$$q_{FRE} = \frac{35 \text{ kN/m}}{3,71\text{m}} \cdot \frac{14,2\text{m}}{13,1\text{m}} = 10,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} / \text{m}.$$

Le azioni di frenatura ed avviamento verranno combinate con i relativi carichi verticali.

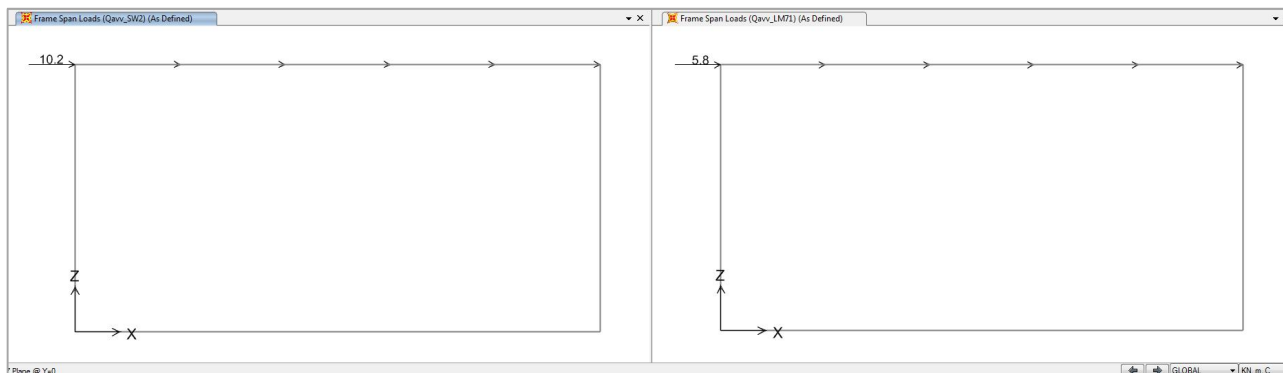


Figura 2-13: Azioni variabili orizzontali - Q_{avv_SW2} e Q_{avv_LM71}

2.2.8 Azioni termiche (DT_1 , DT_2 , DT_3 ; DT_4)

La natura dell'opera porta a ipotizzare le seguenti due condizioni, concomitanti, di applicazione dell'azione termica:

1 – Variazione Termica Uniforme nella Soletta di Copertura: $\Delta T_U = \pm 15^\circ\text{C}$ [applicata al modello di calcolo tenendo debitamente conto della variazione del modulo elastico del cls per azioni di lunga durata $E_{c\infty} = E_{c0} / (1 + \phi(t, t_0))$];

2 – Variazione Lineare tra superficie esterna ed interna della Soletta di Copertura e Piedritti: $\Delta T_F = \pm 5^\circ\text{C}$.

Combinando nel modo più sfavorevole gli effetti di queste due condizioni, si ottengono le quattro seguenti distribuzioni di carico:

- Distribuzione 1 (**DT_1**):
 - Variazione Termica Uniforme nella Soletta di Copertura: $\Delta T_U = + 15^\circ\text{C}$;
 - Variazione Lineare tra superficie interna ed esterna della Soletta di Copertura: $\Delta T_F = + 5^\circ\text{C}$;
 - Variazione Lineare tra superficie interna ed esterna dei Ritti: $\Delta T_F = + 5^\circ\text{C}$.
- Distribuzione 2 (**DT_2**):
 - Variazione Termica Uniforme nella Soletta di Copertura: $\Delta T_U = + 15^\circ\text{C}$;
 - Variazione Lineare tra superficie interna ed esterna della Soletta di Copertura: $\Delta T_F = - 5^\circ\text{C}$;
 - Variazione Lineare tra superficie interna ed esterna dei Ritti: $\Delta T_F = - 5^\circ\text{C}$.
- Distribuzione 3 (**DT_3**):
 - Variazione Termica Uniforme nella Soletta di Copertura: $\Delta T_U = - 15^\circ\text{C}$;
 - Variazione Lineare tra superficie interna ed esterna della Soletta di Copertura: $\Delta T_F = + 5^\circ\text{C}$;
 - Variazione Lineare tra superficie interna ed esterna dei Ritti: $\Delta T_F = + 5^\circ\text{C}$.
- Distribuzione 4 (**DT_4**):
 - Variazione Termica Uniforme nella Soletta di Copertura: $\Delta T_U = - 15^\circ\text{C}$;
 - Variazione Lineare tra superficie interna ed esterna della Soletta di Copertura: $\Delta T_F = - 5^\circ\text{C}$;
 - Variazione Lineare tra superficie interna ed esterna dei Ritti: $\Delta T_F = - 5^\circ\text{C}$.

2.2.9 Ritiro (RIT)

Gli effetti del ritiro totale a “lungo termine”, comprensivo del ritiro da essiccamento e autogeno, vengono valutati attraverso le formulazioni riportate al par. 11.2.10.6 delle NTC assumendo una umidità percentuale relativa dell'aria $RH = 75\%$.

I fenomeni da ritiro vengono considerati agenti solo sulla soletta di copertura ed applicati nel modello come una variazione termica uniforme negativa equivalente agli effetti del ritiro:

$$\Delta T_{\text{Ritiro}} = -9,50 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

Creep and shrinkage strain (ANNEX B EN 1992-1-1:2004)			
Calcolo del coefficiente di viscosità			
$f_{ck} =$	30.71	MPa	
$f_{cm} =$	38.71	MPa	
$E_{cm} =$	33.0	GPa	
$A_c =$	1	m ²	
$u =$	1	m	
$h_0 =$	2000.0	mm	
$RH =$	75%	[%]	
$\alpha_1 =$	0.932	-	
$\alpha_2 =$	0.980	-	
$\alpha_3 =$	0.951	-	
$\phi_{RH} =$	1.161	-	
$\beta(f_{cm}) =$	2.700	-	
$t_0 =$	2	days	
$t =$	36500	days	
$\beta(t) =$	0.801	-	
$\beta_H =$	1426	-	
$\beta_c(t-t_0) =$	0.989		
$\phi(t, t_0) =$	2.482		

Calcolo del coefficiente di ritiro			
Classe di cemento	R		
$\alpha_{ds1} =$	6	-	
$\alpha_{ds2} =$	0.11	-	
$RH =$	75%	[%]	
$RHO =$	100%	[%]	
$\beta_{RH} =$	0.896	-	
$f_{cm0} =$	10	MPa	
$ecd,0 =$	4.38E-04	-	Ritiro base per essiccamento
$kh =$	0.7	-	
$\beta_{ds}(t, t_s) =$	0.911	-	
$ecd(t) =$	2.79E-04	-	Ritiro al tempo t per essiccamento
$\beta_{as}(t) =$	1.000	-	
$eca00 =$	5.18E-05	-	Ritiro autogeno per t=infinito
$eca(t) =$	5.18E-05	-	Ritiro autogeno per t
$\epsilon_{cs}(t) =$	0.0003309		
$\alpha =$	1.00E-05	°C ⁻¹	
$\Delta TR_{ritiro} =$	-9.50	°C	

2.2.10 Azione sismica (Ex, Ez)

L'analisi sismica della struttura è condotta con il metodo pseudo-statico in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico K.

L'azione sismica comporta due contributi: l'azione inerziale agente sulle masse considerate attive e la spinta del terreno in condizione sismica.

Per quanto attiene alle forze inerziali originate dalle masse proprie degli elementi strutturali, dei carichi permanenti portati e di una quota parte dei carichi dovuti al transito dei convogli ferroviari ($\psi_{2j}=0.2$) sono rappresentate da un insieme di forze orizzontali e verticali applicate staticamente alla struttura di intensità pari al prodotto del peso degli elementi per il coefficiente sismico $K_h = a_g \cdot S/g$ e $K_v = \pm 0,5 \cdot K_h$, nel rispetto dei principi dell'analisi statica lineare. Tale coefficiente vale:

$$K_h = \frac{a_g \cdot S_s \cdot S_T}{g} = \frac{0,218g \cdot 1,382 \cdot 1,1}{g} = 0,331$$

Le masse considerate sono quelle dei due ritti, della soletta superiore, del carico permanente da essa portato e da un'aliquota del carico mobile ferroviario. Non si considerano attive le masse associate ai carichi mobili stradali.

Azioni Inerziali Orizzontali

Forza orizzontale sulla soletta di copertura:

$$E_{x_inerziali_copertura} = \left(1,0m \cdot 25 \frac{kN}{m^3} + 19,9 \frac{kN}{m^2} + 0,2 \cdot 51,3 \frac{kN}{m^2} \right) \cdot 0,331 = 18,3 \frac{kN}{m}$$

Forza orizzontale sui piedritti:

$$E_{x_inerziali_ritti} = \left(1,1m \cdot 25 \frac{kN}{m^3} \right) \cdot 0,331 = 9,1 \frac{kN}{m}$$

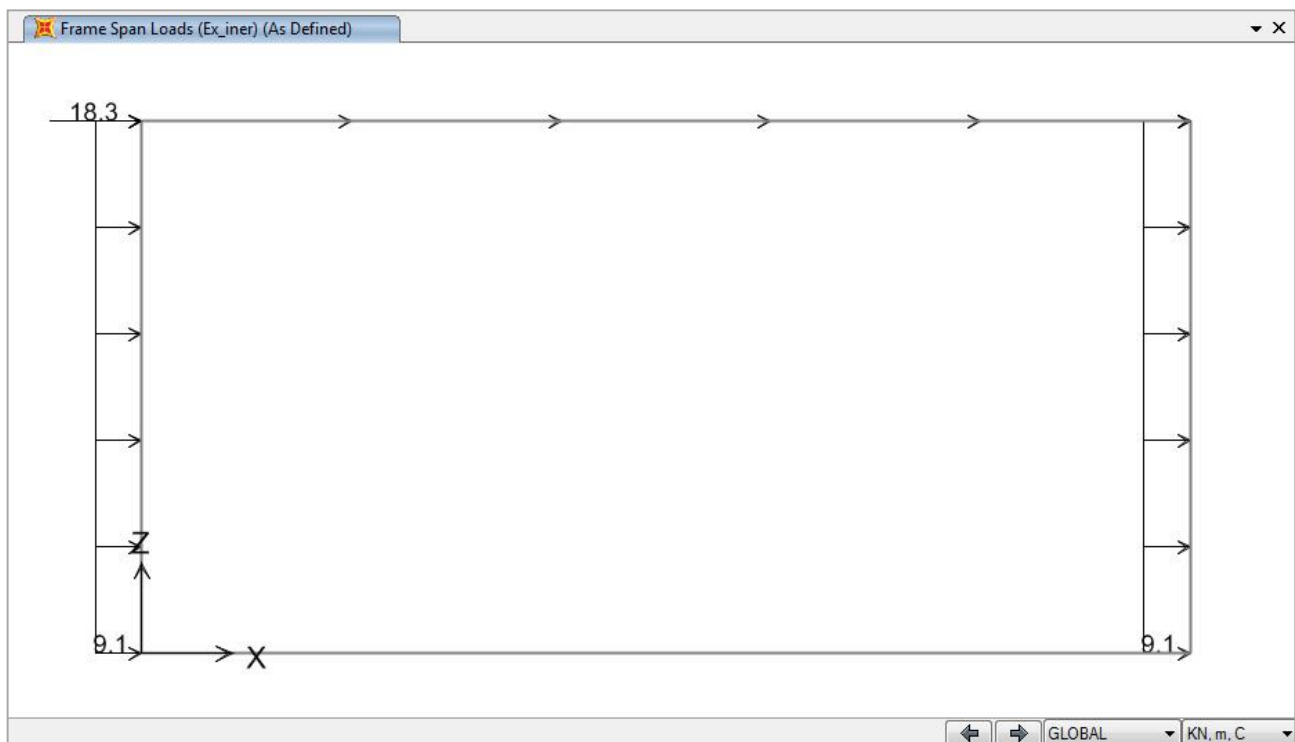


Figura 2-14: Azioni inerziali orizzontali - E_{x_ier}

Azioni Inerziali Verticali

Forza verticale sulla soletta di copertura:

$$E_{z_inerziali_copertura} = \left(1,0m \cdot 25 \frac{kN}{m^3} + 19,9 \frac{kN}{m^2} + 0,2 \cdot 51,3 \frac{kN}{m^2} \right) \cdot 0,166 = 9,2 \frac{kN}{m} / m$$

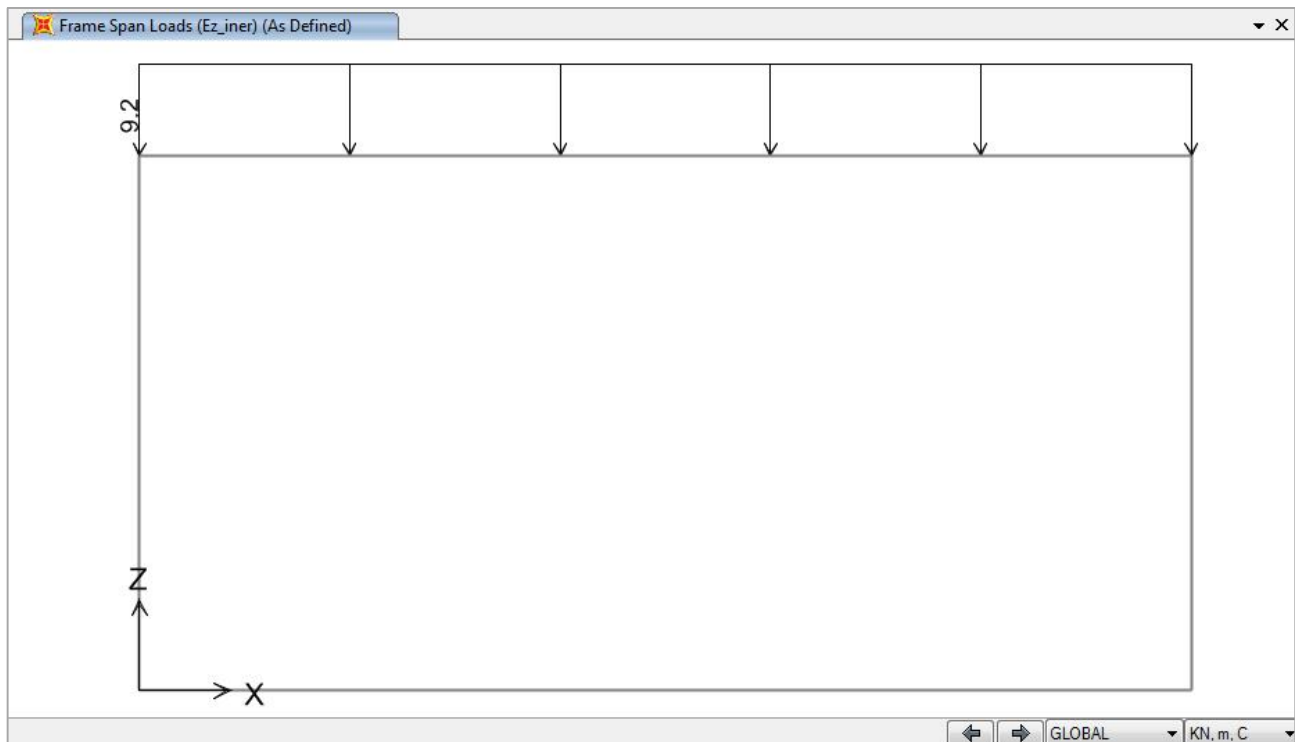


Figura 2-15: Azioni inerziali verticali - E_{z_ier}

Spinta delle Terre

Per quanto concerne la valutazione delle spinte delle terre agenti sui piedritti in condizioni sismiche, la pressione esercitata dal terreno contro la struttura è stata calcolata considerando l'interazione struttura-terreno.

Sul ritto sopravento si considerano simultaneamente agenti:

- un carico distribuito variabile linearmente determinato con riferimento al coefficiente di spinta a riposo del terreno;
- un carico distribuito costante, determinato secondo la teoria di Wood, simulante l'incremento di spinta del terreno per effetto del sisma (il carico definito tiene debitamente conto anche della presenza di una aliquota del sovraccarico variabile simulante i convogli ferroviari). Tale carico assume la seguente espressione:

$$p_{Wood} = \frac{a_g \cdot S_s \cdot S_T}{g} \cdot \gamma \cdot H = 0,331 \cdot \left(20 \frac{kN}{m^3} \cdot 7,70m + 0,2 \cdot 50 \frac{kN}{m^2} \right) = 54,3 \frac{kN}{m}$$

Sul ritto sottovento si considera agente esclusivamente un carico distribuito variabile linearmente determinato con riferimento al coefficiente di spinta a riposo del terreno.

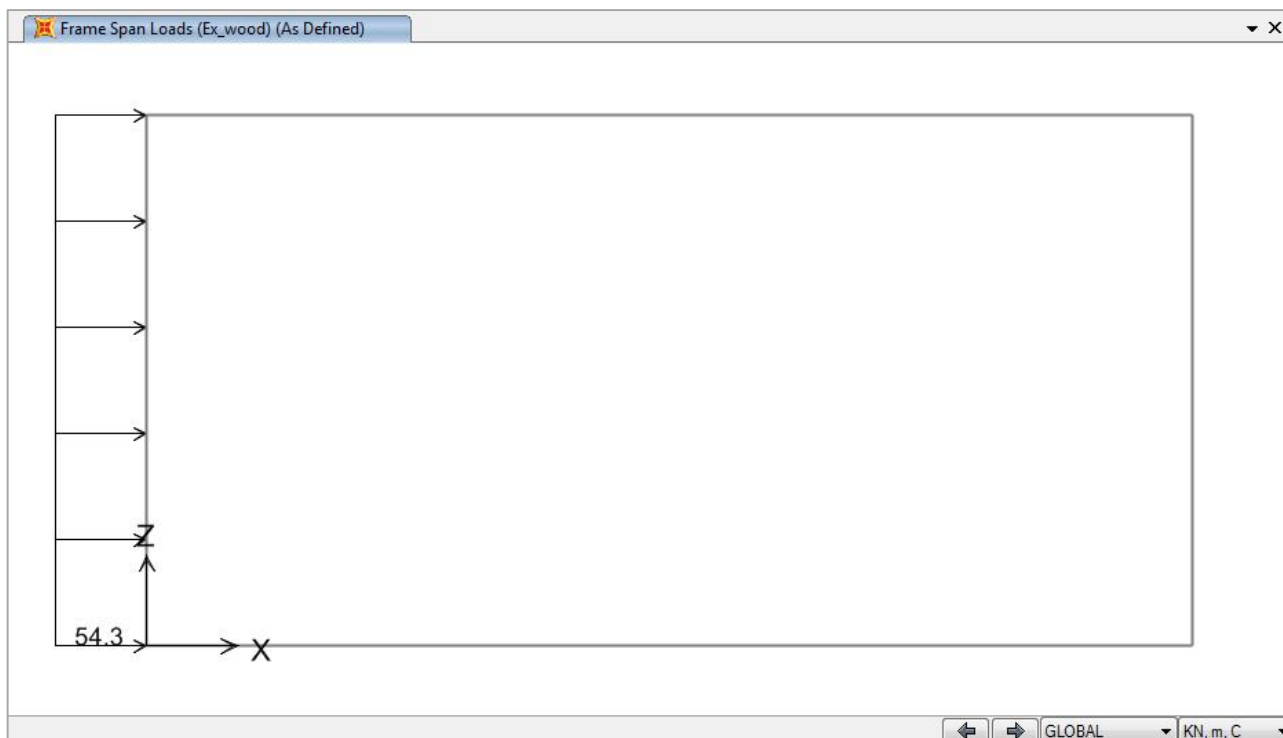


Figura 2-16: Spinta delle terre per sisma - Ex_Wood

2.2.11 Azioni eccezionali (Q_ECC)

Ai fini del dimensionamento strutturale dell'opera viene presa in esame la condizione eccezionale di deragliamento di un locomotore o di un carro pesante adottando la situazione di progetto peggiore prevista dall'attuale normativa.

Si considera un carico lineare $q_{A2d} = 80kN/m \cdot 1,4$ esteso per 20 m, agente su una larghezza convenzionale di soletta di 0,45m.

Diffondendo tale carico fino al semispessore della soletta, risulta:

$$q_{ECC} = 80 \frac{kN}{m} \cdot 1,4 \cdot \frac{1}{(0,45m + 0,50m \cdot 2)} = 77,2 \frac{kN}{m}$$

Valore evidentemente maggiore di quello dovuto ai carichi mobili pari a 64,7 kN/m/m. Ai fini delle verifiche di resistenza allo SLU degli elementi strutturali, il carico da deragliamento è da prevedersi, nell'ambito di una combinazione di carico eccezionale, unitamente ai carichi mobili ferroviari mediante coefficiente di combinazione $\psi_{2j}=0,2$.

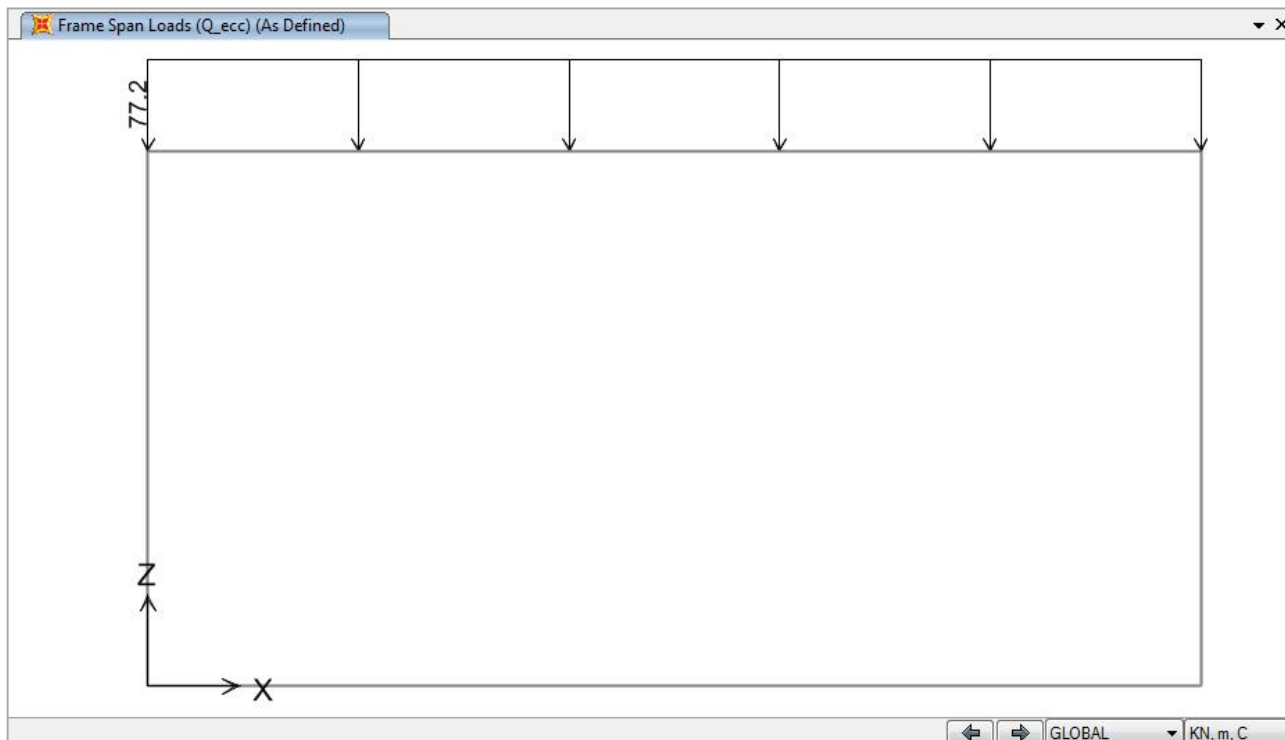


Figura 2-17: carico eccezionale per deragliamento del treno - Q_{ecc}

2.3 Gruppi e combinazioni di carico

2.3.1 Condizioni di carico elementari (valori caratteristici delle azioni)

Nella Tabella 4 si riportano tutte le condizioni di carico precedentemente elencate. I valori caratteristici dei carichi dovranno essere combinati in modo opportuno per poter massimizzare le varie componenti di sollecitazioni per gli elementi strutturali che costituiscono lo scatolare in oggetto.

CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO		
1) c1	DEAD (Gk1)	Peso Proprio Strutturale
2) c2	PERM.Cop (Gk2)	Ballast + Armamento
3) c3	PERM.Fond (Gk3)	Ricoprimento Soletta Fondazione
4) c4	Spinta par.Sx (Gk4sx)	Spinta terreno parete sinistra (SX)
5) c5	Spinta par.Dx (Gk4dx)	Spinta terreno parete destra (DX)
6) c6	RITIRO (Gk5)	Ritiro sulla soletta di copertura
7) c7*	QM1 (Qk1)	Azioni da Traffico sulla soletta inferiore
	QM2 (Qk1)	Azioni da Traffico sulla soletta inferiore
	QM3 (Qk1)	Azioni da Traffico sulla soletta inferiore
8) c8*	VAR.QF1 (Qk2)	Spinta su parete SX da SW/2
	VAR.QF2 (Qk2)	Spinta su parete SX eDX da SW/2

	VAR.QF3 (Qk2)	LM71 centrato su soletta superiore + Spinta su parete SX da SW/2
	VAR.QF4 (Qk2)	LM71 centrato su soletta superiore + Spinta su parete DX+SX da SW/2
	VAR.QF5 (Qk2)	LM71 centrato su soletta superiore
	VAR.QF6 (Qk2)	LM71 disposto con i 4 assi a filo appoggio SX + Spinta su parete SX da SW/2
	VAR.QF7 (Qk2)	LM71 disposto con i 4 assi a filo appoggio SX + Spinta su parete DX+SX da SW/2
9) c9	AVV (Qk3)	Azione di Frenatura/Avviamento
10) c10*	TERM1 (Qk4)	Distorsione Termica Unif. soletta superiore (+15°C) + Dist. Term. Farfalla su soletta e ritti (+5°C)
	TERM2 (Qk4)	Distorsione Termica Unif. soletta superiore (+15°C) + Dist. Term. Farfalla su soletta e ritti (-5°C)
	TERM3 (Qk4)	Distorsione Termica Unif. soletta superiore (-15°C) + Dist. Term. Farfalla su soletta e ritti (+5°C)
	TERM4 (Qk4)	Distorsione Termica Unif. soletta superiore (-15°C) + Dist. Term. Farfalla su soletta e ritti (-5°C)
11) c11	ECC (Qk5)	Azione Eccezionale da Deragliamento
12) c12	Ex_Inerziali_Copertura (Ek1)	Forze Inerziali H attivate dalle Masse agenti sulla soletta di copertura (PP inclusi)
	Ex_Inerziali_Ritti (Ek2)	Forze Inerziali H attivate dalle Masse dei Ritti
	Ex_Wood_Ritto SX (Ek3)	Incremento di Spinta delle Terre per Sisma
13) c13	Ez_Inerziali_Copertura (Ek4)	Forze Inerziali V attivate dalle Masse agenti sulla soletta di copertura (PP inclusi)

* Trattasi dell'involuppo di più condizioni di carico associate ad una determinata azione elementare.

Tabella 4: Condizioni di carico elementari rappresentative dei valori caratteristici delle azioni

2.3.2 Simultaneità delle azioni da traffico

Gli effetti dei carichi verticali, generati dalla presenza dei convogli, sono combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, utilizzando i coefficienti indicati in Tabella 5 desunti dalla vigente norma tecnica nazionale; con tali gruppi di carico si definiscono i valori caratteristici delle azioni associate al transito dei convogli di progetto.

Il numero di binari presenti sul monolite è pari a 2 (4 di cui 2 dismessi).

GRUPPO DI CARICO ACCIDENTALI	VERTICALI	FRENATURA E/O AVVIAMENTO	SPINTA SOVRACCARICO
Gruppo 1	1.0	0.5	1.0
Gruppo 3.1	1.0	1.0	1.0
Gruppo 3.2	0.5	1.0	0.5
Gruppo 4	0.8	0.8	0.8

Tabella 5: Gruppi di carico per le azioni derivanti dal traffico ferroviario

2.3.3 Coefficienti parziali di sicurezza adottati nelle combinazioni di progetto

I coefficienti di amplificazione dei carichi γ e i coefficienti di combinazione ψ per le differenti combinazioni di carico SLU e SLE implementate sono riportati nelle tabelle seguenti estratte direttamente dal DM 14/01/2008.

In particolare, con riferimento alle verifiche strutturali condotte nei riguardi delle combinazioni SLU, si fa riferimento ai coefficienti parziali di sicurezza identificati dalla combinazione "A1 STR".

Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

Nella Tab. 5.2.V il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_B coefficiente parziale del peso proprio del ballast;
- γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni.

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr ₁	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr ₂	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr ₃	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr ₄	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F _{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T _k	0,60	0,60	0,50

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tabella 5.2.VII - Ulteriori coefficienti di combinazione ψ delle azioni.

	Azioni	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 ⁽³⁾	⁽¹⁾	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 ⁽³⁾	-	-
	Centrifuga	⁽²⁾ ⁽³⁾	⁽²⁾	⁽²⁾
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 ⁽³⁾	0,80	0,0

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Si usano gli stessi coefficienti ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni.

(3) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

2.3.5 Riassunto delle combinazioni di carico SLE

Combinazioni Caratteristiche (RARA)

Gruppo 1	RARA1	RARA2	RARA3	RARA4
c1 - DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00
c2 - PERM_Cop	1.00	1.00	1.00	1.00
c3 - PERM_Fond	1.00	1.00	1.00	1.00
c4 - S.T. Sx	1.00	1.00	1.00	1.00
c5 - S.T. Dx	1.00	1.00	1.00	1.00
c6 - RITIRO	1.00	-	1.00	-
c7* - ENV. QM	-	-	-	-
c8* - ENV. VAR QF	1.00	1.00	0.80	0.80
c9 - AVV	0.50	0.50	0.40	0.40
c10* - ENV. TERM	0.60	0.60	1.00	1.00

Gruppo 3.1	RARA1	RARA2	RARA3	RARA4
c1 - DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00
c2 - PERM_Cop	1.00	1.00	1.00	1.00
c3 - PERM_Fond	1.00	1.00	1.00	1.00
c4 - S.T. Sx	1.00	1.00	1.00	1.00
c5 - S.T. Dx	1.00	1.00	1.00	1.00
c6 - RITIRO	1.00	-	1.00	-
c7* - ENV. QM	-	-	-	-
c8* - ENV. VAR QF	0.80	0.80	0.80	0.80
c9 - AVV	1.00	1.00	0.80	0.80
c10* - ENV. TERM	0.60	0.60	1.00	1.00

Gruppo 3.2	RARA1	RARA2	RARA3	RARA4
c1 - DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00
c2 - PERM_Cop	1.00	1.00	1.00	1.00
c3 - PERM_Fond	1.00	1.00	1.00	1.00
c4 - S.T. Sx	1.00	1.00	1.00	1.00
c5 - S.T. Dx	1.00	1.00	1.00	1.00
c6 - RITIRO	1.00	-	1.00	-
c7* - ENV. QM	-	-	-	-
c8* - ENV. VAR QF	0.40	0.40	0.40	0.40
c9 - AVV	1.00	1.00	0.80	0.80
c10* - ENV. TERM	0.60	0.60	1.00	1.00

Gruppo 4	RARA1	RARA2
c1 - DEAD	1.00	1.00
c2 - PERM_Cop	1.00	1.00
c3 - PERM_Fond	1.00	1.00
c4 - S.T. Sx	1.00	1.00
c5 - S.T. Dx	1.00	1.00
c6 - RITIRO	1.00	-
c7* - ENV. QM	-	-
c8* - ENV. VAR QF	0.80	0.80
c9 - AVV	0.80	0.80
c10* - ENV. TERM	1.00	1.00

Combinazioni Frequenti (FR)

Gruppo 4	FR1	FR2	FR3	FR4
c1 - DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00
c2 - PERM_Cop	1.00	1.00	1.00	1.00
c3 - PERM_Fond	1.00	1.00	1.00	1.00
c4 - S.T. Sx	1.00	1.00	1.00	1.00
c5 - S.T. Dx	1.00	1.00	1.00	1.00
c6 - RITIRO	1.00	-	1.00	-
c7* - ENV. QM	-	-	-	-
c8* - ENV. VAR QF	0.64	0.64	-	-
c9 - AVV	0.64	0.64	-	-
c10* - ENV. TERM	0.50	0.50	0.60	0.60

Combinazioni Quasi Permanenti (QP)

	QP1	QP2
c1 - DEAD	1.00	1.00
c2 - PERM_Cop	1.00	1.00
c3 - PERM_Fond	1.00	1.00
c4 - S.T. Sx	1.00	1.00
c5 - S.T. Dx	1.00	1.00
c6 - RITIRO	1.00	-
c7* - ENV. QM	-	-
c8* - ENV. VAR QF	-	-
c9 - AVV	-	-
c10* - ENV. TERM	0.50	0.50

2.3.6 Riassunto delle combinazioni di carico SLV

Sisma	SLV1	SLV2	SLV3	SLV4	SLV5	SLV6	SLV7	SLV8
c1 - DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c2 - PERM_Cop	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c3 - PERM_Fond	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c4 - S.T. Sx	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c5 - S.T. Dx	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c6 - RITIRO	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	-
c7* - ENV. QM	-	-	-	-	-	-	-	-
c8* - ENV. VAR QF	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
c9 - AVV	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
c10* - ENV. TERM	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
c12 - Ex	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	1.00	0.30	0.30
c13 - Ez	0.30	0.30	1.00	1.00	-0.30	-0.30	-1.00	-1.00

2.3.7 Riassunto delle combinazioni di carico ECC

Ecc	ECC1	ECC2
c1 - DEAD	1.00	1.00
c2 - PERM_Cop	1.00	1.00
c3 - PERM_Fond	1.00	1.00
c4 - S.T. Sx	1.00	1.00
c5 - S.T. Dx	1.00	1.00
c6 - RITIRO	1.00	-
c7* - ENV. QM	-	-
c8* - ENV. VAR QF	0.20	0.200
c9 - AVV	0.20	0.20
c10* - ENV. TERM	0.50	0.50
c11 - ECC	1.00	1.00

2.4 Verifiche di resistenza e fessurazione

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state condotte operando con il metodo semiprobabilistico agli stati limite in conformità a quanto previsto dal punto 4.2.4.1 del D.M. 14/01/2008. Di seguito si specificano le convenzioni adottate:

- Momento flettente "M": positivo se tende le fibre interne di ritti e solette (superfici non a contatto con il terreno);
- Sforzo assiale "N": positivo se di compressione.

Sia per quanto concerne le verifiche a flessione allo SLU e a fessurazione sia per quanto attiene alle verifiche di resistenza a taglio, esse vengono effettuate con riferimento alle sezioni strutturali di attacco soletta-piedritto.

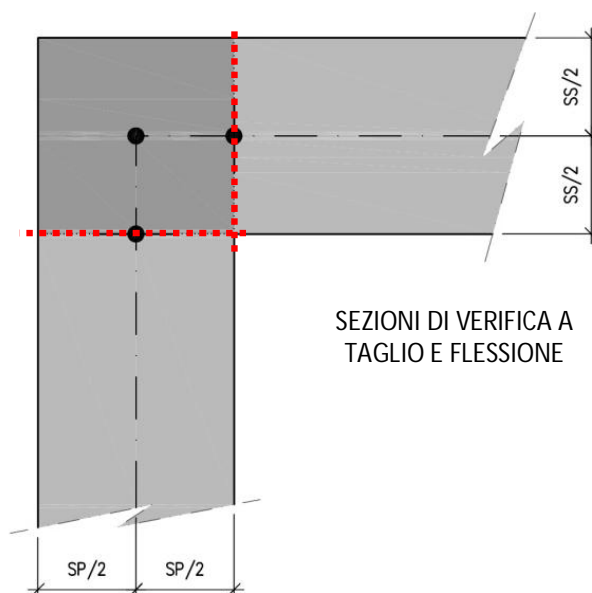


Figura 2-18: Sezioni di verifica a presso/tenso-flessione e taglio

I calcoli di verifica sono effettuati con il Metodo agli Stati Limite e si riferiscono a sezioni convenzionali di larghezza unitaria ($b=1000\text{mm}$) assumendo cautelativamente, anche per i piedritti, una miscela di cls C30/37.

2.4.1 **Sezioni di verifica indagate**

Si sono individuate, nel modello strutturale, sei sezioni trasversali “significative”, il cui stato di sollecitazione risulta determinante per il dimensionamento e le verifiche di resistenza della struttura. Tali sezioni sono di seguito numerate e descritte:

- I → Sezione di Mezzeria della soletta superiore;
- II → Estremità soletta superiore (a filo parete destra);
- III → Sezione in sommità del Ritto Destro (a filo soletta);
- IV → Sezione alla Base del Ritto Sinistro (a filo fondazione);
- V → Estremità soletta inferiore (a filo parete sinistra);
- VI → Sezione di Mezzeria della soletta inferiore.

Come sinteticamente indicato nello schema di seguito riportato.

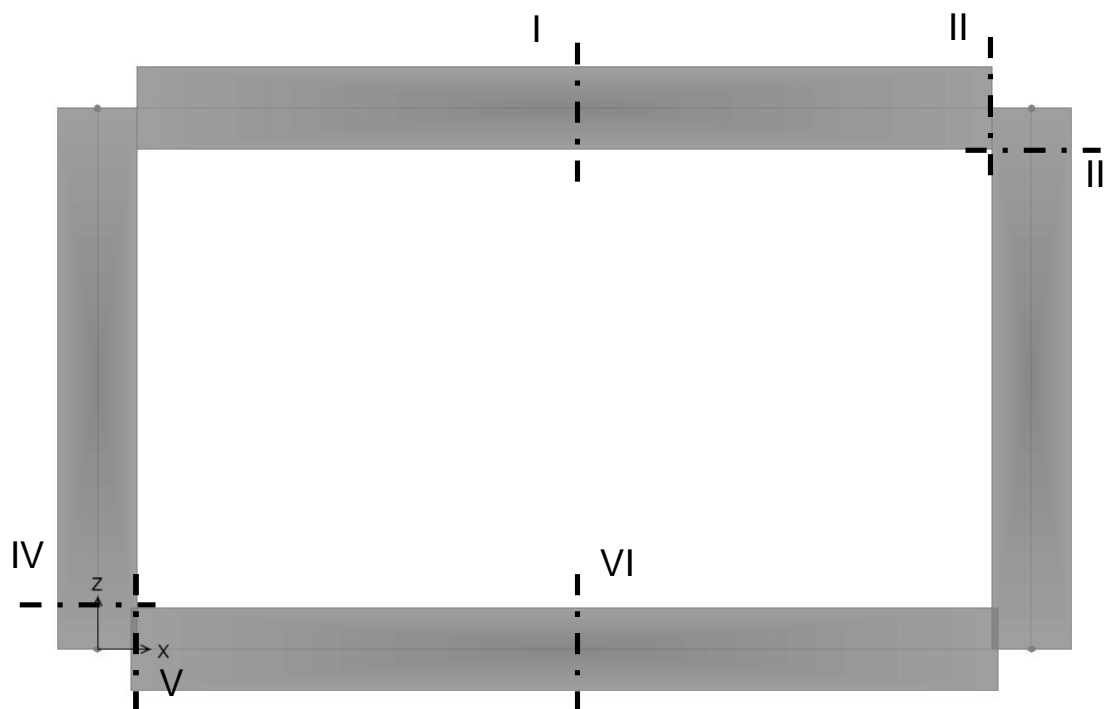


Figura 2-19: Individuazione delle sezioni di verifica significative

2.4.2 **Verifiche di resistenza allo SLU**

Nelle figure seguenti si riportano i diagrammi delle sollecitazioni allo SLU.

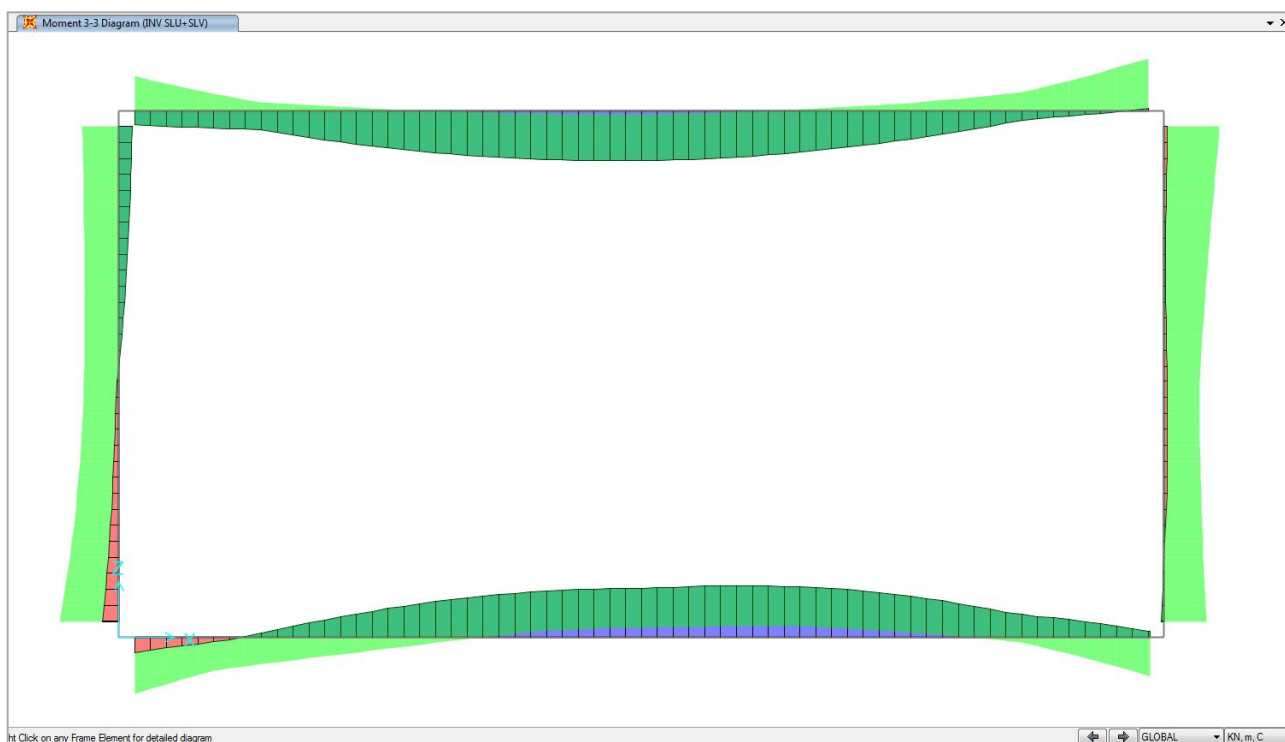


Figura 2-20: Diagramma del momento flettente - INV SLU+SLV [kNm/m]

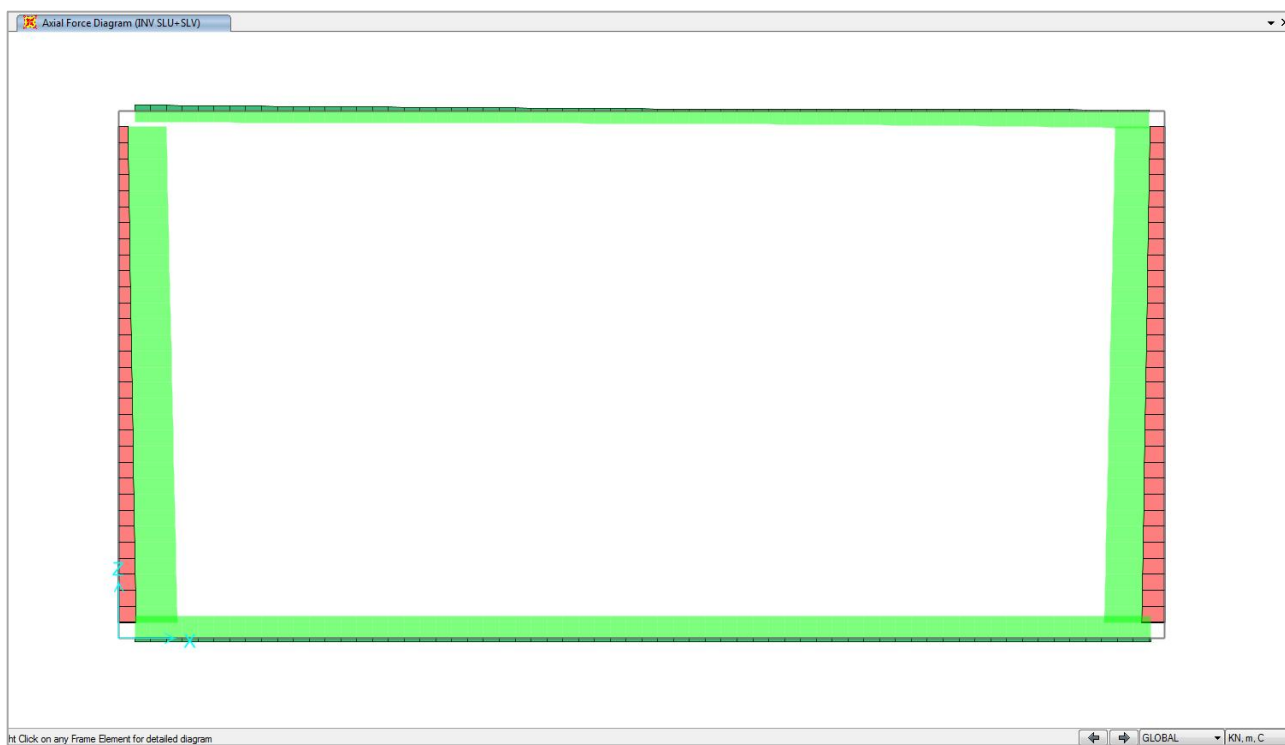


Figura 2-21: Diagramma dello sforzo normale - INV SLU+SLV [kN/m]

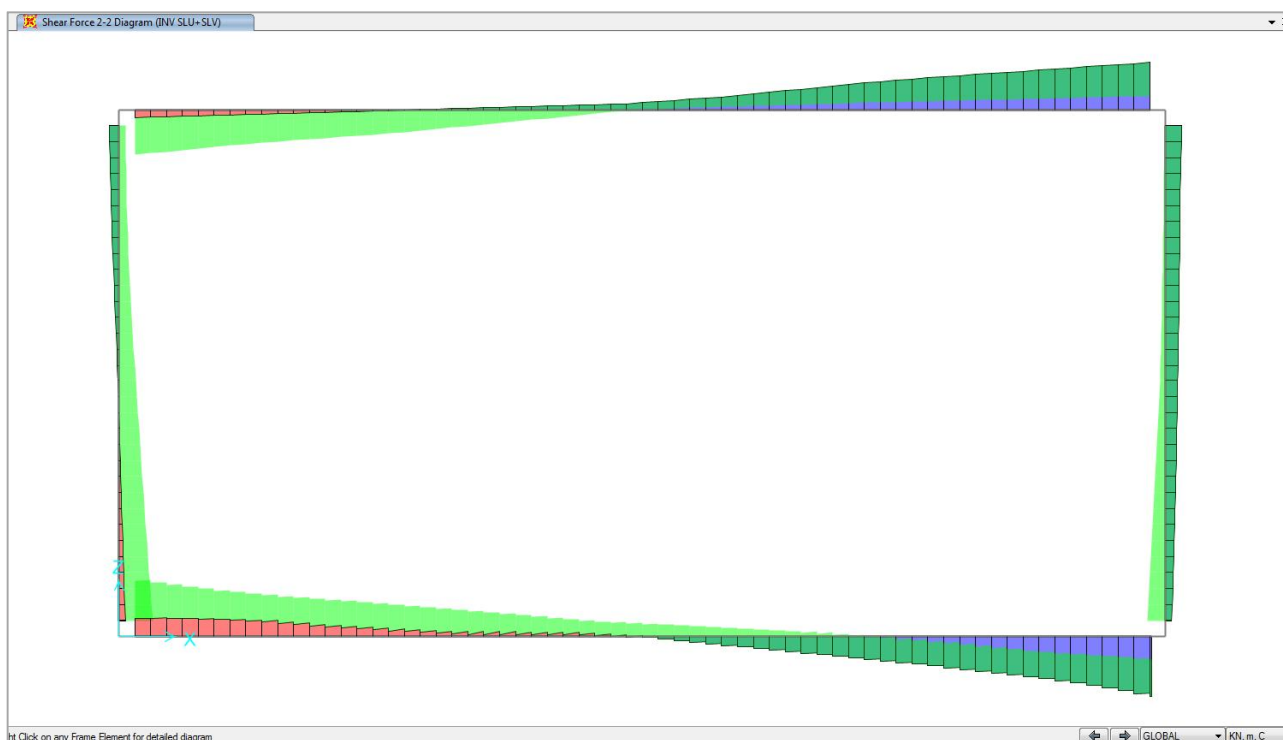


Figura 2-22: Diagramma del taglio - INV SLU+SLV [kN/m]

Nella Tabella a seguire si riportano le massime sollecitazioni flettenti ottenute nelle Combinazioni SLU Statiche, Eccezionali e SLV Sismiche, per ciascuna delle Sezioni di Verifica implementate. Nella stessa tabella si illustrano inoltre i valori dei momenti resistenti ottenuti per ciascuna sezione con riferimento all'armatura posta in opera. La valutazione di M_{Rd} è eseguita con riferimento allo sforzo assiale di trazione maggiore trascurando gli sforzi di compressione.

Sezione di verifica	Caratteristiche della sezione			Sollecitazioni				Verifiche	
	Altezza	Armatura tesa	Armatura comp.	INV SLU/ECC		INV SLV		M_{Rd} [kNm/m]	M_{Ed}/M_{Rd}
	h [cm]	As [cm ²]	A's [cm ²]	M_{Ed} [kNm/m]	N_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]	N_{Ed} [kN/m]		
I	100	79,64 (10+5 ϕ 26)	53,09 (10 ϕ 26)	1885	18	857	-	2767	0,68
II	100	79,64 (10+5 ϕ 26)	53,09 (10 ϕ 26)	-2246	-	-1455	-	-2775	0,81
III	110	79,64 (10+5 ϕ 26)	53,09 (10 ϕ 26)	-2376	-	-1493	-	-3086	0,77
IV	110	79,64 (10+5 ϕ 26)	53,09 (10 ϕ 26)	-2500	-	-1832	-	-3086	0,81
V	110	79,64 (10+5 ϕ 26)	53,09 (10 ϕ 26)	-2402	40	-1875	78	-3048	0,79
VI	110	79,64 (10+5 ϕ 26)	53,09 (10 ϕ 26)	2042	40	1041	78	3048	0,67

Tabella 6: Sollecitazioni e verifiche di resistenza allo SLU

Si riportano ora a seguire le verifiche a Taglio condotte con riferimento alle sei sezioni trasversali "significative".

Verifiche a Taglio

Le modalità di effettuazione delle verifiche a taglio è di seguito descritta. Innanzitutto si valuta la resistenza a taglio della sezione di estremità della soletta o del ritto in assenza di apposita armatura e si confronta quest'ultima con il taglio di progetto. Se la suddetta verifica non risulta

soddisfatta si provvederà ad armare a taglio la sezione implementando la specifica verifica. Si definirà inoltre la distanza, rispetto all'appoggio, oltre la quale il taglio è sufficientemente contenuto da non richiedere armatura specifica. La variabilità delle azioni di taglio, considerando l'involuppo delle combinazioni dei carichi indagate per lo SLU, ECC e SLV è riportata nella Tabella a seguire (V_{Ed} – Azione di Taglio di Progetto), unitamente ai valori di raffronto dell'Azione resistente per elementi privi di specifica armatura a taglio (V_{Rd}).

Sezione di verifica	Distanza dalla sezione di verifica [m]	Arm. tesa	INV SLU/ECC+SLV	Verifiche		
		As [cm ²]	V _{Ed} [kN/m]	A _{sw} [cm ²]	s [cm]	V _{Rd} [kN/m]
I	0.00	79,64	152	-	-	488
II	0.00	79,64	977	3,14	250	1040
	1.00		887	3,14	250	1040
	2.00		774	3,14	250	1040
	3.00		661	3,14	250	1040
	4.00		519	3,14	250	1040
	5.00		361	-	-	488
III	0.00	79,64	358	-	-	514
IV	0.00	79,64	690	3,14	300	958
	1.00		595	3,14	300	958
	2.00		477	-	-	514
V	0.00	79,64	367	3,14	150	1917
	1.00		1206	3,14	150	1917
	2.00		998	3,14	300	958
	3.00		842	3,14	300	958
	4.00		724	3,14	300	958
	5.00		597	-	-	514
VI	0.00	79,64	460	-	-	514

Tabella 7: Sollecitazioni e verifiche di resistenza al taglio in assenza di apposita armatura

2.4.3 Verifiche SLE

Le verifiche allo Stato limite di Esercizio sono state effettuate nei confronti delle tensioni di esercizio e della fessurazione.

Verifica delle tensioni di esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature. In questo caso, dovendo verificare anche la tensione di compressione nel calcestruzzo, deve essere tenuta in considerazione l'azione assiale di compressione (non essendo ai fini di questa verifica un beneficio) così come quella di trazione. La componente di sforzo normale verrà invece trascurata per gli elementi di fondazione e per le solette di copertura. Valutate le tensioni a flessione pura o pressoflessione (classico metodo n) si è verificato che queste risultino inferiori ai massimi valori consentiti dalle istruzioni specifiche:

Tensioni di Compressione nei CIs:

- Combinazione di Carico Caratteristica (Rara): $0,55 f_{ck}$;
- Combinazione di Carico Quasi Permanente (QP): $0,40 f_{ck}$.

Tensioni di Trazione nell'Acciaio:

- Combinazione di Carico Caratteristica (Rara): $0,75 f_{yk}$.

Sezione di verifica	Caratteristiche della sezione			Sollecitazioni			Verifiche			
	h [cm]	As [cm ²]	A's [cm ²]	Combo	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	σ _c [MPa]	σ _{c,lim} [MPa]	σ _s [MPa]	σ _{s,lim} [MPa]
I	100	79,64 (10+5φ26)	53,09 (10φ26)	INV. RARA	1304	-	6,8	16,5	196,0	337,5
				INV. QP	626	-	3,2	12,0	-	-
II	100	79,64 (10+5φ26)	53,09 (10φ26)	INV. RARA	-1402	-	7,3	16,5	210,8	337,5
				INV. QP	-526	-	2,7	12,0	-	-
III	110	79,64 (10+5φ26)	53,09 (10φ26)	INV. RARA	-1493	-	6,6	16,5	201,7	337,5
				INV. QP	-569	-	2,5	12,0	-	-
IV	110	79,64 (10+5φ26)	53,09 (10φ26)	INV. RARA	-1630	-	7,2	16,5	220,2	337,5
				INV. QP	-828	-	3,7	12,0	-	-
V	110	79,64 (10+5φ26)	53,09 (10φ26)	INV. RARA	-1550	-	6,9	16,5	209,4	337,5
				INV. QP	-774	-	3,4	12,0	-	-
VI	110	79,64 (10+5φ26)	53,09 (10φ26)	INV. RARA	1423	-	6,3	16,5	192,3	337,5
				INV. QP	829	-	3,7	12,0	-	-

Tabella 8: Verifica delle tensioni di esercizio

Verifica a Fessurazione

La verifica a fessurazione è condotta in ottemperanza al par. 1.8.3.2.4 delle "Istruzioni per la Progettazione e l'Esecuzione di Ponti Ferroviari - RFI DTC-ICI-PO SP INF 001", accertando, con riferimento alla combinazione di carico "Rara – Gruppo di Carico Accidentali 4", quanto segue:

- a) Stato limite di formazione delle fessure: in sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio, che la massima trazione nel calcestruzzo σ_{ct} sia inferiore alla resistenza caratteristica a trazione per flessione f_{ctk} : se risultasse $\sigma_{ct} > f_{ctk}$ si procede alla verifica di apertura delle fessure.
- b) Stato limite di apertura delle fessure: che l'apertura convenzionale delle fessure sia inferiore al valore $w_1 = 0,20$ mm per tutti gli elementi strutturali (ipotizzati in ambiente aggressivo o comunque in condizioni non ispezionabili).

La componente di sforzo normale verrà in questo caso trascurata esclusivamente per la soletta di fondazione.

Anche se non espressamente richiesto nelle Istruzioni in precedenza citate, si è impostata la verifica a fessurazione anche con riferimento alle Combinazioni di Carico Frequenti adottando i limiti di apertura delle fessure prescritti dal D.M. 14/01/2008 e precisamente $w_k < w_2 = 0,30$ mm per tutti gli elementi strutturali indagati.

Poiché le sollecitazioni ottenute per la suddetta combinazione dei carichi risultano inferiori a quelle ottenute con riferimento alla Rara ed i limiti di apertura delle fessure risultano meno restrittivi, l'esito positivo delle verifiche è condizionato dal soddisfacimento delle verifiche di cui al comma precedente.

Sezione di verifica	Caratteristiche della sezione			Sollecitazioni			Verifiche			
	h [cm]	As [cm ²]	A's [cm ²]	Combo	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	f _{ctk} [MPa]	σ _{ct,lim} [MPa]	W _k [mm]	W _{lim} [mm]
I	100	79,64 (10+5φ26)	53,09 (10φ26)	INV. RARA	1304	-	5,20	2,03	0,14	0,2
II	100	79,64 (10+5φ26)	53,09 (10φ26)	INV. RARA	-1402	-	5,59	2,03	0,16	0,2
III	110	79,64 (10+5φ26)	53,09 (10φ26)	INV. RARA	-1493	-	5,04	2,03	0,15	0,2
IV	110	79,64 (10+5φ26)	53,09 (10φ26)	INV. RARA	-1630	-	5,50	2,03	0,17	0,2
V	110	79,64 (10+5φ26)	53,09 (10φ26)	INV. RARA	-1550	-	5,23	2,03	0,16	0,2
VI	110	79,64 (10+5φ26)	53,09 (10φ26)	INV. RARA	1423	-	4,80	2,03	0,14	0,2

Tabella 9: Verifica dell'apertura delle fessure

Verifica di deformabilità dell'opera

È stato inoltre controllato il valore della deformazione massima nella mezzeria della soletta superiore dato dai soli carichi mobili (treno LM71) con il relativo incremento dinamico, affinché risulti accettabile ai fini dell'esercizio dell'opera stessa. Il valore della deformazione massima nella mezzeria della soletta superiore dato dai soli carichi mobili (treno LM71) con il relativo incremento dinamico risulta:

$$f_{max} = 16,1mm$$

In relazione alla luce teorica di calcolo si ottiene:

$$\frac{f_{max}}{L} = \frac{16,1 mm}{14200 mm} = \frac{1}{882} < \frac{1}{800}$$

quindi la verifica è soddisfatta.

2.5 Verifica dell'armatura di ripartizione

L'armatura di ripartizione nelle solette e nelle pareti dello scatolare viene posta in misura non inferiore al 20% dell'armatura principale.

2.6 Verifica al galleggiamento

Poiché l'opera in oggetto giace quasi interamente al di sopra del piano campagna e comunque al di sopra del livello di falda freatica massimo ipotizzabile, la suddetta verifica è del tutto superflua.

2.7 Verifica a capacità portante

Ai fini della verifica della portanza del terreno di fondazione non si ritengono significativi gli squilibri dovuti a spinte orizzontali non simmetriche o ad azioni orizzontali applicate alla sommità dello scatolare quali avviamento, frenatura, sisma.

La valutazione della pressione trasmessa dall'opera al terreno di fondazione viene condotta con riferimento ad una porzione di scatolare di lunghezza pari alla lunghezza della soletta di copertura

(19.20m), su cui sono stati considerati agenti i carichi mobili ferroviari nelle configurazioni adottate per le verifiche strutturali dell'opera.

Le ipotesi assunte risultano cautelative, infatti:

- per quanto riguarda le pressioni sul terreno di fondazione i carichi mobili in realtà si ripartiscono su una larghezza molto maggiore grazie alla notevole rigidità che presenta l'opera nel suo complesso (soletta superiore, soletta inferiore, pareti laterali);
- analogamente subisce una più ampia ripartizione l'azione dovuta al peso della sovrastruttura ferroviaria.

La verifica relativa alla portanza del terreno di fondazione viene condotta in condizione di esercizio (dopo l'esecuzione dei rinterri e delle sovrastrutture) considerando la presenza contemporanea dei variabili da traffico stradale e ferroviario nelle configurazioni di massimo carico oltre ovviamente ai pesi propri e permanenti portati.

Profondità	Unità	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]
da 0 a 6.00m	LA/S	19,00	4	25

Tabella 10: Riassunto dei parametri geotecnici di riferimento per il Monolite Ferroviario.

Cautelativamente si farà riferimento ai soli parametri meccanici dell'unità LA/S.

- Angolo attrito interno: 25°;
- Coesione: 0.0 KPa.

Nella **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** sono evidenziati gli sviluppi di calcolo che portano alla valutazione della pressione sul terreno sotto le ipotesi dinanzi riportate.

CARICO TRASMESSO DALLO SCATOLARE AL TERRENO			
Larghezza netta interna	m	b	12.00
Altezza netta interna	m	h	5.6
Spessore Soletta Superiore	m	Ss	1
Spessore Pareti	m	Sp	1.1
Spessore Fondazione	m	Sf	1.1
Lunghezza Soletta Sup.	m	Ls	19.2
Spessore di calcolo sovr. Ferroviaria	m	Ssf	0.7
Sovraccarico da Mezzi Ferroviari	kN/mq	qtr	50.2
Spessore medio del Riempimento Fondazione	m	Ssi	0.36
Sovraccarico medio Stradale su Fondazione	kN/mq	qst	38.0
Peso struttura	kN		20227
Peso Ricoprimento	kN		255
Peso Riempimento Fondazione	kN		1659
Peso Permanente in Esercizio (Fattorizzato)	kN	Ppe	29891
Pressione media sul terreno da Carichi Permanenti in Esercizio	kPa		109.6
Risultante Sovraccarico Ferroviario (Fattorizzato)	kN	Qf	19845
Risultante Sovraccarico Stradale (Fattorizzato)	kN	Qs	13986
Pressione media sul terreno da Carichi Variabili	kPa		124.1
Risultante Permanenti + Variabili	kN		33832
Pressione Totale media sul terreno in Esercizio	kPa		233.7

Tabella 11: Valutazione delle pressioni di contatto sul terreno di fondazione

Il carico complessivo che grava sulla superficie di contatto risulta quindi:

$$Q_{tot.} = p_{tot.,m} \cdot B \cdot L = 233.7 \cdot 14.20 \cdot 28.0 = 92'919 \text{ kN.}$$

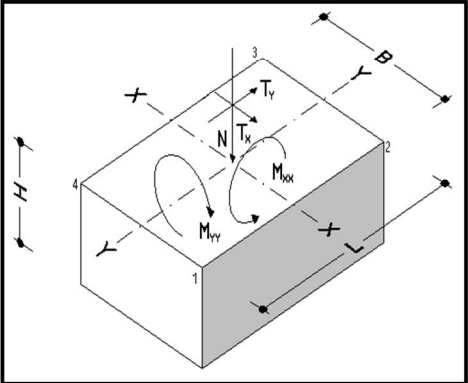
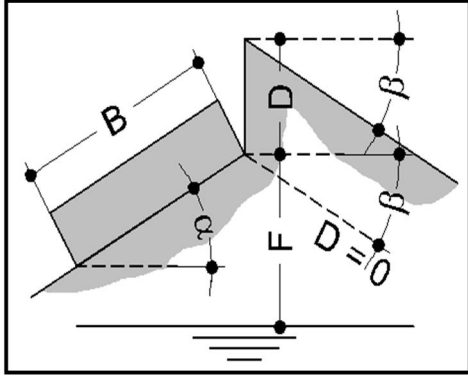
A favore di sicurezza si considera una pressione litostatica agente sul piano di imposta della fondazione pari a 47.50kPa corrispondente ad un'altezza di terreno di circa 2.50m.

CAPACITA' PORTANTE

Caso: Monolite Colombo

1 / 2

Dati in ingresso

Geometria	B	14.20	m	
	L	28.00	m	
	H	1.10	m	
	D	2.50	m	
	F	0.00	m	
	α	0.00	°	
	β	0.00	°	
Carichi	N	92919.00	kN	
	T_x	0.00	kN	
	T_y	0.00	kN	
	M_{xx}	0.00	kNm	
	M_{yy}	0.00	kNm	
Terreno	γ	19.00	kN/m ³	
	c'	0.00	kPa	
	ϕ'	25.00	°	
	ϕ_u	0.00	°	
	c_u	0.00	kPa	
	q	47.50	kPa	

Dati in uscita (condizioni drenate)

q_{lim}	Terzaghi	1011.7	kPa	<p>q_{lim} 856.5 kPa</p> <p>q_{amm} 372.4 kPa</p> <p>Q_{lim} 340532.2 kN</p> <p>Q_{amm} 148057.5 kN</p>
	Meyerhof	978.9	kPa	
	Hansen	931.5	kPa	
	Vesic	1096.6	kPa	
	Lancellotta	983.4	kPa	
	Minimi	856.5	kPa	
q_{amm}	Terzaghi	439.9	kPa	<p>La verifica della pressione trasmessa al suolo è soddisfatta</p> <p>La verifica del carico trasmesso al suolo è soddisfatta</p>
	Meyerhof	425.6	kPa	
	Hansen	405.0	kPa	
	Vesic	476.8	kPa	
	Lancellotta	427.5	kPa	
	Minimi	372.4	kPa	

Tabella 12: Verifica a capacità portante 1/2

CAPACITA' PORTANTE

Caso: Monolite Colombo

2 / 2

Coefficienti di Calcolo (condizioni drenate)

		Autori					
		T	M	H	V	L	Mi
Coefficienti di fondazione	N_q	12.72	10.66	10.66	10.66	10.66	10.66
	N_c	25.13	20.72	20.72	20.72	20.72	20.72
	N_γ	8.10	6.77	6.76	10.88	6.76	6.76
Coefficienti di Forma	s_c	1.00	1.25	1.26	1.26	1.25	1.00
	s_γ	-	1.12	0.80	0.80	1.12	0.80
	s_q	-	1.12	1.24	1.24	1.12	1.12
	r_γ	-	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79
Coefficienti di Approfondimento	d_c	-	1.06	1.07	1.07	1.06	1.06
	d_γ	-	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00
	d_q	-	1.03	1.05	1.05	1.05	1.03
Coefficienti di Inclinazione	i_c	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	i_γ	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	i_q	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Coefficienti di inclinazione del piano campagna	g_c	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
	g_γ	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
	g_q	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
Coefficienti di inclinazione del piano di fondazione	b_c	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
	b_γ	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
	b_q	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00

NOTE: T = Terzaghi (1943), M = Meyerhof (1951,1963), H = Hansen (1970), V = Vesic (1973), L = Lancellotta, Mi = Valori minimi calcolati tra le varie formulazioni.

Il fattore r_γ (secondo Vesic 1969, De Beer 1965) valido per fondazioni larghe con rapporto D/B basso, caso nel quale il termine BN_γ è predominante, viene calcolato sulle dimensioni reali della fondazione.

Tabella 13: Verifica a capacità portante 2/2

3 ANALISI, MODELLAZIONE E VERIFICA DEI MURI D'ALA AD U PRE E POST MONOLITE FERROVIARIO

3.1 Criteri di modellazione

Anche il dimensionamento dei Muri d'ala ad U che precedono e seguono la sezione scatolare del monolite è stato effettuato utilizzando un modello di calcolo semplificato riferito ad una striscia di larghezza unitaria (1.0 m) realizzato con il programma agli elementi finiti "SAP2000" della "Computers & Structures Inc.", Berkeley – California (USA). In particolare, il modello di calcolo è costituito da un telaio piano in cui piedritti e soletta di fondazione sono modellati da elementi finiti monodimensionali "frames", posti in corrispondenza della rispettiva linea media.

Si sono considerati infinitamente rigidi e resistenti i nodi di intersezione tra i ritte e le solette di fondazione e copertura.

L'elemento trave che rappresenta la soletta di fondazione è stato schematizzato come trave su suolo elastico (suddivisa in sotto-elementi finiti di lunghezza opportuna) con costante di Winkler pari a:

$$K_s = 4500 \frac{kN}{m^3}$$

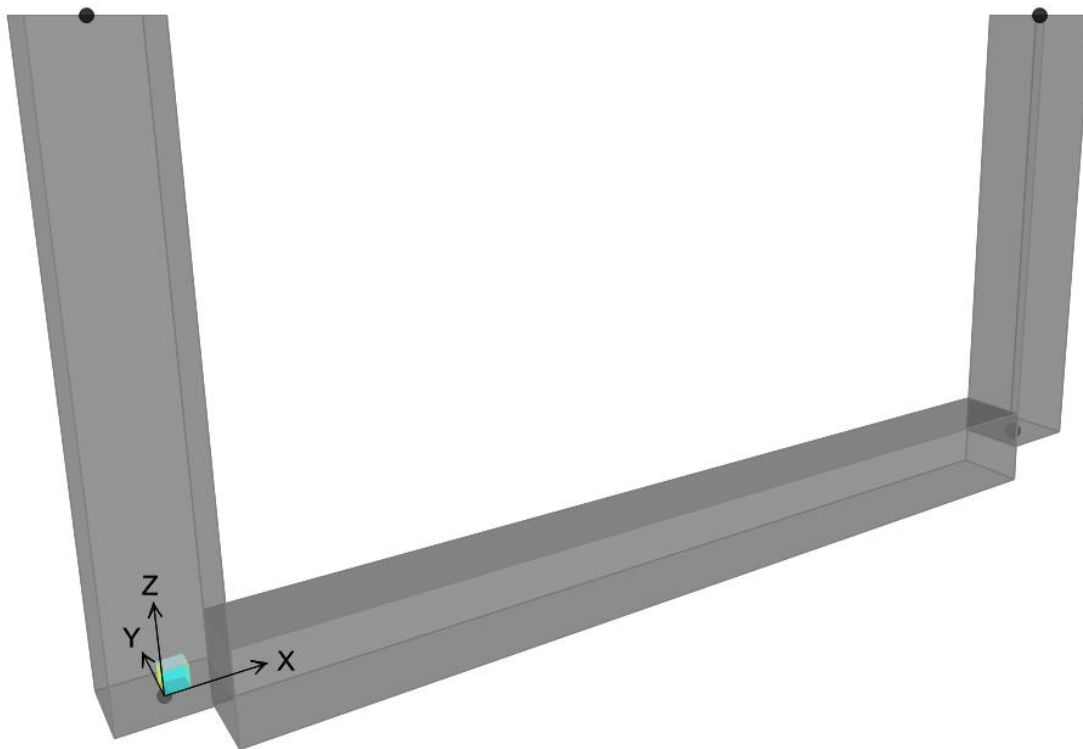


Figura 3-1: Modello agli elementi finiti con ingombro solido degli elementi per i Muri d'ala ad U.

Dati geometrici generali:

- Spessore soletta di fondazione: $S_{S.Fond} = 1,10m$;
- Spessore paramenti: $S_{Paramenti} = 1,10m$;
- Luce interna tra i piedritti: $L = 12,00m$;
- Altezza di calcolo dei paramenti del muro: $H=7,15m$.

In condizioni statiche la spinta del terreno a tergo dei muri è calcolata con riferimento al valore del coefficiente di spinta a riposo (k_0).

L'analisi sismica della struttura è condotta con il metodo pseudo-statico in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico K . L'azione sismica comporta due contributi: l'azione inerziale agente sulle masse considerate attive e la spinta del terreno in condizione sismica.

Per quanto attiene alle forze inerziali originate dalle masse proprie degli elementi strutturali e dai carichi permanenti portati sono rappresentate da un insieme di forze orizzontali applicate staticamente alla struttura di intensità pari al prodotto del peso degli elementi per il coefficiente sismico $K_h = a_g \cdot S/g$, nel rispetto dei principi dell'analisi statica lineare. Le masse considerate sono quelle dei due ritti e del terreno imbarcato a tergo del ritto sopravento. Non si considerano attive le masse associate ai carichi mobili interni alla trincea ed ai carichi variabili a tergo dei ritti.

Per quanto concerne la valutazione delle spinte delle terre agenti sui piedritti in condizione sismica, la pressione esercitata dal terreno contro la struttura è stata calcolata considerando l'interazione struttura-terreno. In particolare, vista la tipologia di strutture in esame, si considera che il ritto sopravento possa subire spostamenti relativi rispetto al terreno tali da poter sviluppare in questo uno stato di spinta attiva:

- **sul ritto sopravento agisce pertanto un carico distribuito variabile linearmente (pressione) determinato con riferimento al coefficiente di spinta attiva in condizione sismiche K_{as} (teoria di Mononobe-Okabe).**

Diversamente, sul ritto sottovento si considerano simultaneamente agenti:

- **un carico distribuito variabile linearmente (pressione) determinato con riferimento al coefficiente di spinta a riposo del terreno;**
- **un carico distribuito variabile linearmente negativo (depressione) corrispondente alla sola sovraspinta attiva sismica ottenuta per differenza tra spinta totale in condizione sismica e la spinta attiva in condizione statica.**

L'opera non è assoggettata alla spinta idrostatica esercitata dalla Falda.

Si segnala infine che, data la tipologia di strutture in oggetto, viene trascurata la componente verticale dell'azione sismica.

Mediante il programma di calcolo SAP sono stati implementati i seguenti casi di analisi.

CASO DI ANALISI	CARICO CONSIDERATO
PESO PROPRIO	Peso proprio elementi
PERMANENTI	Carico permanente soletta, Spinta terreno condizione statica, Terreno imbarcato
QM (*)	Carico mobile agente sulla soletta di fondazione
VAR QF	Sovraccarico variabile a tergo dei ritti
Ex	Azione inerziale e spinta terreno in condizione sismica agenti da sinistra a destra

(*) Sono da intendersi come involucro massimo e minimo degli effetti indotti dalle diverse configurazioni di carico applicate.
Tabella 14: Azioni considerate nel modello

Al fine di eseguire il dimensionamento degli elementi strutturali sono state indagate diverse combinazioni dei singoli casi di analisi considerati. Nel seguito si riportano i coefficienti di combinazione assunti e le varie combinazioni indagate (si indica con "G" la somma di tutti i carichi permanenti).

	γ	γ	ψ_0	ψ_1	ψ_2
G	1.35/1.50 ¹	1.00	1.00	1.00	1.00
Mobili Spinte indotte sui Ritti Laterali	1.45	0.0	0.80	0.50	0.0
Mobili soletta inferiore	1.35	0.0	0.75	0.75	0.0
Ex	1.00	0.0	-	-	-

¹ Con riferimento al Permanente Portato in Copertura.

Tabella 15: Coefficienti di combinazione

3.2 Analisi dei carichi

Il modello di calcolo realizzato è soggetto ad azioni esterne definite con gli usuali criteri di determinazione dei carichi e delle spinte delle terre. Si elencano di seguito i casi di carico elementari che costituiscono l'input nel programma di calcolo.

3.2.1 *Peso proprio (Gpp)*

Il peso proprio degli elementi strutturali è valutato in ragione di 25 kN/m³ ed è computato automaticamente dal programma di calcolo sulla base delle dimensioni geometriche degli elementi strutturali.

3.2.2 *Carichi permanenti portati (Gp_fond)*

Il carico permanente sulla soletta di fondazione è costituito dal peso di ricoprimento (comprensivo della sovrastruttura stradale) valutato in ragione di 20 kN/m³.

Lo spessore medio del ricoprimento della soletta di fondazione è assunto pari a 0.50 m, dunque:

$$G_{p_fond} = \gamma \cdot s = 20 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,50m = 10 \frac{kN}{m^2}$$

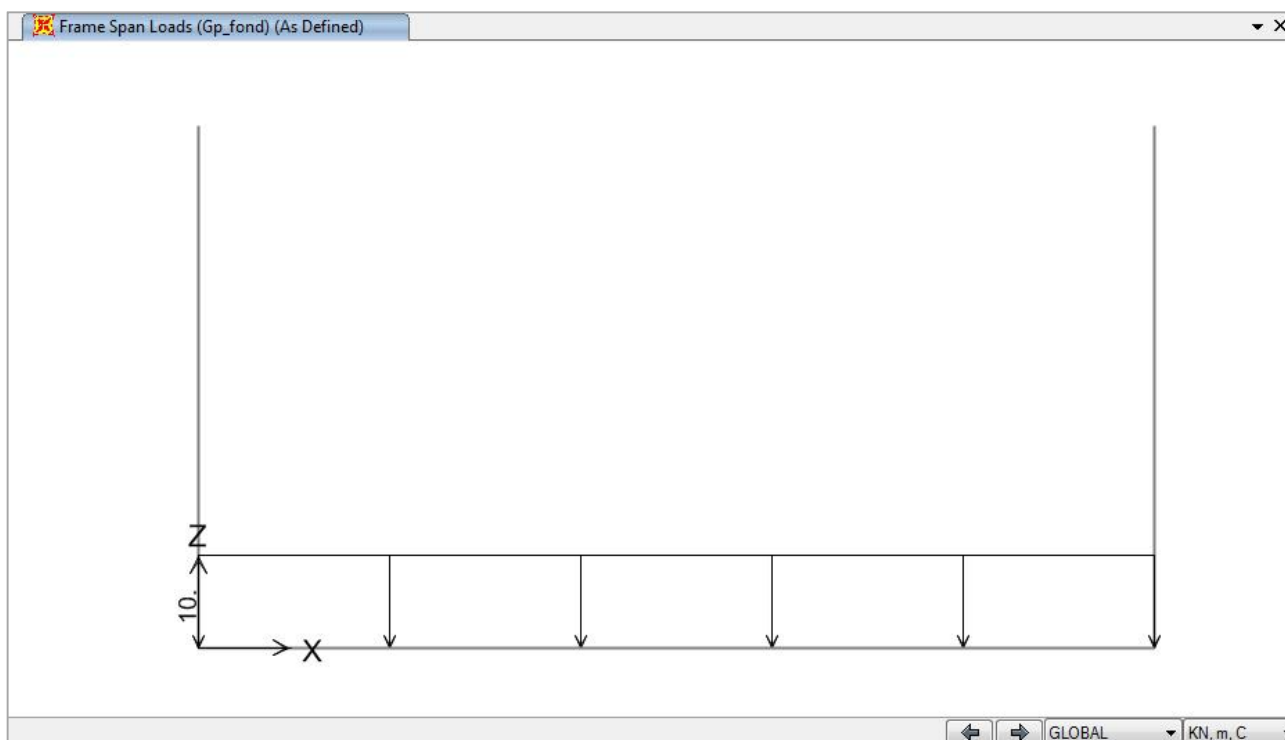


Figura 3-2: Carichi permanenti portati - Gp_fond

3.2.3 Spinta idrostatica

Poiché il livello di falda esterno allo scatolare si attesta ad una quota inferiore rispetto al piano di imposta dello stesso non si prendono in considerazione gli effetti prodotti dalla spinta idrostatica sui ritti e sulla soletta di fondazione.

3.2.4 Spinta del terreno laterale (Gp_t)

La spinta del terreno è valutata in base alle caratteristiche geotecniche del terreno di rilevato ferroviario ed è calcolata con riferimento al valore del coefficiente di spinta a riposo (K_0). Si assume:

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3;$$

$$\varphi' = 38^\circ;$$

$$c' = 0 \text{ kN/m}^2.$$

Pertanto il coefficiente di spinta a riposo vale:

$$K_0 = 0,384$$

La distribuzione delle pressioni orizzontali sui dritti viene determinata con la seguente formula:

$$p_h = p'_v \cdot K_0$$

dove $p'_v = \gamma_t \cdot z$ è la pressione verticale efficace alla quota z ; la distribuzione delle pressioni è un diagramma trapezoidale a partire dalla sommità del ritto.

$$P_{\text{Terreno}_z=1,10} = \text{Pressione in sommità ai paramenti} = 8,4 \text{ kN/m/m};$$

$$P_{\text{Terreno}_z=8,25} = \text{Pressione in asse alla Soletta Inferiore} = 63,4 \text{ kN/m/m};$$

$$P_{\text{Terreno}_z=8,80} = \text{Pressione all'intradosso della Soletta Inferiore} = 67,6 \text{ kN/m/m}.$$

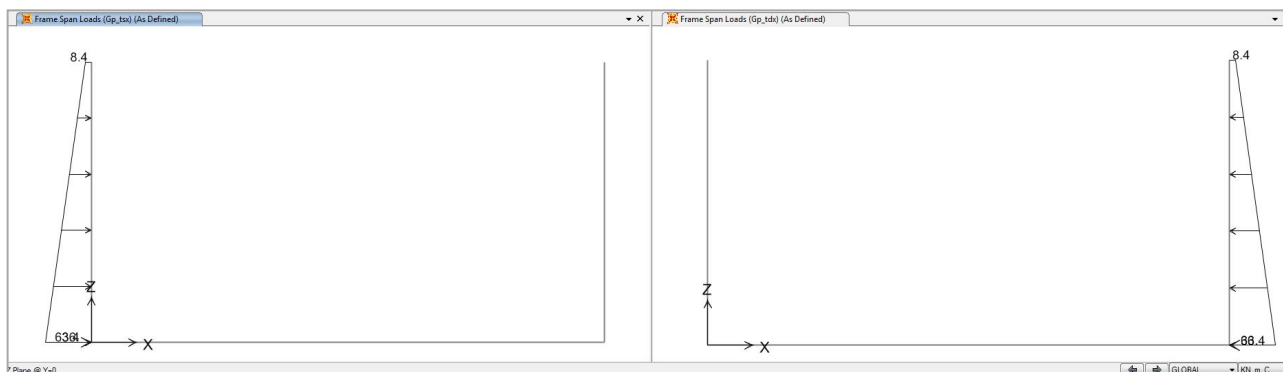


Figura 3-3: Spinta delle terre - G_{pt_sx} e G_{pt_dx}

3.2.5 Spinte nel terreno dovute ai carichi mobili (Q_F)

Si è considerata la spinta del terreno dovuta al sovraccarico variabile a tergo dei muri pari a 25 kPa. Il sovraccarico è mirato a rappresentare, in via largamente cautelativa, gli effetti indotti dal transito sul rilevato dei convogli ferroviari. La conseguente spinta sui ritto è valutata con il coefficiente k_0 e presenta un diagramma rettangolare lungo i ritto stessi.

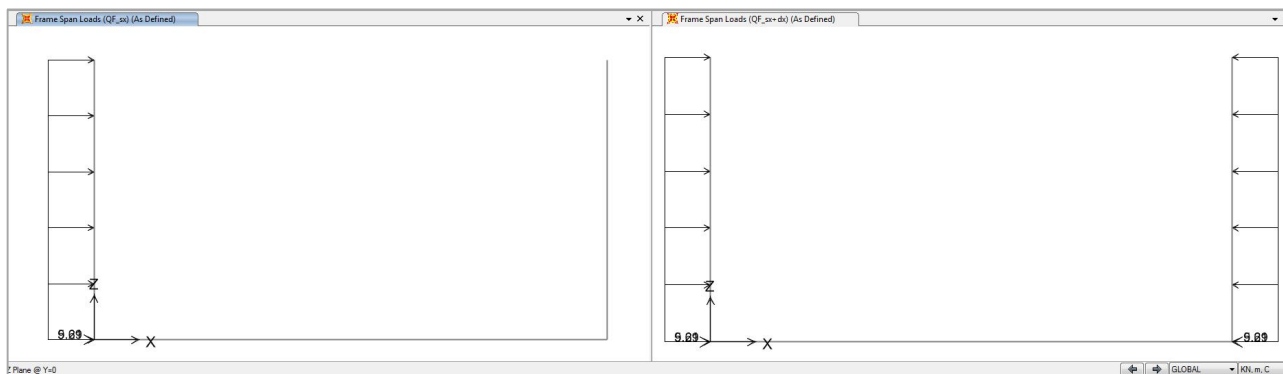


Figura 3-4: Spinta del terreno dovuta ai carichi mobili - Q_{F_sx} e Q_{F_sx+dx}

3.2.6 Carichi mobili agenti sulla soletta di fondazione (Q_M)

Con riferimento allo schema di carico 1 riportato al punto 5.1.3.3.3 di cui al D.M. 14/01/2008, si è considerata la lunghezza di diffusione a 45° delle impronte di carico fino al livello di mezzeria della soletta di fondazione. Si sono quindi considerate tre differenti disposizioni dei carichi: la prima "QM1", centrata rispetto alla mezzeria della soletta al fine di massimizzare il momento flettente e la seconda "QM2" e la terza "QM3", alternativamente accostate ad un ritto al fine di massimizzare l'azione di taglio nella soletta.

Considerando la sovrapposizione delle impronte di carico, i carichi mobili sulla soletta di fondazione sono riportati nelle figure seguenti.

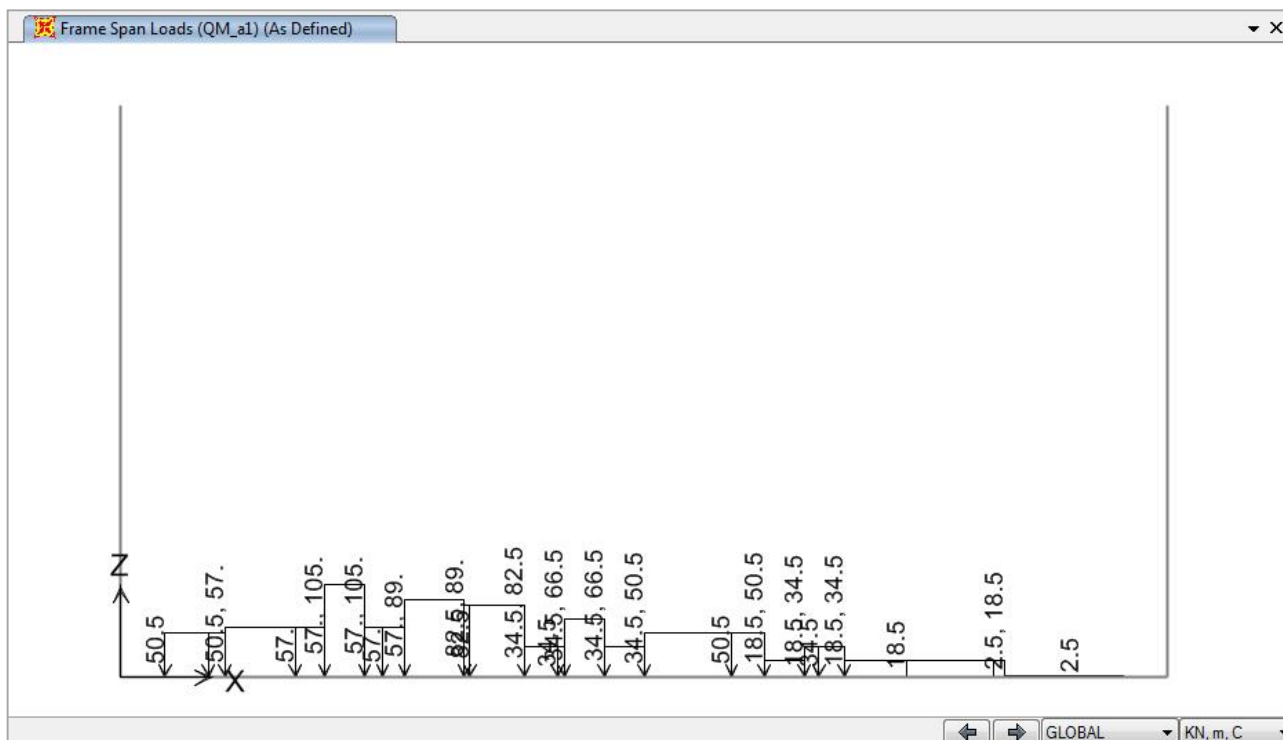


Figura 3-5: Carichi variabili da traffico - QM_1

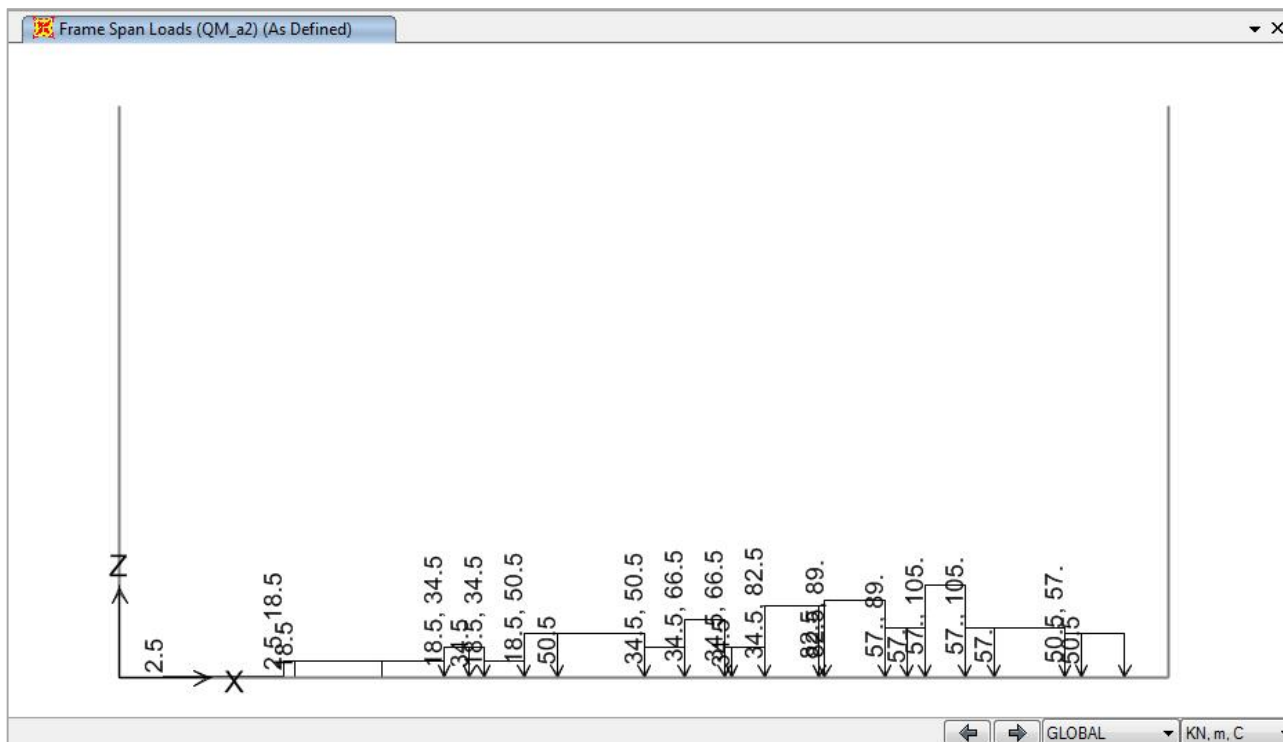


Figura 3-6: Carichi variabili da traffico - QM_2

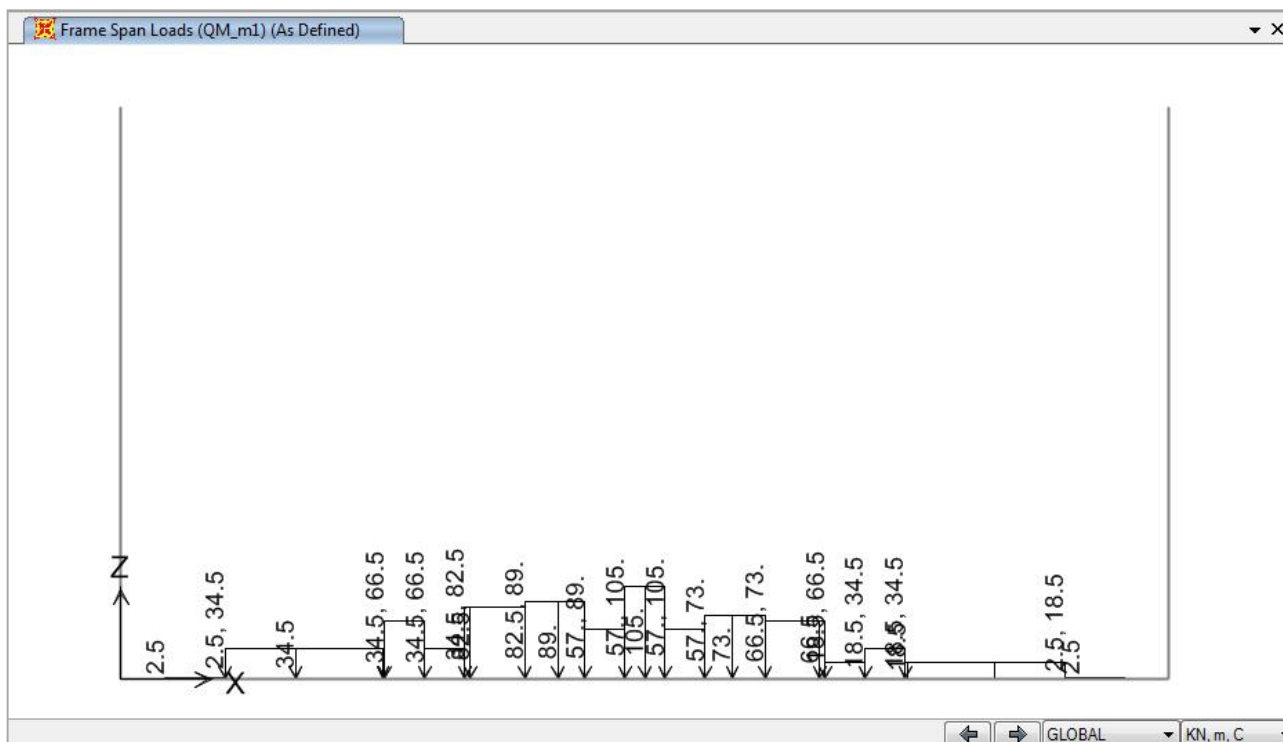


Figura 3-7: Carichi variabili da traffico - QM_3

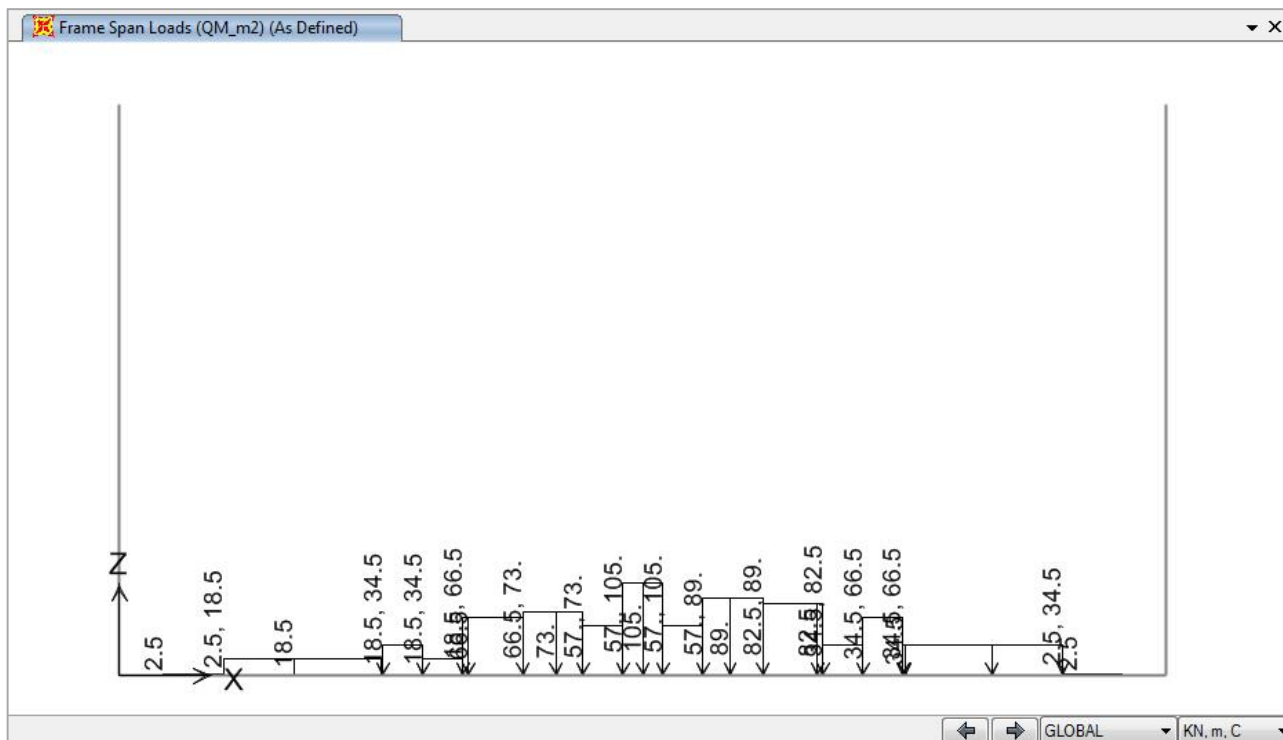


Figura 3-8: Carichi variabili da traffico - QM_4

3.2.7 Variazioni termiche, ritiro e viscosità

Considerando le caratteristiche della tipologia strutturale indagata, tali azioni possono essere trascurate nelle analisi.

3.2.8 Azione sismica

L'analisi sismica della struttura è condotta con il metodo pseudo-statico in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico K .

L'azione sismica comporta due contributi: l'azione inerziale agente sulle masse considerate attive e la spinta del terreno in condizione sismica.

Per quanto attiene alle forze inerziali originate dalle masse proprie degli elementi strutturali e dai carichi permanenti portati sono rappresentate da un insieme di forze orizzontali applicate staticamente alla struttura di intensità pari al prodotto del peso degli elementi per il coefficiente sismico $K_h = a_g \cdot S/g = 0,331$, nel rispetto dei principi dell'analisi statica lineare.

Le masse considerate sono quelle dei due ritti. Non si considerano attive le masse associate ai carichi mobili interni alla U ed ai carichi variabili a tergo dei ritti.

Per quanto concerne la valutazione delle spinte delle terre agenti sui piedritti in condizione sismica, la pressione esercitata dal terreno contro la struttura è stata calcolata considerando l'interazione struttura-terreno. In particolare, vista la tipologia di strutture in esame, si considera che il ritto sopravento possa subire spostamenti relativi rispetto al terreno tali da poter sviluppare in questo uno stato di spinta attiva:

- **sul ritto sopravento agisce pertanto un carico distribuito variabile linearmente (pressione) determinato con riferimento al coefficiente di spinta attiva in condizione sismiche K_{as} (teoria di Mononobe-Okabe).** Tale spinta viene valutata considerando un coefficiente riduttivo $\beta_m = 0,31$ e pertanto il coefficiente sismico orizzontale vale:

$$k_h = \beta_m \frac{a_g \cdot S_S \cdot S_T}{g} = 0,31 \frac{0,218g \cdot 1,382 \cdot 1,1}{g} = 0,103$$

$$K_{as} = 0,281.$$

Diversamente, sul ritto sottovento si considerano simultaneamente agenti:

- **un carico distribuito variabile linearmente (pressione) determinato con riferimento al coefficiente di spinta a riposo del terreno;**
- **un carico distribuito variabile linearmente negativo (depressione) corrispondente alla sola sovraspinta attiva sismica ottenuta per differenza tra spinta totale in condizione sismica e la spinta attiva in condizione statica:**

$$\Delta k_s = k_{as} - k_a = 0,281 - 0,217 = 0,064$$

Si segnala infine che, data la tipologia di strutture in oggetto, viene trascurata la componente verticale dell'azione sismica; pertanto si assume:

$$K_v = 0.$$

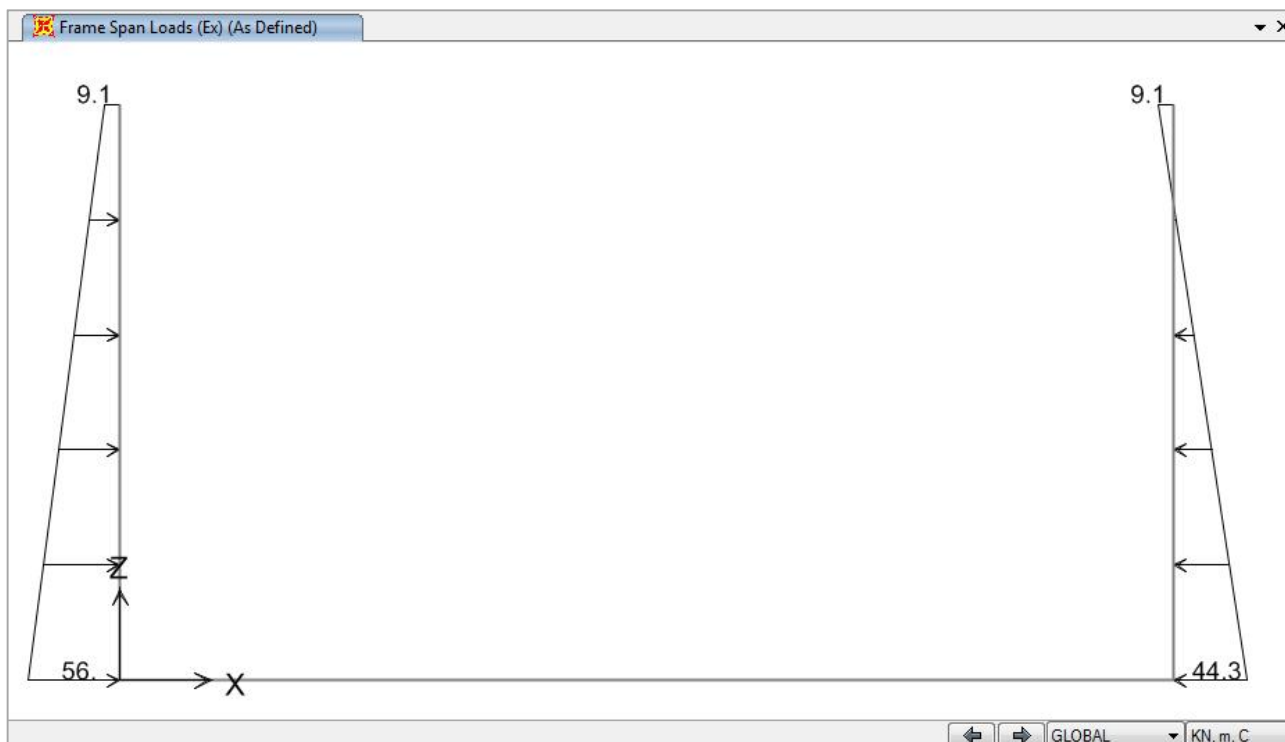


Figura 3-9: Spinta delle terre dovuta all'azione sismica - Ex

3.3 Gruppi e combinazioni di carico

3.3.1 Condizioni di carico elementari (valori caratteristici delle azioni)

Nella Tabella 4 si riportano tutte le condizioni di carico precedentemente elencate. I valori caratteristici dei carichi dovranno essere combinati in modo opportuno per poter massimizzare le varie componenti di sollecitazioni per gli elementi strutturali che costituiscono lo scatolare in oggetto.

CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO		
1) c1	DEAD (Gk1)	Peso Proprio Strutturale
2) c2	PERM.Fond (Gk2)	Ricoprimento Soletta Fondazione
3) c3	Spinta par.Sx (Gk3sx)	Spinta terreno parete sinistra (SX)
4) c4	Spinta par.Dx (Gk3dx)	Spinta terreno parete destra (DX)
5) c5*	QM1 (Qk1)	Azioni da Traffico sulla soletta inferiore
	QM2 (Qk1)	Azioni da Traffico sulla soletta inferiore
	QM3 (Qk1)	Azioni da Traffico sulla soletta inferiore
6) c6*	VAR.QF1 (Qk2)	Spinta su parete SX da SW/2
	VAR.QF2 (Qk2)	Spinta su parete SX eDX da SW/2
7) c7	Ex (Ek1)	Forze Inerziali H attivate dalle Masse dei ritti + Incremento di spinta delle terre per sisma

* Trattasi dell'involuppo di più condizioni di carico associate ad una determinata azione elementare.
Tabella 16: Condizioni di carico elementari rappresentative dei valori caratteristici delle azioni

3.3.2 Riassunto delle combinazioni di carico SLU

	SLU1	SLU2	SLU3	SLU4	SLU5	SLU6	SLU7	SLU8
c1 - DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00
c2 - PERM_Fond	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.35
c3 - S.T. Sx	1.35	1.00	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.35
c4 - S.T. Dx	1.35	1.00	1.35	1.35	1.00	1.35	1.00	1.35
c5* - ENV. QM	-	-	-	1.50	-	-	1.50	1.50
c6* - ENV. VAR QF	-	-	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45

3.3.3 Riassunto delle combinazioni di carico SLE

Combinazioni Caratteristiche (RARA)

	RARA1	RARA2	RARA3	RARA4	RARA5
c1 - DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c2 - PERM_Fond	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c3 - S.T. Sx	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c4 - S.T. Dx	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c5* - ENV. QM	-	-	1.00	1.00	0.75
c6* - ENV. VAR QF	-	1.00	-	0.80	1.00

Combinazioni Frequenti (FR) e Quasi Permanenti (QP)

	FR1	FR2	FR3	QP1
c1 - DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00
c2 - PERM_Fond	1.00	1.00	1.00	1.00
c3 - S.T. Sx	1.00	1.00	1.00	1.00
c4 - S.T. Dx	1.00	1.00	1.00	1.00
c5* - ENV. QM	-	-	0.75	-
c6* - ENV. VAR QF	-	0.50	-	-

3.3.4 Riassunto delle combinazioni di carico SLV

Sisma	SLV1	SLV2
c1 - DEAD	1.00	1.00
c2 - PERM_Fond	1.00	1.00
c3 - S.T. Sx	1.00	1.00
c4 - S.T. Dx	1.00	1.00
c5* - ENV. QM	-	-
c6* - ENV. VAR QF	-	0.20
c7 - Ex	1.00	1.00

3.4 Verifiche di resistenza e fessurazione

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state condotte operando con il metodo semiprobabilistico agli stati limite in conformità a quanto previsto dal punto 4.2.4.1 del D.M. 14/01/2008. Di seguito si specificano le convenzioni adottate:

- Momento flettente "M": positivo se tende le fibre interne di ritte e solette (superfici non a contatto con il terreno);
- Sforzo assiale "N": positivo se di compressione.

Sia per quanto concerne le verifiche a flessione allo SLU e a fessurazione sia per quanto attiene alle verifiche di resistenza a taglio, esse vengono effettuate, in analogia a quanto condotto per la Sez. Scatolare del Monolite, con riferimento alle sezioni strutturali di attacco soletta-piedritto.

I calcoli di verifica sono effettuati con il Metodo agli Stati Limite e si riferiscono a sezioni convenzionali di larghezza unitaria ($b=1000\text{mm}$) assumendo cautelativamente, anche per i piedritti, una miscela di cls C30/37.

3.4.1 Sezioni di verifica indagate

Si sono individuate, nel modello strutturale, tre sezioni trasversali “significative”, il cui stato di sollecitazione risulta determinante per il dimensionamento e le verifiche di resistenza della struttura. Tali sezioni sono di seguito numerate e descritte:

- I → Sezione alla Base dei Ritti (a filo fondazione);
- II → Estremità soletta inferiore (a filo parete);
- III → Sezione di Mezzeria della soletta inferiore.

Come sinteticamente indicato nello schema di seguito riportato.

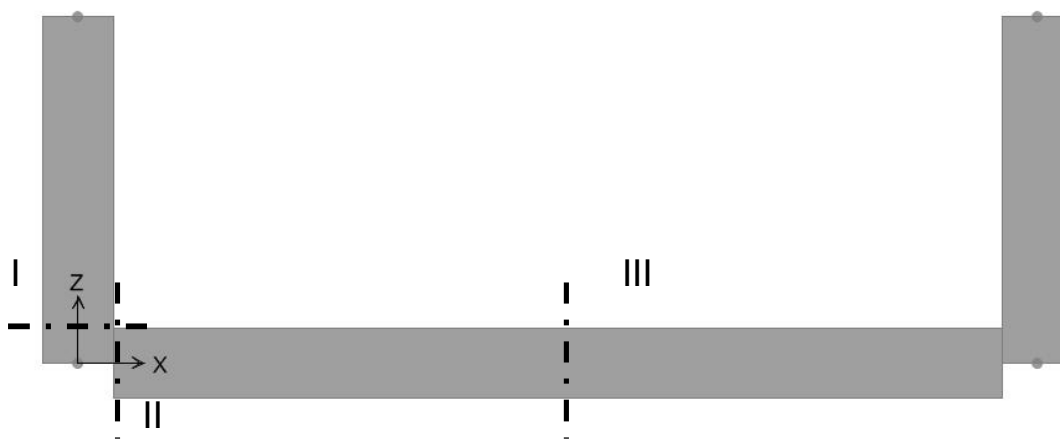


Figura 3-10: Individuazione delle Sezioni di Verifica Significative dei Muri ad U.

3.4.2 Verifiche di resistenza allo SLU

Nelle figure seguenti si riportano i diagrammi delle sollecitazioni allo SLU.

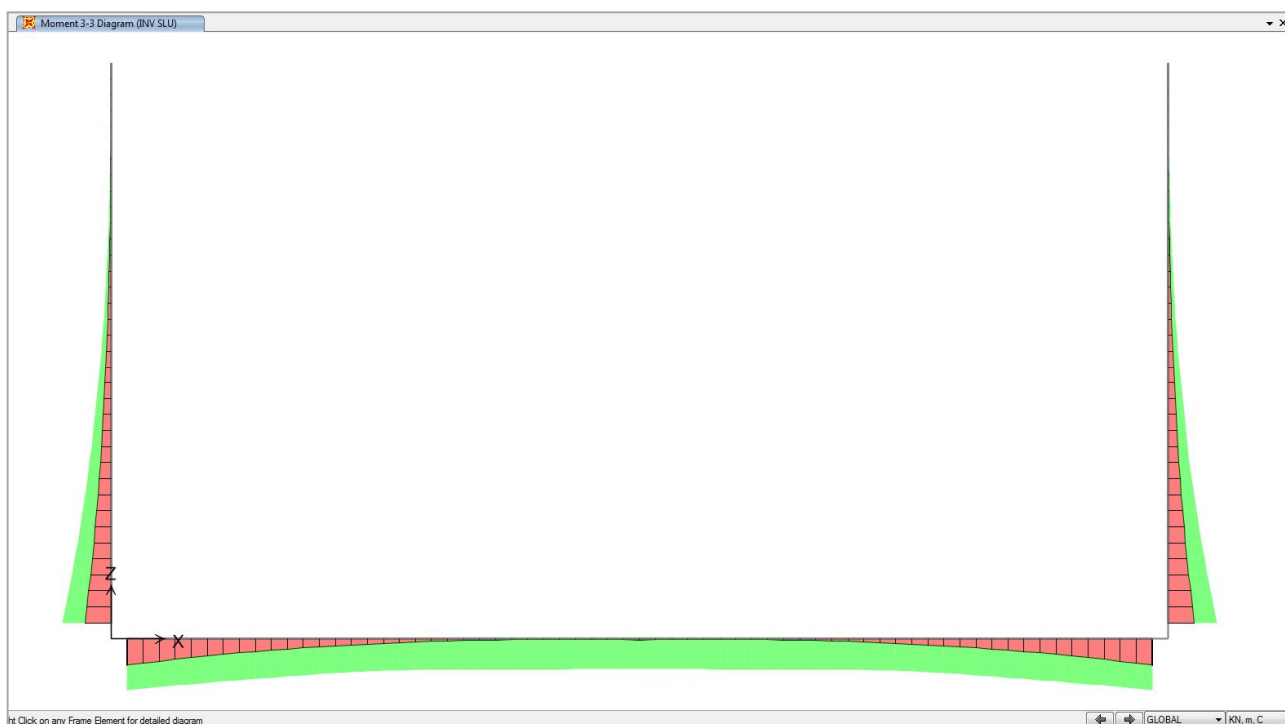


Figura 3-11: Diagramma del momento flettente - INV SLU+SLV [kNm/m]

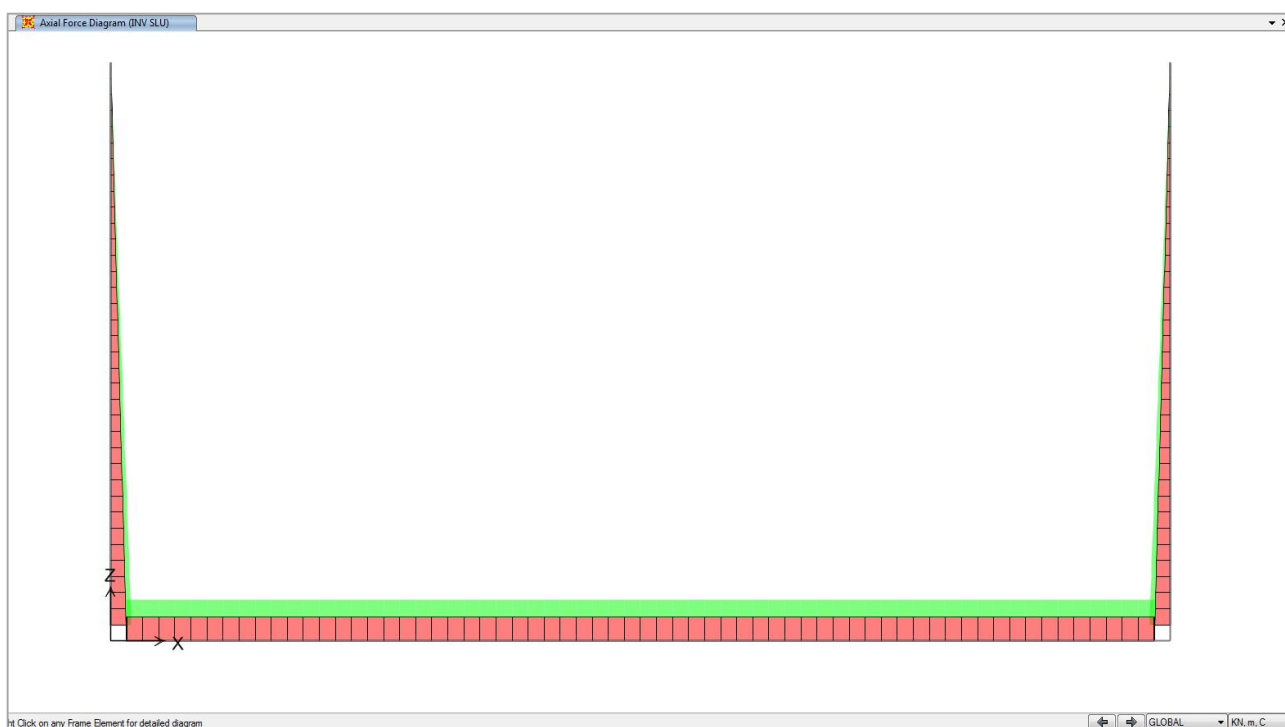


Figura 3-12: Diagramma dello sforzo normale - INV SLU+SLV [kN/m]

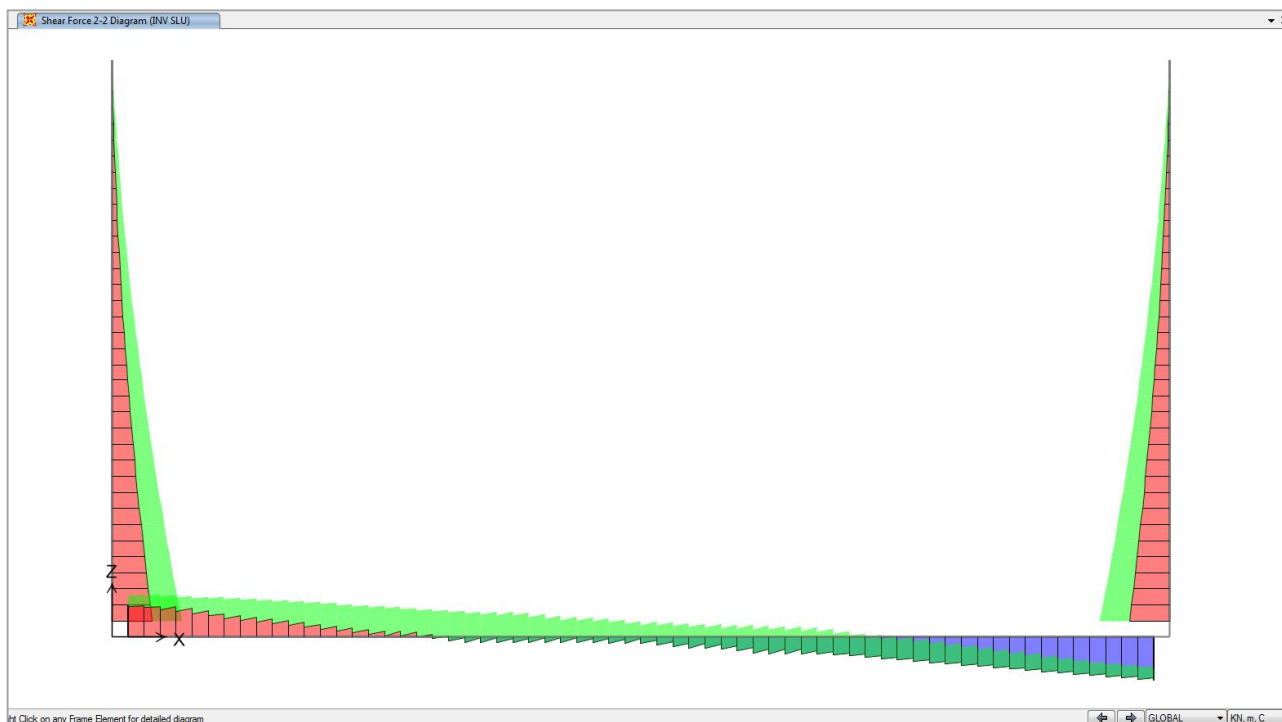


Figura 3-13: Diagramma del taglio - INV SLU+SLV [kN/m]

Nella Tabella a seguire si riportano le massime sollecitazioni flettenti ottenute nelle Combinazioni SLU Statiche, Eccezionali e SLV Sismiche, per ciascuna delle Sezioni di Verifica implementate. Nella stessa tabella si illustrano inoltre i valori dei momenti resistenti ottenuti per ciascuna sezione con riferimento all'armatura posta in opera. La valutazione di M_{Rd} è eseguita con riferimento allo sforzo assiale di trazione maggiore trascurando gli sforzi di compressione.

Sezione di verifica	Caratteristiche della sezione			Sollecitazioni				Verifiche	
	Altezza	Armatura tesa	Armatura comp.	INV SLU		INV SLV		M_{Rd} [kNm/m]	M_{Ed}/M_{Rd}
	h [cm]	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	M_{Ed} [kNm/m]	N_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]	N_{Ed} [kN/m]		
I	110	53,09 (10 ϕ 26)	26,55 (5 ϕ 26)	-1193	-	-1268	-	-2083	0,61
II	110	53,09 (10 ϕ 26)	26,55 (5 ϕ 26)	-1242	-	-1277	-	-2083	0,61
III	110	53,09 (10 ϕ 26)	26,55 (5 ϕ 26)	-993	-	-474	-	-2083	0,48

Tabella 17: Sollecitazioni e verifiche di resistenza allo SLU

Si riportano ora a seguire le verifiche a Taglio condotte con riferimento alle sei sezioni trasversali "significative".

Verifiche a Taglio

Le modalità di effettuazione delle verifiche a taglio è di seguito descritta. Innanzitutto si valuta la resistenza a taglio della sezione di estremità della soletta o del ritto in assenza di apposita armatura e si confronta quest'ultima con il taglio di progetto. Se la suddetta verifica non risulta soddisfatta si provvederà ad armare a taglio la sezione implementando la specifica verifica. Si definirà inoltre la distanza, rispetto all'appoggio, oltre la quale il taglio è sufficientemente contenuto da non richiedere armatura specifica. La variabilità delle azioni di taglio, considerando l'involuppo delle combinazioni dei carichi indagate per lo SLU, ECC e SLV è riportata nella Tabella a seguire (V_{Ed} – Azione di Taglio di Progetto), unitamente ai valori di raffronto dell'Azione resistente per elementi privi di specifica armatura a taglio (V_{Rd}).

Sezione di verifica	Distanza dalla sezione di verifica [m]	Arm. tesa	INV SLU/ECC+SLV	Verifiche		
		As [cm ²]	V _{Ed} [kN/m]	A _{sw} [cm ²]	s [cm]	V _{Rd} [kN/m]
I	0.00	53,09	480	3,14	300	958
	1.00		393	-	-	449
II	0.00	53,09	269	-	-	449
III	0.00	53,09	98	-	-	449

Tabella 18: Sollecitazioni e verifiche di resistenza al taglio in assenza di apposita armatura

3.4.3 Verifiche SLE

Le verifiche allo Stato limite di Esercizio sono state effettuate nei confronti delle tensioni di esercizio e della fessurazione.

Verifica delle tensioni di esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature. In questo caso, dovendo verificare anche la tensione di compressione nel calcestruzzo, deve essere tenuta in considerazione l'azione assiale di compressione (non essendo ai fini di questa verifica un beneficio) così come quella di trazione. La componente di sforzo normale verrà invece trascurata per gli elementi di fondazione e per le solette di copertura. Valutate le tensioni a flessione pura o pressoflessione (classico metodo n) si è verificato che queste risultino inferiori ai massimi valori consentiti dalle istruzioni specifiche:

Tensioni di Compressione nei CIs:

- Combinazione di Carico Caratteristica (Rara): $0,55 f_{ck}$;
- Combinazione di Carico Quasi Permanente (QP): $0,40 f_{ck}$.

Tensioni di Trazione nell'Acciaio:

- Combinazione di Carico Caratteristica (Rara): $0,75 f_{yk}$.

Sezione di verifica	Caratteristiche della sezione			Sollecitazioni			Verifiche			
	h [cm]	As [cm ²]	A's [cm ²]	Combo	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	σ _c [MPa]	σ _{c,lim} [MPa]	σ _s [MPa]	σ _{s,lim} [MPa]
I	110	53,09 (10φ26)	26,55 (5φ26)	INV. RARA	-866	-	4,8	16,5	171,3	337,5
				INV. QP	-634	-	3,5	12,0	-	-
II	110	53,09 (10φ26)	26,55 (5φ26)	INV. RARA	-892	-	5,0	16,5	176,4	337,5
				INV. QP	-645	-	3,6	12,0	-	-
III	110	53,09 (10φ26)	26,55 (5φ26)	INV. RARA	-520	-	2,9	16,5	102,9	337,5
				INV. QP	-30	-	0,2	12,0	-	-

Tabella 19: Verifica delle tensioni di esercizio

Verifica a Fessurazione

La verifica a fessurazione è condotta in ottemperanza al par. 1.8.3.2.4 delle “Istruzioni per la Progettazione e l'Esecuzione di Ponti Ferroviari - RFI DTC-ICI-PO SP INF 001”, accertando, con riferimento alla combinazione di carico “Rara – Gruppo di Carico Accidentali 4”, quanto segue:

- c) Stato limite di formazione delle fessure: in sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio, che la massima trazione nel calcestruzzo σ_{ct} sia inferiore alla resistenza caratteristica a trazione per flessione f_{ctk} : se risultasse $\sigma_{ct} > f_{ctk}$ si procede alla verifica di apertura delle fessure.
- d) Stato limite di apertura delle fessure: che l'apertura convenzionale delle fessure sia inferiore al valore $w_1 = 0,20$ mm per tutti gli elementi strutturali (ipotizzati in ambiente aggressivo o comunque in condizioni non ispezionabili).

La componente di sforzo normale verrà in questo caso trascurata esclusivamente per la soletta di fondazione.

Anche se non espressamente richiesto nelle Istruzioni in precedenza citate, si è impostata la verifica a fessurazione anche con riferimento alle Combinazioni di Carico Frequenti adottando i limiti di apertura delle fessure prescritti dal D.M. 14/01/2008 e precisamente $w_k < w_2 = 0,30$ mm per tutti gli elementi strutturali indagati.

Poiché le sollecitazioni ottenute per la suddetta combinazione dei carichi risultano inferiori a quelle ottenute con riferimento alla Rara ed i limiti di apertura delle fessure risultano meno restrittivi, l'esito positivo delle verifiche è condizionato dal soddisfacimento delle verifiche di cui al comma precedente.

Sezione di verifica	Caratteristiche della sezione			Sollecitazioni			Verifiche			
	h [cm]	As [cm ²]	A's [cm ²]	Combo	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	f _{ctk} [MPa]	$\sigma_{ct,lim}$ [MPa]	w _k [mm]	w _{lim} [mm]
I	110	53,09 (10 ϕ 26)	26,55 (5 ϕ 26)	INV. RARA	-866	-	3,30	2,03	0,12	0,2
II	110	53,09 (10 ϕ 26)	26,55 (5 ϕ 26)	INV. RARA	-892	-	3,40	2,03	0,13	0,2
III	110	53,09 (10 ϕ 26)	26,55 (5 ϕ 26)	INV. RARA	-520	-	1,98	2,03	0,07	0,2

Tabella 20: Verifica dell'apertura delle fessure

4 VERIFICA DELL'OPERA IN FASE DI SPINTA

4.1 Verifica delle travi puntone

4.1.1 Azioni e sollecitazioni

Per il calcolo delle "Travi Puntone" si considera lo schema statico di trave in semplice appoggio alle estremità in corrispondenza dei rostri con luce $L = 13,1$ m, disposta parallelamente ai binari e soggetta al carico del convoglio ferroviario LM71. Si considera comunque alle estremità delle travi un momento di calcolo dedotto dallo schema di trave semi-incastrata.

Il carico LM71, al netto del coefficiente dinamico, agisce su una porzione di trave di lunghezza 6,4 m con intensità (a meno del coefficiente $\alpha=1,1$) pari a 156,25 kN/m ($250 \cdot 4/6,4$) e sulla restante parte di trave con intensità pari a 80 kN/m.

Considerando la ridotta velocità ammessa in fase di esecuzione dei lavori di spinta del monolite, si assume un coefficiente di incremento dinamico $\phi_3 = 1,1$.

A favore di sicurezza si ipotizza nulla la ripartizione trasversale dei carichi ferroviari operata dalle travi slitta e conseguentemente ciascuna trave rostro sarà verificata per sostenere integralmente una linea ferroviaria.

Avremo quindi:

- in corrispondenza dei quattro assi da 250kN:

$$q_{v1,LM71} = q_{eq} \cdot \alpha \cdot \phi_3 = 156,25 \text{ kN/m} \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 189,1 \text{ kN/m}$$

- in corrispondenza del carico $q=80\text{kN/m}$:

$$q_{v2,LM71} = q_{eq} \cdot \alpha \cdot \phi_3 = 80 \text{ kN/m} \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 86,8 \text{ kN/m}$$

equivalenti, in termini di effetti per quanto riguardale le sollecitazioni flettenti, ad un carico lineare uniformemente distribuito su tutta la lunghezza della trave di intensità:

$$q_{v,LM71} = 164,9 \text{ kN/m}$$

A tale carico dovremo aggiungere:

- peso del sistema di sostegno dei binari:

$$p_{sostegno} = 20 \text{ kN/m}$$

- peso proprio delle travi rostro:

$$p_{travi\ rostro} = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,1\text{m} \cdot 1,1\text{m} = 30,25 \text{ kN/m}$$

In definitiva il carico totale di calcolo fattorizzato per la determinazione delle sollecitazioni agli SLU è dato da:

$$q_{tot} = \gamma_{G1} \cdot p_{trave\ rostro} + \gamma_{G2} \cdot p_{sostegno} + \gamma_Q \cdot q_{v,LM71} = 310 \text{ kN/m}$$

Le luci di calcolo sono:

- $L_c = 13,1\text{m}$ (luce in asse pareti);

- $L_f = 12,0\text{m}$ (luce a filo pareti).

Si ottengono quindi le seguenti sollecitazioni di calcolo:

$$M_{Ed,mezzeria} = q_{tot} \cdot \frac{L_c^2}{8} = 310 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{13,1^2 \text{m}^2}{8} = 6650 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,appoggio} = -q_{tot} \cdot \frac{L_c^2}{24} = -310 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{13,1^2 \text{m}^2}{24} = -2217 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,appoggio} = q_{tot} \cdot \frac{L_c}{2} = 310 \frac{kN}{m} \cdot \frac{13,1m}{2} = 2030 \text{ kNm}$$

4.1.2 Verifica a flessione e taglio

Le verifiche vengono effettuate agli stati limite ultimi confrontando le sollecitazioni di progetto M_{Ed} , V_{Ed} con quelle resistenti.

Verifica a flessione

Sezione di verifica	Caratteristiche della sezione				Verifiche		
	Larghezza	Altezza	Armatura tesa	Armatura comp.	M_{Ed} [kNm/m]	M_{Rd} [kNm/m]	M_{Ed}/M_{Rd}
	b [cm]	h [cm]	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]			
Mezzeria	110	110	247,41 (35 ϕ 30)	70,69 (10 ϕ 30)	6650	7392	0,90
Appoggio	110	110	70,69 (10 ϕ 30)	70,69 (10 ϕ 30)	-2217	-2616	0,85

Tabella 21: Sollecitazioni e verifiche di resistenza allo SLU

La verifica risulta soddisfatta essendo $M_{Ed} < M_{Rd}$.

Verifica a taglio

La verifica a taglio viene effettuata considerando la seguente sollecitazione di progetto:

$$V_{Ed} = 2030 \text{ kN.}$$

È necessaria armatura a taglio.

Si provvederà a disporre dall'appoggio sino a 2.0 m dal filo ritto staffe a 4 bracci ϕ 16 con passo longitudinale 20 cm ($V_{Rd}=3192$ kN/m), da 2.0 m a 4.0m da filo parete si disporranno staffe a 4 bracci ϕ 12 con passo longitudinale 20 cm ($V_{Rd}=1990$ kN/m) mentre nella parte residua di trave sino alla mezzeria staffe a 4 bracci ϕ 12 con passo longitudinale 30 cm ($V_{Rd}=955$ kN/m).

Dati	Sezione d'appoggio		V_{Ed} 2030
b	1100	mm	Larghezza dell'anima resistente a taglio
h	1100	mm	Altezza
d	1000	mm	Altezza utile

fck	30.71	N/mm ²	Resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
fyd	391.3	N/mm ²	Resistenza di progetto dell'acciaio
fcd	17.40	N/mm ²	Resistenza di progetto del calcestruzzo
f'cd	8.70	N/mm ²	Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
Asl	7069	mm ²	Armatura longitudinale
k	1.45		Fattore di ingranamento
σ_{min}	0.34	N/mm ²	Tensione resistente minima
ρ_l	0.0064		Rapporto geom. di armatura longit.
Ned	0	N	Sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ_{cp} (NA)	0.00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione per v. Sez NA
σ_{cp} (A)	0.00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione per v. Sez A
α_c	1.00		Coefficiente maggiorativo

Resistenza a taglio della trave non armata e armatura minima			
V_{rd}	516	kN	Resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura
$A_{s'}$ Appoggio	5188	mm ²	Armatura minima all'appoggio (4.1.2.1.3.1)

Resist. a taglio della trave non armata e passo massimo									
Ast (mm ²)	s (mm)	ctg θ calc	ctg θ	rottura	Vrd3 (kN)	Vrd2 (kN)	VRd (kN)	Vsd max tratto (kN)	p max (mm)
804	200	2.255	2.255	duttile lato cls	3192	3192	3192	2030	300
452	200	3.134	2.500	duttile lato acc	1990	2970	1990	1492	300
452	300	3.903	2.500	duttile lato acc	1327	2970	1327	955	300

Tabella 22: Verifica di resistenza a Taglio con apposita armatura per Travi Rostro.

4.2 Verifica dei rostri

4.2.1 Azioni e sollecitazioni

Le pareti del rostro risultano sollecitate in fase di varo, fuori dal proprio piano, dalle seguenti azioni di progetto:

1. Peso proprio delle travi puntone, peso della struttura di sostegno dei binari e transito dei convogli ferroviari (la massima sollecitazione flettente trasmessa ai rostri è pari in tal caso al momento flettente negativo calcolato all'appoggio delle travi rostro - $M_{Ed,V} = -2217$ kNm);
2. Spinta delle terre (comprensiva degli effetti indotti dai veicoli ferroviari che si avvicinano all'opera). A favore di sicurezza tale spinta si considera applicata ad un solo rostro;
3. Azione di frenatura/avviamento dei veicoli ferroviari in approccio al monolite, trasmessa dal binario al rilevato a tergo dei rostri.

La geometria dello schema di calcolo adottato e le azioni esterne applicate sono illustrate nelle immagini a seguire. I rostri si ipotizzano incastrati in corrispondenza della sezione corrente del monolite.

La spinta del terreno è valutata in base alle caratteristiche geotecniche del terreno di rilevato ferroviario ed è calcolata con riferimento al valore del coefficiente di spinta a riposo ($K_0 = 0,384$).

La distribuzione della pressione a tergo del rostro è considerata costante su tutta la superficie con intensità pari a 38,7 kPa (valore medio della pressione ad intradosso ed estradosso manufatto – vd. par. §2.2.4).

Per quanto attiene alla pressione indotta dal sovraccarico ferroviario in approccio al manufatto, nel modello di calcolo si adotta, a favore di sicurezza, sempre la spinta dovuta al sovraccarico SW/2 ($p_{H,SW/2,d} = 50 \cdot 0,384 = 19,2$ kN/m/m). Per quanto concerne invece l'azione di frenatura/avviamento, nell'ipotesi che entrambi i binari risultino carichi in conformità a quanto riportato in Tabella 5.2.III del DM2008 e che tale azione si diffonda nel corpo del rilevato ferroviario di approccio al monolite come nello schema seguente.

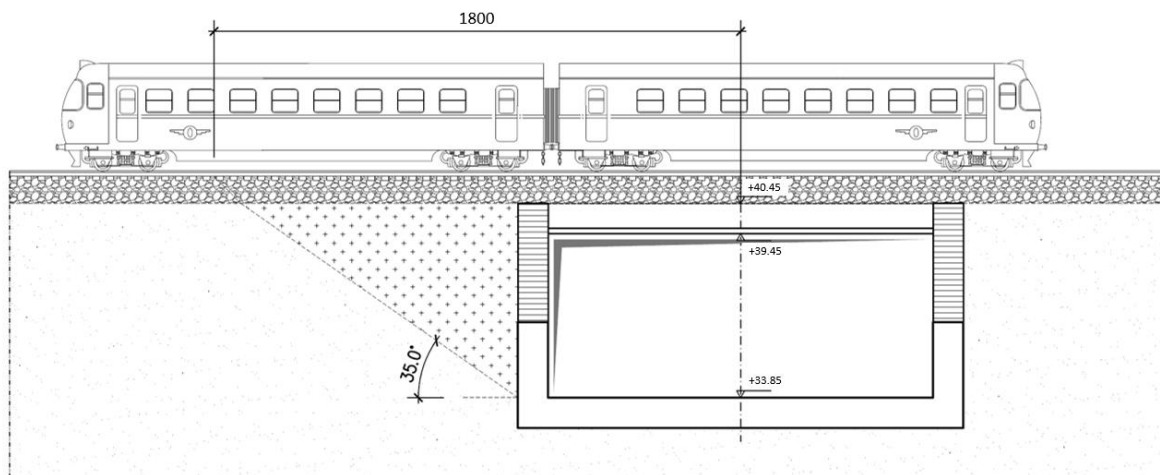


Figura 4-1: Lunghezza del binario considerata ai fini della valutazione dell'azione di frenatura/avviamento.

$$q_{FRE} = 35 \text{ kN/m} \cdot 18,0\text{m} = 630 \text{ kN/m/m}$$

$$q_{AVV} = 33 \text{ kN/m} \cdot 18,0\text{m} = 594 \text{ kN/m/m}$$

Si adotterà un'azione di frenatura, applicata in corrispondenza della trave puntone pari a:

$$q_{FRE} = 630 \text{ kN/m/m}$$

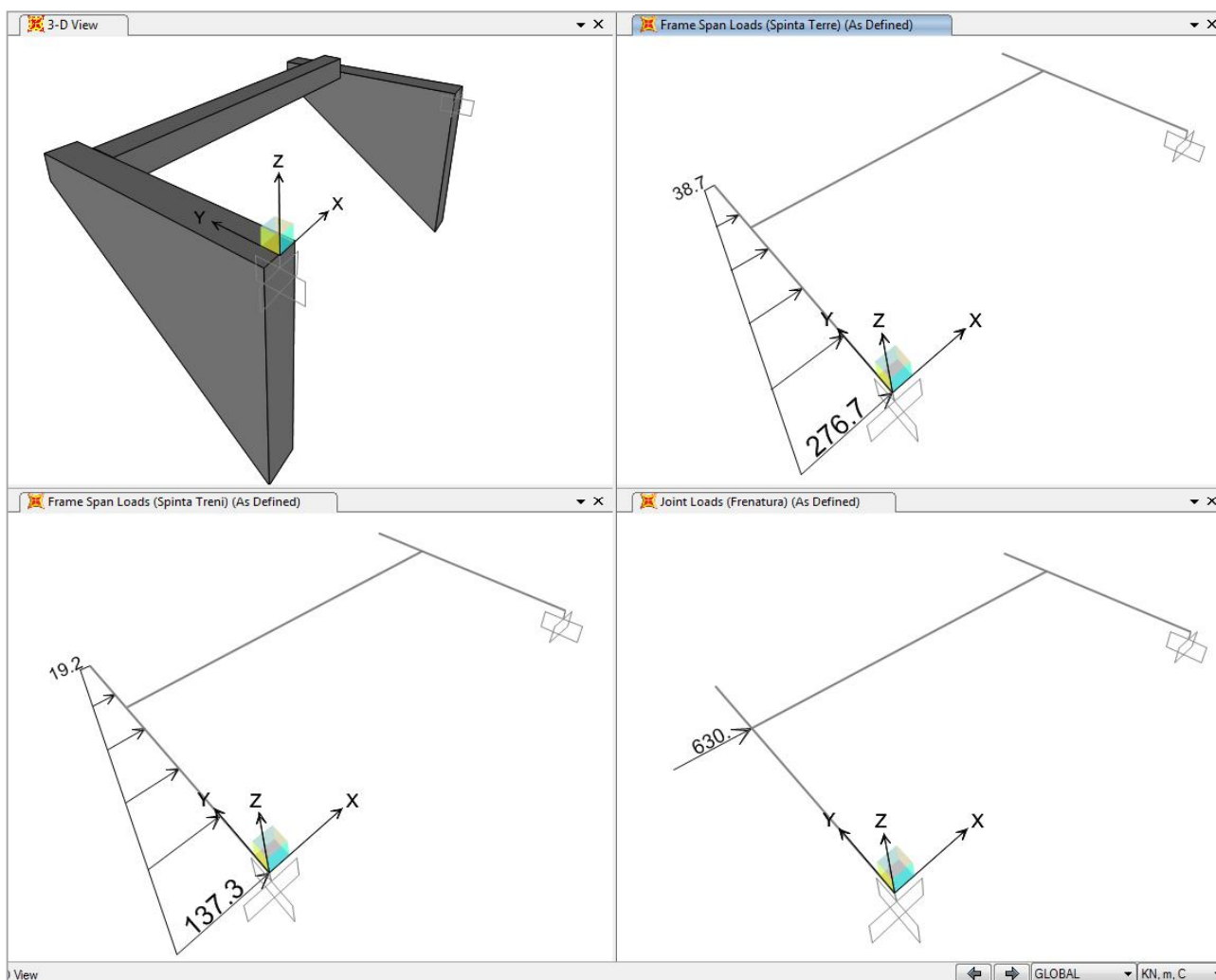


Figura 4-2: Modellazione dei rostri, Spinta Statica delle terre, Spinta delle terre per sovraccarichi, Frenatura/Avviamento

Si ottengono quindi le seguenti sollecitazioni di progetto:

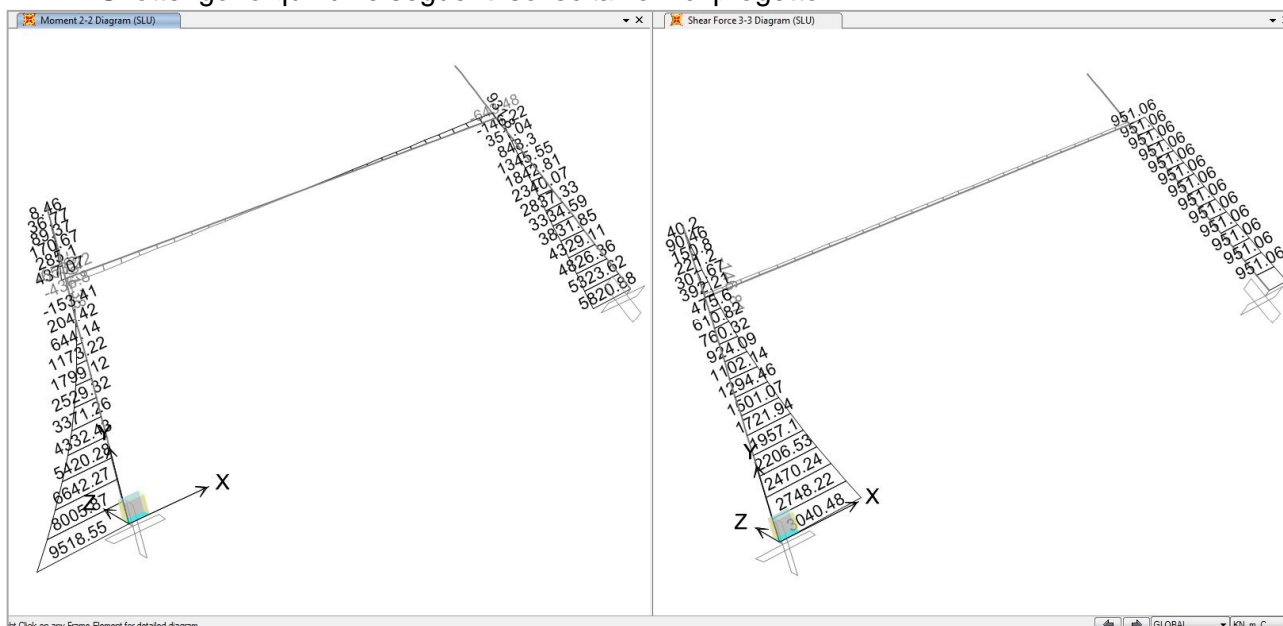


Figura 4-3: Momenti flettenti e tagli sollecitanti i rostri in fase di spinta - SLU

$$M_{Ed,H,incastro}^- = -9519 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,H,incastro}^+ = 5821 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,H,trave} = 951 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,H,incastro} = 3041 \text{ kN}$$

Che rapportati all'altezza della sezione reagente sono pari a:

$$M_{Ed,H}^- = -9519 \text{ kNm} / 6,60 \text{ m} = -1442 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed,H}^+ = 5821 \text{ kNm} / 6,60 \text{ m} = 882 \text{ kNm/m}$$

$$V_{Ed,H,trave} = 951 \text{ kN} / 2,50 \text{ m} = 380 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,H,incastro} = 3041 \text{ kN} / 7,70 \text{ m} = 395 \text{ kN/m}$$

Per analizzare le sollecitazioni generate sui rostri nel proprio piano (piano verticale), nella fase transitoria di varo, si è considerato lo schema statico rappresentato nella figura seguente:

Si considera transitante sulla trave puntone un convoglio di carico del tipo LM71. Alla massima azione verticale agente in sommità ai rostri e definite al Par. 4.1.1 **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** si addiziona il peso proprio (opportunamente fattorizzato) del rostro stesso.

$$P_{Ed} = 2030 + 1101 = 3131 \text{ kN}$$

4.2.2 Verifica a flessione e taglio

Le verifiche vengono effettuate agli stati limite ultimi confrontando le sollecitazioni di progetto M_{Ed} , V_{Ed} con quelle resistenti.

Verifica a flessione

Con riferimento all'inflessione dei rostri fuori dal proprio piano si ha:

- Inflessione verticale dei rostri per le sollecitazioni trasmesse dalla trave puntone

b [cm]	h [cm]	As [cm ²]	A's [cm ²]	M _{V,Ed} [kNm/m]	M _{V,Rd} [kNm/m]	M _{V,Ed} /M _{V,Rd}
100	110	79,63 (15φ26)	53,09 (10φ26)	-2217	-2780	0,80

Tabella 23: Sollecitazioni e verifiche di resistenza allo SLU

La verifica risulta soddisfatta essendo $M_{V,Ed} < M_{V,Rd}$.

- Inflessione orizzontale dei rostri per la spinta delle terre

b [cm]	h [cm]	As [cm ²]	A's [cm ²]	M _{H,Ed} [kNm/m]	M _{H,Rd} [kNm/m]	M _{H,Ed} /M _{H,Rd}
100	110	53,09 (10φ26)	53,09 (10φ26)	-1442	-1952	0,74
100	110	53,09 (10φ26)	53,09 (10φ26)	882	1952	0,45

Tabella 24: Sollecitazioni e verifiche di resistenza allo SLU

La verifica risulta soddisfatta essendo $M_{H,Ed} < M_{H,Rd}$.

Verifica a taglio

La verifica a taglio dei rostri fuori dal piano viene effettuata considerando la seguente sollecitazione di progetto:

$$V_{Ed} = 395 \text{ kN/m.}$$

Non è necessaria armatura a taglio.

Dati	Rostri - Sezione d'incastro		V_{Ed} 395
b	1000	mm	Larghezza dell'anima resistente a taglio
h	1100	mm	Altezza
d	1000	mm	Altezza utile

fck	30.71	N/mmq	Resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
fyd	391.3	N/mmq	Resistenza di progetto dell'acciaio
fcd	17.40	N/mmq	Resistenza di progetto del calcestruzzo
f'cd	8.70	N/mmq	Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
Asl	5309	mmq	Armatura longitudinale
k	1.45		Fattore di ingranamento
v_{min}	0.34	N/mmq	Tensione resistente minima
ρ_l	0.0053		Rapporto geom. di armatura longit.
Ned	0	N	Sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ_{cp} (NA)	0.00	N/mmq	Tensione media di compressione nella sezione per v. Sez NA
σ_{cp} (A)	0.00	N/mmq	Tensione media di compressione nella sezione per v. Sez A
α_c	1.00		Coefficiente maggiorativo

Resistenza a taglio della trave non armata e armatura minima			
Vrd	440	kN	Resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura

Tabella 25: Verifica di resistenza a Taglio con apposita armatura per Travi Rostro.

Verifica ad elemento tozzo

In analogia alle indicazioni fornite nella Circolare n. 617 del 02/02/2009 al Par. C4.1.2.1.5 la verifica nel piano del rostro porge:

b [cm]	h [cm]	d [cm]	$\lambda = L/0,9d$ [-]	As [cm ²]
100	750	720	0,988	111,28 (5 ϕ 20+3x6 ϕ 26)

Tabella 26: Parametri geometrici per la verifica nel piano

$$P_R = P_{Rs} = \frac{A_s f_{yd}}{\lambda} = 11128 \text{ mm}^2 \cdot 391,3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \frac{1}{0,988} = 4407 \text{ kN}$$

$$P_{Rc} = \frac{0,4 B d f_{cd} \cdot 1,0}{1 + \lambda^2} = \frac{0,4 \cdot 1\text{m} \cdot 7,2\text{m} \cdot 17,4\text{MPa} \cdot 1,0}{1 + 0,988^2} = 25358 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta essendo $P_{rc} > P_{rs} > P_{Ed} = 3131 \text{ kN}$.

5 VERIFICA DELL'ARMATURA LONGITUDINALE IN FASE DI SPINTA

Come si evince dalla relazione di calcolo dell'apparato di varo il valore massimo della spinta prevista sulla soletta inferiore è pari a 37319 kN.

Ammettendo che tale forza applicata si diffonda a circa 45° attraverso le pareti laterali del telaio, si ha che ad una distanza dall'estremità pari all'altezza del manufatto stesso la struttura è soggetta ad un momento flettente corrispondente al prodotto della spinta applicata per la sua distanza dal baricentro delle sezioni trasversali.

Nel caso in esame si hanno i seguenti valori:

- lunghezza di diffusione del carico = $d = 7,15$ m;
- eccentricità della spinta = $e = 1,85$ m;
- momento flettente massimo

$$M_{max} = 37319 \text{ kN} \cdot 1,85 \text{ m} \cdot 1,5 = 103560 \text{ kNm}$$

- posizione della spinta rispetto al lembo inferiore = 55 cm.

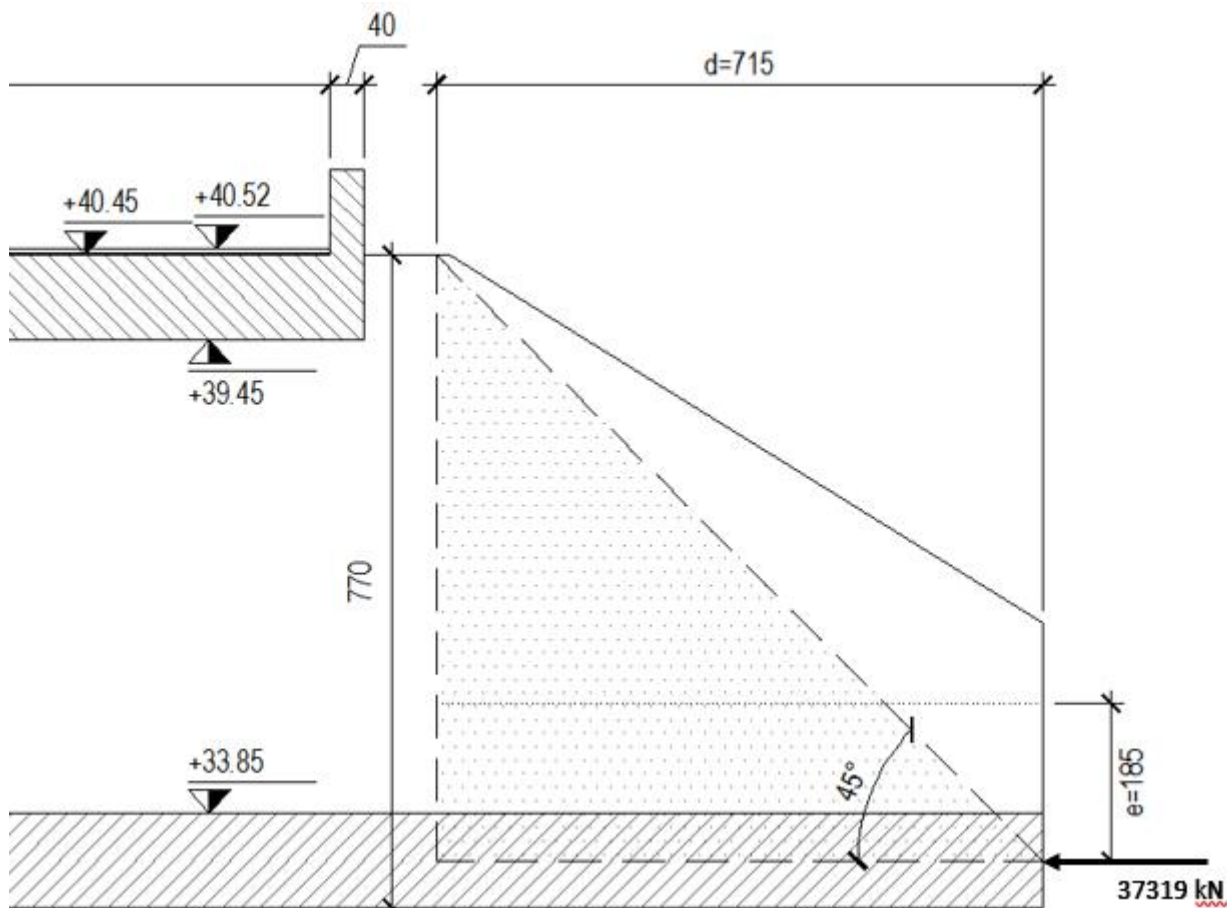


Figura 5-1: Schema diffusione spinta martinetti su Monolite.

La sezione resistente è quella del monolite posta alla distanza $d=7,15$ m dalla testata di spinta.

Si riporta la verifica a pressoflessione della sezione trasversale considerando come armature resistenti quelle di ripartizione presenti nella sezione ad U (pareti verticali e soletta inferiore). Risultano tese le fibre superiori.

Considerando:

- B = 1420 cm;
- H = 770 cm;
- s = 110 cm
- c = 80 mm;
- $A_s = 1+1\phi 20/20''$ su tutti i lati;
- $M_{Ed} = - 103560$ kNm, $N_{Ed} = 55979$ kN;

si ottiene:

$$M_{Rd} = - 281320 \text{ kNm.}$$

Il fattore di sicurezza è pari a $FS=2,7$.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Diffusione Spinta Monolite_Colombo

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

Titolo: Sez. Diffusione Spinta su Monolite

N° Vertici: 8 Zoom N° barre: 36 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
4	1310	770
5	1310	110
6	110	110
7	110	770
8	0	770

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	12.57	1365	740
2	12.57	1365	700
3	12.57	1365	660
4	12.57	1365	620
5	12.57	1365	580
6	12.57	1365	540

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 55979 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0 kNm

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

Materiali
 B450C C30/37
 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} 17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} -281 320 kN m
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.482 ‰
 ϵ_s 67.5 ‰
 d 740 cm
 x 36.3 x/d 0.04905
 δ 0.7

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

Perché la diffusione delle spinte si possa realizzare è necessario disporre nelle pareti laterali del manufatto un'armatura che provveda a tale scopo.

Il dimensionamento di tale armatura è funzione della "forza di fenditura" ovvero della risultante delle tensioni di trazione che si generano trasversalmente alla direzione della spinta dei martinetti.

I dati di calcolo sono:

$$A_1 = \text{Area soletta inferiore} = 14,2m \cdot 1,1m = 15,62 \text{ m}^2;$$

$$A_2 = \text{Area pareti laterali} = 2 \cdot 6,60m \cdot 1,10m = 14,52 \text{ m}^2;$$

$$A_{TOT} = \text{Area totale} = A_1 + A_2 = 30,14 \text{ m}^2;$$

$$P = \text{Spinta applicata al Monolite} = 37319 \text{ kN (Non Fattorizzata).}$$

La soletta inferiore sarà soggetta ad una compressione media pari a:

$$\sigma_1 = \frac{P}{A_1} = \frac{37319 \text{ kN}}{15,62 \text{ m}^2} = 2389 \text{ kPa}$$

Dopo la diffusione del carico, il valore della compressione media vale:

$$\sigma_2 = \frac{P}{A_{TOT}} = \frac{37319 \text{ kN}}{30,14 \text{ m}^2} = 1238 \text{ kPa}$$

La risultante "T" delle tensioni di trazione risulta:

$$T = F_x \cdot tg\theta$$

in cui:

$$F_x = \sigma_2 \cdot \frac{A_2}{2} = 1238 \text{ kPa} \cdot \frac{14,52 \text{ m}^2}{2} = 8988 \text{ kN}$$

$$tg\theta = \frac{e + \frac{B}{4}}{\frac{3}{2}d} = \frac{1,85\text{m} + \frac{14,20\text{m}}{4}}{\frac{3}{2} \cdot 7,15\text{m}} = 0,503$$

$$\theta = \arct(0,503) = 26,7^\circ$$

Pertanto si ha:

$$T = F_x \cdot tg\theta = 8988 \text{ kN} \cdot 0,503 = 4521 \text{ kN}$$

L'area di armatura necessaria ad assorbire lo sforzo "T", nell'ipotesi di limitare i fenomeni di fessurazione, vale:

$$A_s = \frac{T}{\sigma_s} = \frac{4521000 \text{ N}}{160 \text{ MPa}} = 28256 \text{ mm}^2$$

Per ogni metro lineare di parete occorrono:

$$A_s = \frac{28256 \text{ mm}^2}{7,15 \text{ m}} = 3952 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Poiché l'armatura verticale di ciascuna parete è costituita da barre 1 ϕ 26/10" (Lato esterno) e 1 ϕ 26/20" (Lato interno), per un totale di 7964 mm²/m, non è necessaria armatura di frettaggio aggiuntiva.