

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP J31H03000180008

**DIREZIONE TECNICA
S.O. OPERE CIVILI**

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA DI 2^ FASE

NPP 0258 - GRONDA MERCI DI ROMA CINTURA NORD

TRATTA: VIGNA CLARA – TOR DI QUINTO

VI01 – VIADOTTO FLAMINIA

Relazione tecnico descrittiva e di predimensionamento

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

NR4E 12 R 09 RG VI0100 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione per CSLPPP	F.Bonifacio	Febbraio 2022	F.Bonifacio	Febbraio 2022	T.Paoletti	Febbraio 2022	A.Vittozzi Febbraio 2022

File:NR4E12R09RGVI0100001A.doc

n.Elab

ITALFERR S.p.A.
U.O. Opere Civili e Infrastrutture
Dist. Ing. Roberto Vittozzi
Ufficio degli Impianti della Provincia di Roma
P. 202028

Sommario

1	PREMESSA.....	3
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	3
2.1	VALUTAZIONE DELLE SOLUZIONI PROGETTUALI ADOTTATE	9
3	ANALISI DEI CARICHI.....	10
3.1	PESO IMPALCATI (G1).....	10
3.2	PESO SOTTOSTRUTTURE (PULVINO, PILA, PLINTO).....	10
3.3	AZIONI VARIABILI.....	10
3.3.1	<i>Treni di carico</i>	10
3.3.2	<i>Forza centrifuga</i>	11
3.3.3	<i>Serpeggio</i>	12
3.3.4	<i>Avviamento e frenatura</i>	12
3.4	AZIONI DINAMICHE.....	13
3.5	AZIONI CLIMATICHE.....	13
3.5.1	<i>Vento</i>	13
3.6	AZIONE SISMICA (E).....	13
3.6.1	<i>Valutazione dei parametri di pericolosità</i>	13
4	GRUPPI DI CARICO E COMBINAZIONI.....	17
5	NORME E RIFERIMENTI	19
6	MODALITA' E CRITERI DI ANALISI.....	19
7	AZIONI E SOLLECITAZIONI.....	20
7.1	FONDAZIONI PILA P5.....	20
7.1.1	<i>Sollecitazioni</i>	25
7.2	SPICCATO FUSTO PILA P5	26

Relazione tecnico-descrittiva e di predimensionamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR4E	11	R09	RGVI0100001	B	2 di 50

7.2.1	<i>Sollecitazioni</i>	27
7.3	FONDAZIONI PILA P15.....	28
7.3.1	<i>Sollecitazioni</i>	33
7.4	SPICCATO FUSTO PILA P15.....	33
7.4.1	<i>Sollecitazioni</i>	35
8	VERIFICHE.....	36
8.1	SPICCATO FUSTO PILA P5.....	36
8.2	SPICCATO FUSTO PILA P15.....	38
9	PREDIMENSIONAMENTO IMPALCATO.....	39

1 PREMESSA

Il presente documento costituisce la Relazione tecnico-descrittiva e di predimensionamento relativa al VI01 - Viadotto Flaminia, nell'ambito del progetto di fattibilità tecnico-economica della chiusura dell'anello nord di Roma. In particolare, la relazione in oggetto fornisce una descrizione delle opere strutturali in progetto, nonché un elenco delle norme tecniche e dei documenti di riferimento per la progettazione strutturale.

Saranno infine fornite le ipotesi e le analisi preliminari per la valutazione delle azioni in fondazione necessaria alle verifiche geotecniche delle stesse effettuate sulla base della caratterizzazione geotecnica.

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il viadotto VI01 è compreso approssimativamente fra la pk 0+670.00 e la pk 1+461.43. Il viadotto ferroviario, a doppio binario, è costituito da travate in acciaio-calcestruzzo.

Il viadotto ha uno sviluppo complessivo di 791,43 m ed è costituito da travate continue e isostatiche, in relazione alle esigenze plano altimetriche dettate dal tracciato e dalle interferenze con le sottostanti viabilità. Nella tabella seguente è riportata una sintesi delle principali caratteristiche geometriche e costruttive del viadotto.

L'ultima campata trova appoggio sul manufatto scatolare di accesso alla stazione di Tor di Quinto, per il quale si rimanda alle specifiche relazioni del presente progetto.

opera	Nome	Tipo	L_campate		H_pile	Fondazione	BxLxH	L_impalcato	L_Viadotto
			-		SPA	3,7	16 pali	16x16x3	-
VI01	Viadotto Flaminia	Cont. Acc.-CLS DB	35		P1	3,2	pozzo	16x11,5x2,5	120
		Cont. Acc.-CLS DB	50	X	P2	3,2	pozzo	16x11,5x2,5	
		Cont. Acc.-CLS DB	35		P3	5,5	12 pali	16x11,5x2,5	
		Cont. Acc.-CLS DB	35		P4	4,4	pozzo	16x11,5x2,5	122
		Cont. Acc.-CLS DB	52	X	P5	6,6	pozzo	16x11,5x2,5	
		Cont. Acc.-CLS DB	35		P6	7,6	12 pali	16x11,5x2,5	
		App. Acc.-CLS DB	30,615		P7	7,6	12 pali	16x11,5x2,5	30,615
		App. Acc.-CLS DB	30,615		P8	7,6	12 pali	16x11,5x2,5	30,615
		App. Acc.-CLS DB	40		P9	8,3	12 pali	16x11,5x2,5	40
		App. Acc.-CLS DB	35		P10	8,3	12 pali	16x11,5x2,5	35
		App. Acc.-CLS DB	35		P11	7,2	12 pali	16x11,5x2,5	35
		App. Acc.-CLS DB	30		P12	4,3	12 pali	16x11,5x2,5	30
		App. Acc.-CLS DB	35		P13	8,4	12 pali	16x11,5x2,5	35
		App. Acc.-CLS DB	40		P14	8,4	12 pali	16x11,5x2,5	40
		App. Acc.-CLS DB	40		P15	8,4	12 pali	16x11,5x2,5	40
		App. Acc.-CLS DB	40		P16	8,4	12 pali	16x11,5x2,5	40
		App. Acc.-CLS DB	40		P17	7,6	15 pali	20,5x11,5x2,5	40
		App. Acc.-CLS DB	40		P18	7,2	15 pali	20,5x11,5x2,5	40
		App. Acc.-CLS DB	40		P19	4,6	15 pali	20,5x11,5x2,5	40

opera	Nome	Tipo	L_campate		H_pile	Fondazione	BxLxH	L_impalcato	L_Viadotto
			-		SPA	16 pali	16x16x3	-	791,43
		App. Acc.-CLS DB	40		P20	15 pali	20,5x11,5x2,5	40	
		App. Acc.-CLS DB	33,20		-	-		33,2	

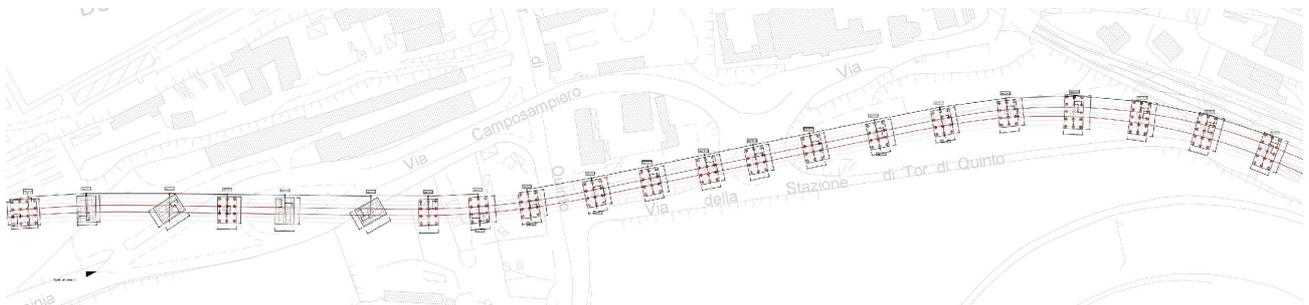


Figura 1: Inquadramento viadotto VI01 all'interno dell'area di intervento

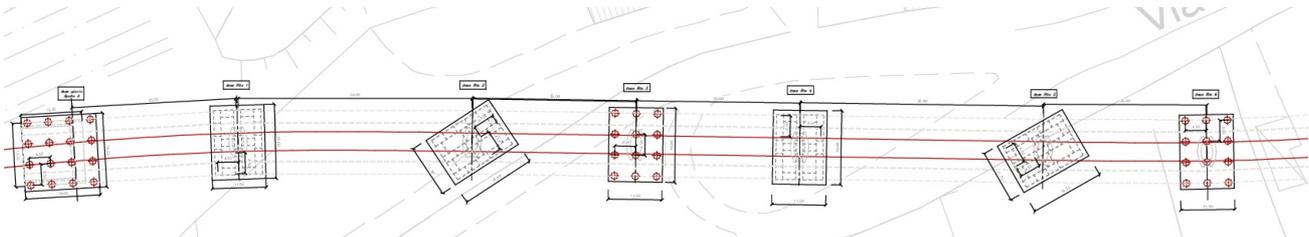


Figura 2: Inquadramento viadotto VI01 all'interno dell'area di intervento 1/3

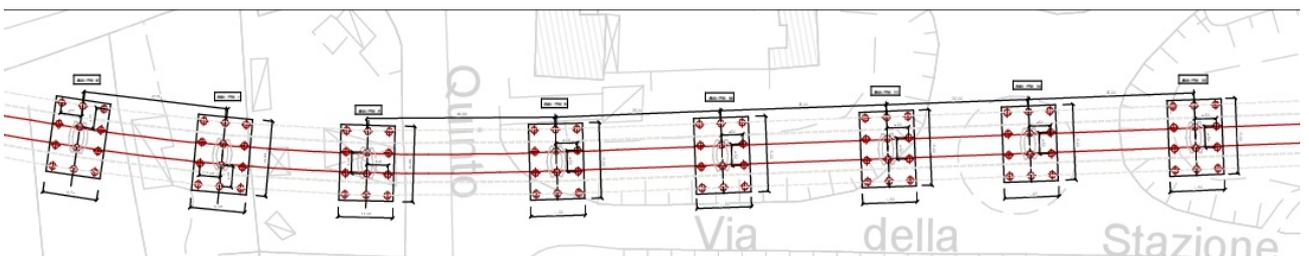


Figura 3: Inquadramento viadotto VI01 all'interno dell'area di intervento 2/3

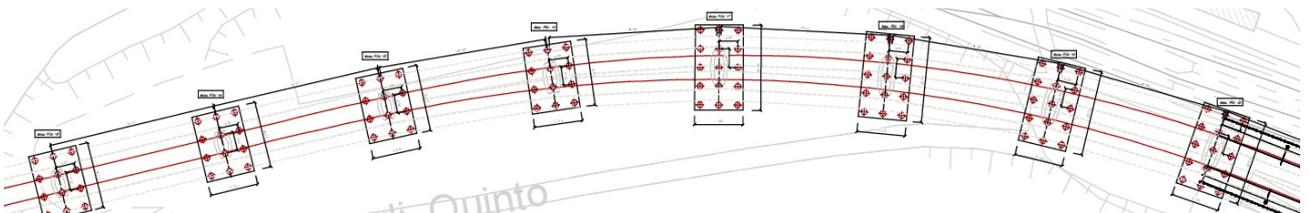


Figura 4: Inquadramento viadotto VI01 all'interno dell'area di intervento 3/3

Il viadotto consente l'attraversamento di via Flaminia. Per esigenze di tracciato, l'attraversamento avviene in modo fortemente obliquo e si sviluppa in curva. Il posizionamento delle pile e delle relative fondazioni è stato dettato dalla presenza della sottostante viabilità, al fine di ottenere i franchi minimi e di minimizzare le parzializzazioni delle sedi sottostanti (v. fig. seg.) in fase di realizzazione.



Figura 5: Inquadramento viadotto VI01- via Flaminia

Il profilo longitudinale è tale da garantire un franco adeguato ai limiti di normativa in corrispondenza della sottostante viabilità (v. figura seguente).

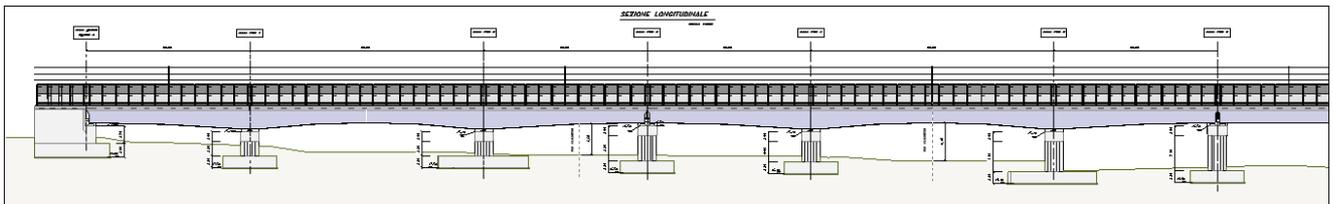


Figura 10. Campata di scavalco della via Flaminia

Le pile sono realizzate in c.a. Esse presentano un fusto a sezione cava. Le fondazioni sono costituite da 12 pali trivellati $\varnothing 1500$ collegati in testa da un plinto in c.a.

Si riportano a seguire le immagini della carpenteria della tipologia in oggetto; per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici.

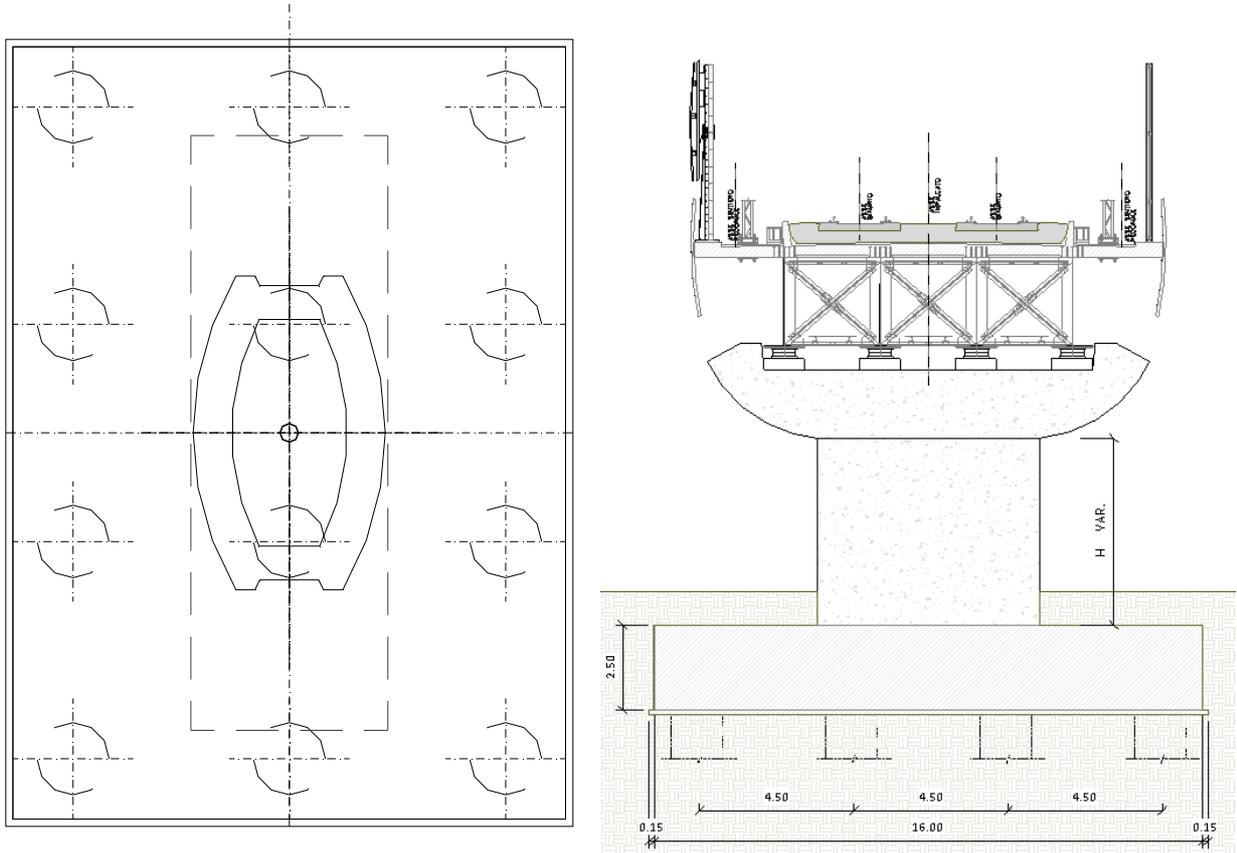


Figura 6: carpenteria pila e fondazioni

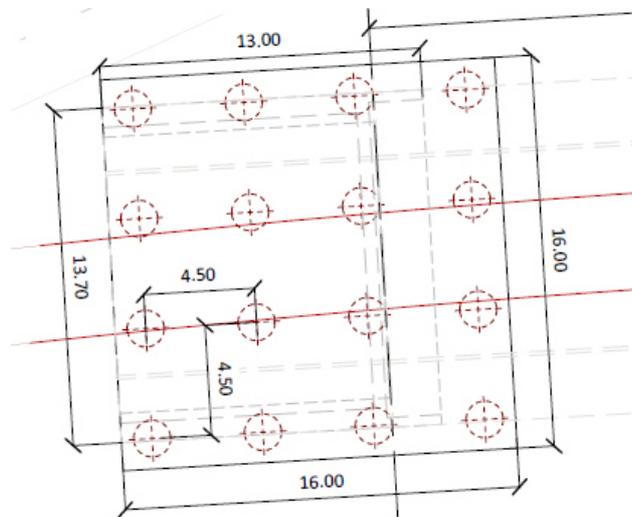


Figura 11. Pianta fondazioni spalla

La spalla e' realizzata in c.a. con fondazione su 16 pali $\varnothing 1500$.

Le fondazioni delle pile 1,2,4 e 5 sono realizzate su pozzo con diaframmi; tale scelta é derivata dalle rilevanti azioni di natura sismica cui sono sottoposte le pile per effetto dello schema di vincolo assegnato all'impalcato. Si riporta di seguito uno stralcio in pianta di una fondazione a pozzo.

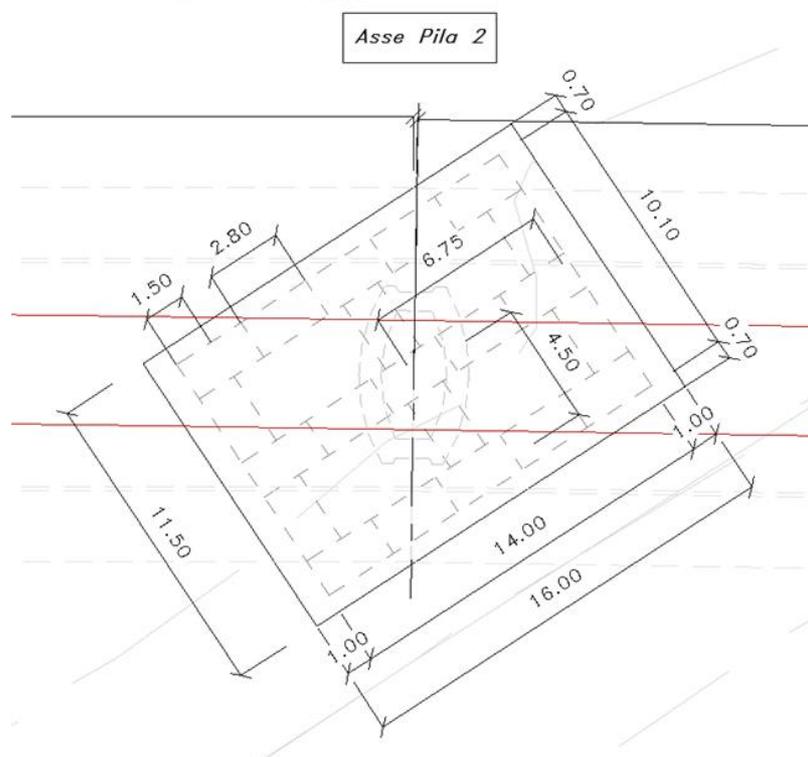


Figura 7: carpenteria fondazioni a pozzo

La sezione trasversale prevede una larghezza di 13,70 m e consente l'istallazione di barriere tipologiche standard, ove previste. La sezione è completata da velette in c.a., previste per ridurre l'impatto delle strutture nel contesto urbano. La sezione di impalcato utilizzata è una soluzione tipologica standard comunemente adottata per le luci del viadotto in oggetto.

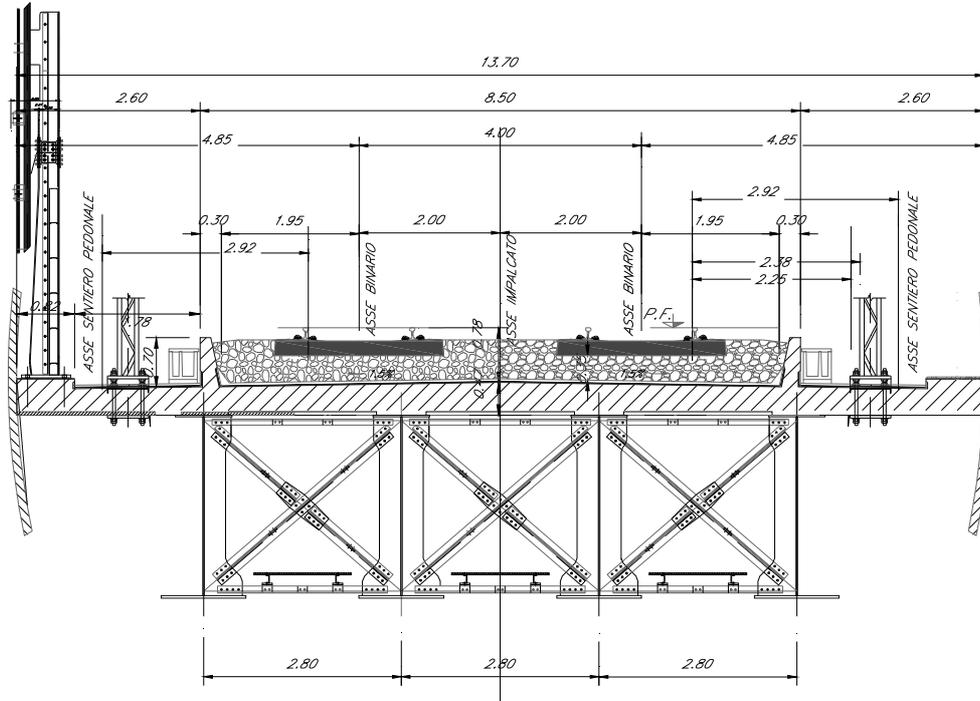


Figura 12. Sezione tipo - Impalcato a struttura mista acciaio calcestruzzo a doppio binario

In corrispondenza delle pile 17-18-19-20, il tracciato vede un andamento dei binari tale da rendere necessario un allargamento del viadotto, con l'impiego di una sezione variabile. Tale allargamento è compatibile con le caratteristiche costruttive della tipologia di impalcato adottata, anche in relazione alle luci previste. L'allargamento dell'impalcato rende necessario un allargamento anche del fusto pila. In corrispondenza delle pile interessate dall'allargamento, è stata prevista una differente geometria delle fondazioni, con una soluzione a 15 pali $\phi 1500$. Per maggiori dettagli, si rimanda agli elaborati grafici.



Figura 12. Vista prospettica - Ponte a struttura mista acciaio calcestruzzo a doppio binario

Le prime 6 campate del viadotto sono costituite da 2 impalcati continui ognuno di 3 campate. Sulla prima pila intermedia di ogni impalcato (di tre luci) vengono posizionati gli appoggi fissi, sulla seconda quelli unidirezionali. Con l'obiettivo di ridurre le rilevanti azioni sismiche longitudinali che nascono per effetto della continuità degli impalcati, si prevede l'installazione di shock-transmitter in corrispondenza della "pila mobile intermedia" di ciascun impalcato continuo.

2.1 Valutazione delle soluzioni progettuali adottate

L'intervento oggetto del presente documento si sviluppa in un contesto fortemente urbanizzato e caratterizzato da numerosi vincoli legati, tra gli altri, alla viabilità preesistente e alla presenza di edifici, opere d'arte e sottoservizi. Le soluzioni progettuali adottate sono state orientate a minimizzare l'impatto sulle attività preesistenti, per quanto possibile. In questo senso l'impiego, ove possibile, di viadotti ad impalcato continuo (col conseguente aumento delle luci, a parità di altre condizioni) è orientata ad ottimizzare il numero di pile riducendo quindi l'impatto sul territorio sia in fase di esecuzione che a lungo termine.

In alcuni casi l'impiego di viadotti continui si è rivelata scelta obbligata al fine di ottenere un adeguato franco nei confronti delle viabilità esistenti, tenuto conto dei vincoli legati al tracciato ferroviario.

In considerazione di quanto sopra, gli impalcati a sezione mista acciaio-calcestruzzo sono stati ritenuti la soluzione ottimale in relazione ai costi, allo schema statico ipotizzato e alle masse strutturali, con la conseguente riduzione delle dimensioni delle opere di fondazione.

Anche l'impiego di shock transmitter ha l'obiettivo di ottimizzare le dimensioni delle fondazioni degli impalcati continui, mantenendo allo stesso tempo schemi di vincolo compatibili con le esigenze derivanti dall'esercizio ferroviario.

Le sezioni sono predisposte per l'impiego di barriere antirumore, ove necessario, al fine di ottenere il rispetto dei vincoli di norma su recettori presenti.

Infine, rispetto ad altre soluzioni, gli impalcati a sezione mista acciaio-calcestruzzo presentano vantaggi dal punto di vista della flessibilità in fase di realizzazione, essendo idonei sia al varo di punta che a soluzioni che prevedono il sollevamento dal basso, in configurazione preassemblata per conci di grandi dimensioni. Tale condizione consente di ottimizzare anche i tempi di realizzazione, elemento fondamentale per minimizzare l'impatto della realizzazione in un contesto fortemente urbanizzato come quello in essere.

3 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito i carichi considerati nelle valutazioni effettuate, rimandando ai successivi § del presente documento per la valutazione delle azioni.

3.1 Peso impalcati (G1)

Il peso degli impalcati viene considerato coerentemente con la tipologia costruttiva e differenziato sulla base delle luci di calcolo. In particolare, si considerano i seguenti carichi, comprensivi del peso proprio e di tutti i permanenti portati.

$q = 40 \text{ t/m}$ per $L < 40 \text{ m DB}$

$q = 43 \text{ t/m}$ per $L > 40 \text{ m DB}$

3.2 Peso sottostrutture (pulvino, pila, plinto)

Il carico delle strutture in c.a. e c.a.p. viene valutato considerando un peso di volume pari a 25 kN/mc . Di seguito si riporta la stima dei pesi propri considerati.

3.3 Azioni variabili

3.3.1 Treni di carico

I carichi verticali sono definiti per mezzo dei modelli di carico elencati nella seguente tabella. I valori caratteristici dei carichi attribuiti ai modelli di carico debbono moltiplicarsi per il coefficiente " α " che deve assumersi come da tabella seguente:

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE " α "
LM71	1.1
SW/0	1.1
SW/2	1.0

Tabella 1 – coefficienti α per modelli di carico

3.3.1.1 Treno di carico LM71

Il Treno di carico LM71 è schematizzato nella figura seguente.

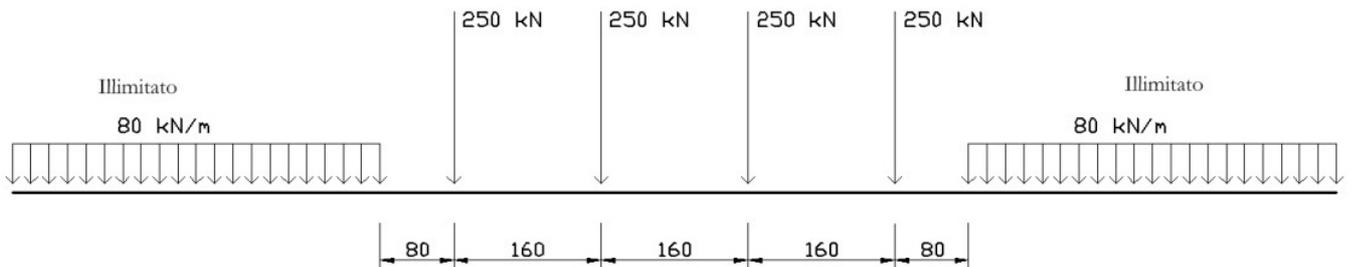


Figura 8 – Treno di carico LM71

3.3.1.2 Treno di carico SW/2-SW/0

Il Treno di carico SW/2-SW/0 è schematizzato nella figura seguente.

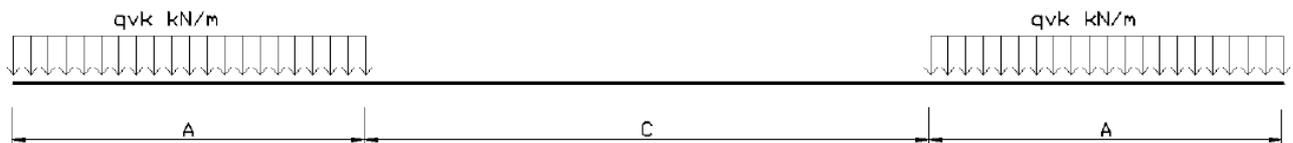


Figura 9 – Treno di carico SW

Tipo di carico	Qvk [kN/m]	A [m]	C [m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

Tabella 2 – caratterizzazione treni di carico SW

3.3.2 Forza centrifuga

La forza centrifuga si considera agente verso l'esterno della curva, in direzione orizzontale ed applicata alla quota di 1,80 m al di sopra del P.F.

Le azioni centrifughe sono state valutate secondo le seguenti espressioni:

$$Q_{ik} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot Q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} (f \cdot Q_{vk})$$

$$q_{ik} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} (f \cdot q_{vk})$$

Le azioni centrifughe sono state valutate secondo quanto riportato nella seguente tabella.

Valore di α	Massima velocità della linea [Km/h]	Azione centrifuga basata su:				traffico verticale associato
		V	α	f		
SW/2	≥ 100	100	1	1	$1 \times 1 \times SW/2$	$\Phi \times 1 \times SW/2$
	< 100	V	1	1	$1 \times 1 \times SW/2$	
LM71 e SW/0	> 120	V	1	f	$1 \times f \times (LM71''+''SW/0)$	$\Phi \times 1 \times 1 \times (LM71''+''SW/0)$
		120	α	1	$\alpha \times 1 \times (LM71''+''SW/0)$	$\Phi \times \alpha \times 1 \times (LM71''+''SW/0)$
	≤ 120	V	α	1	$\alpha \times 1 \times (LM71''+''SW/0)$	

Tabella 3 – Parametri per determinazione della forza centrifuga

Nella valutazione delle azioni centrifughe sono state considerate velocità e raggi di curvatura coerenti con i vincoli di tracciato.

3.3.3 Serpeggio

La forza laterale indotta dal serpeggio si considera come una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario. Tale azione si applicherà sia in rettilineo che in curva.

Il valore caratteristico di tale forza è stato assunto pari a $Q_{sk}=100$ kN. Tale valore deve essere moltiplicato per α , ma non per il coefficiente di incremento dinamico.

Questa forza laterale deve essere sempre combinata con i carichi verticali.

3.3.4 Avviamento e frenatura

Le forze di frenatura e di avviamento si considera come azione agente sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso, come carico uniformemente distribuito. A vantaggio di sicurezza si trascurano gli effetti di interazione binario struttura.

Si considerano i seguenti valori delle azioni:

Avviamento

$$Q_{la} = 33 \times L = < 1000 \text{ kN} \quad \text{per LM71 e SW/2}$$

Frenatura

$$Q_{lb} = 20 \times L < 6000 \text{ kN} \quad \text{per LM71}$$

$$Q_{lb} = 35 \times L \quad \text{per SW/2}$$

Come previsto dalla normativa, si considerano due treni in transito in versi opposti, uno in fase di avviamento, l'altro in fase di frenatura. Le azioni di frenatura ed avviamento si combinano con i relativi carichi da traffico verticali.

3.4 Azioni dinamiche

Le valutazioni effettuate nel presente documento si riferiscono alle sottostrutture (pile e fondazioni). Le azioni dinamiche sono state pertanto trascurate.

3.5 Azioni climatiche

3.5.1 Vento

Si assume convenzionalmente e cautelativamente una pressione uniforme agente lateralmente pari a 2.50 kN/mq.

3.6 Azione Sismica (E)

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 17 gennaio 2018 e relativa circolare applicativa.

3.6.1 Valutazione dei parametri di pericolosità

La valutazione dei parametri di pericolosità sismica conduce alla determinazione delle azioni sismiche di progetto da applicare sulla struttura in esame.

A tal fine è necessario definire la localizzazione geografica del sito, la classe d'uso e la vita nominale dell'opera strutturale (VN), quest'ultima intesa come il numero di anni nel quale la struttura, soggetta ad una manutenzione ordinaria, assolva alla funzione per la quale è stata progettata.

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale: $VN = 75$ anni (categoria 2: "Altre opere nuove a velocità

$V < 250$ Km/h") ed una classe d'uso IV a cui è associato un coefficiente d'uso pari a (NTC – Tabella 2.4.II): $C_u =$

2.0.

I parametri di pericolosità sismica vengono valutati in relazione ad un periodo di riferimento V_R calcolato come il prodotto tra la vita nominale V_n ed il coefficiente d'uso C_u :

$$V_R = V_n \cdot C_u$$

Pertanto, per l'opera in oggetto, il periodo di riferimento è pari a $V_R = 75 \times 2.0 = 150$ anni

Altri parametri che concorrono alla valutazione delle azioni sismiche sono riportati di seguito:

- Categoria sottosuolo **C**
- Categoria topografica **T1**

Si rimanda alle successive fasi di progettazione una valutazione più accurata della risposta sismica locale.

In questa fase, al fine di semplificare il dimensionamento delle fondazioni, stata condotta una valutazione della variabilità dei parametri sismici in corrispondenza delle opere analoghe a quella oggetto del presente documento, per lo SLV. Come prevedibile, si è riscontrata una sostanziale omogeneità dei parametri caratterizzanti l'azione sismica al variare della posizione delle opere. Si riporta di seguito una sintesi del confronto.

	1	2	3	4	5	6	7	8
Opera	VI01	VI02	VI04	VI05	VI06	VI07	VI08	VI09
Lat.rif.	41,951182	41,942087	41,943127	41,941602	41,943548	41,943012	41,943616	41,943006
Long.rif.	12,482794	12,502391	12,500542	12,505840	12,512381	12,515050	12,509654	12,513967
STATO LIMITE	SLV							
Cat.Sottosuolo	C	C	C	C	C	C	C	C
Cat.Topogr.	T1							
a_g	0,136	0,139	0,139	0,140	0,142	0,142	0,140	0,143
F_0	2,711	2,694	2,693	2,689	2,687	2,684	2,689	2,682
F_v	1,350	1,356	1,355	1,358	1,367	1,365	1,358	1,369
$S_{s(\text{orizzontale})}$	1,479	1,475	1,475	1,474	1,471	1,471	1,474	1,470
$S_{s(\text{verticale})}$	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
$S_T (h/H=1)$	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
$q_{\text{orizzontale}}$	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
$q_{\text{verticale}}$	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

$S_{s(\text{orizzontale})}$	1,479	1,475	1,475	1,474	1,471	1,471	1,474	1,470
$S_{s(\text{verticale})}$	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
$\eta = 1/q_{\text{orizzontale}}$	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
$\eta = 1/q_{\text{verticale}}$	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
$a_{g,0}$	0,201	0,205	0,205	0,206	0,209	0,209	0,206	0,210
$a_{g,0,\text{max}}$	0,545	0,552	0,552	0,555	0,561	0,561	0,555	0,564
$a_{g,v}$	0,136	0,139	0,139	0,140	0,142	0,142	0,140	0,143
$a_{g,v,\text{max}}$	0,184	0,188	0,188	0,190	0,194	0,194	0,190	0,196

Tabella 4 – Confronto Parametri per determinazione dell'azione sismica

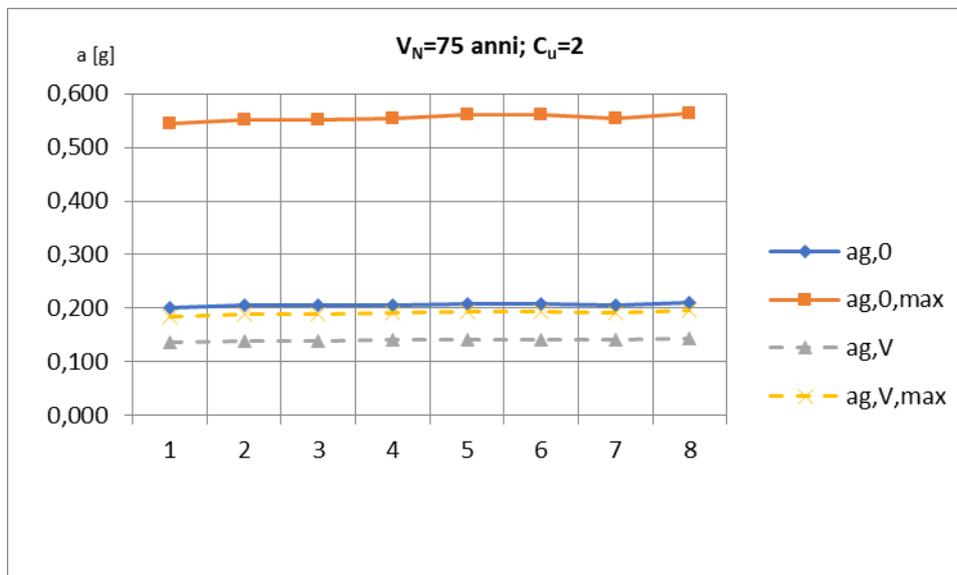


Figura 10 – Azione Sismica – Confronto Accelerazioni

Si riporta di seguito la valutazione degli spettri effettuata per uno dei siti considerati.



I valori dei funzionali dello spettro di risposta sismica (a_g , F_0 , T_c^*) per gli stati limite di normativa sono riportati in Tabella 5:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	90	0,061	2,574	0,285
SLD	151	0,071	2,597	0,295
SLV	1424	0,130	2,752	0,343
SLC	2475	0,147	2,792	0,355

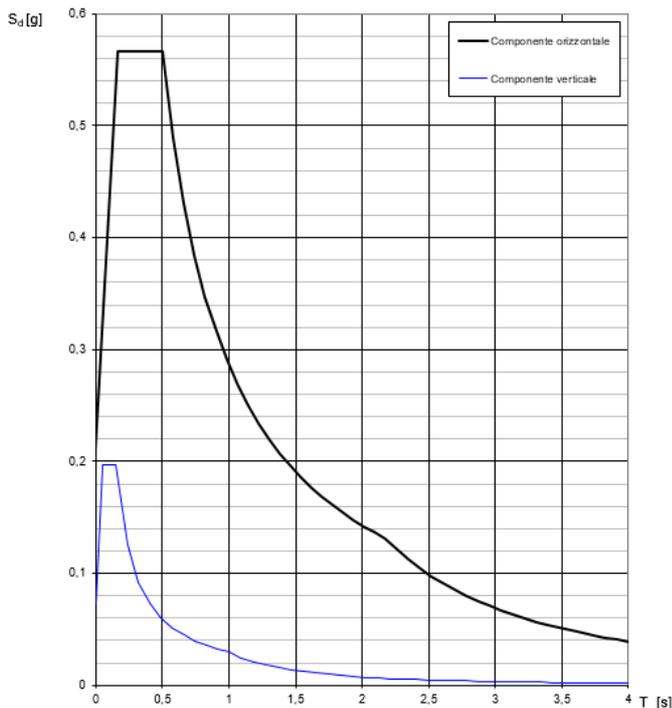
Tabella 5: valori dei funzionali dello spettro di risposta sismica

In cui:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno al piano campagna, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- S coefficiente che contempla l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T).

In Tabella 6 si riportano i valori dei funzionali e le coordinate dei punti del solo spettro di risposta sismica relativo allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV):

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
a_g	0,130 g
F_0	2,752
T_C^*	0,343 s
S_S	1,486
C_C	1,494
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti	
S	1,486
η	1,000
T_B	0,171 s
T_C	0,513 s
T_D	2,118 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{10 \cdot (S - 0.5)} \geq 0.55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6, §. 3.2.3.5})$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

T [s]	S _d [g]
0,000	0,193
0,171	0,530
0,513	0,530
0,589	0,461
0,666	0,408
0,742	0,366
0,819	0,332
0,895	0,304
0,972	0,280
1,048	0,259
1,125	0,242
1,201	0,226
1,277	0,213
1,354	0,201
1,430	0,190
1,507	0,180
1,583	0,172
1,660	0,164
1,736	0,157
1,813	0,150
1,889	0,144
1,965	0,138
2,042	0,133
2,118	0,128
2,208	0,118
2,298	0,109
2,387	0,101
2,477	0,094
2,566	0,087
2,656	0,082
2,746	0,076
2,835	0,072
2,925	0,067
3,014	0,063
3,104	0,060
3,194	0,056
3,283	0,053
3,373	0,051
3,462	0,048
3,552	0,046
3,642	0,044
3,731	0,041
3,821	0,039
3,910	0,038
4,000	0,036

Tabella 6: Parametri spettro di risposta sismica allo SLV

La valutazione delle sollecitazioni è stata svolta con il metodo pseudo statico, eseguendo un calcolo elastico assumendo un fattore di struttura **1.0 per le fondazioni**. In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Alla luce di quanto sopra, la valutazione delle azioni sismiche è stata condotta con riferimento a pseudo-accellerazioni costanti in direzione orizzontale e verticale rispettivamente pari a 0,57g e 0,20g.

4 GRUPPI DI CARICO E COMBINAZIONI

Le analisi sono state condotte, in via semplificata, in riferimento ai gruppi di carico e alle combinazioni di carico previste dalla normativa. In particolare sono stati considerati i gruppi di carico 1 e 3 per la massimizzazione delle azioni verticali, laterali e longitudinali.

Tab. 5.2.IV - Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,0	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,0	0,0	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,0	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6;0,4)	-	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	Fessurazione

Tabella 7: Coefficienti per la Valutazione carichi da traffico

Si riporta di seguito una tabella di sintesi relativa ai coefficienti considerati per la definizione delle combinazioni SLU e SLV.

	Permanenti	Traffico Gruppo 1	Traffico Gruppo 3	Vento	Sisma x	Sisma y	Sisma z
SLU	Comb.1	1,35	0	0	0	0	0
	Comb.2	1,35	1,45	0	0	0	0
	Comb.3	1,35	0	1,45	0	0	0
	Comb.4	1,35	1,45	0	0,9	0	0
	Comb.5	1,35	0	1,45	0,9	0	0
	Comb.6	1,35	1,16	0	1,5	0	0
	Comb.7	1,35	0	1,16	1,5	0	0
SLV	Comb.8	1	0	0	1	0,3	0,3
	Comb.9	1	0	0	0,3	1	0,3
	Comb.10	1	0	0	0	0,3	1
	Comb.11	1	0	0	0	1	-0,3
	Comb.12	1	0	0	0	0,3	-0,3
	Comb.13	1	0	0	0	0,3	-1
	Comb.14	1	0,2	0	0	1	0,3
	Comb.15	1	0,2	0	0	0,3	1
	Comb.16	1	0,2	0	0	0,3	1

	Permanenti	Traffico Gruppo 1	Traffico Gruppo 3	Vento	Sisma x	Sisma y	Sisma z
Comb.17	1	0,2	0	0	1	0,3	-0,3
Comb.18	1	0,2	0	0	0,3	1	-0,3
Comb.19	1	0,2	0	0	0,3	0,3	-1
Comb.20	1	0	0,2	0	1	0,3	0,3
Comb.21	1	0	0,2	0	0,3	1	0,3
Comb.22	1	0	0,2	0	0,3	0,3	1
Comb.23	1	0	0,2	0	1	0,3	-0,3
Comb.24	1	0	0,2	0	0,3	1	-0,3
Comb.25	1	0	0,2	0	0,3	0,3	-1
Comb.26	1	1	0	0	1	0	0
Comb.27	1	1	0	0	0	1	0
Comb.28	1	1	0	0	0	0	1

Tabella 8: Combinazioni SLU/SLV

5 NORME E RIFERIMENTI

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le prescrizioni contenute nelle seguenti normative.

- [N1] Legge 5/11/1971, n.1086 - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso e a struttura metallica.
- [N2] D. M. Min. II. TT. del 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42) – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- [N3] CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. n. 35 del 11 febbraio 2019) - Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- [N4] RFI DTC SIPS MA IFS 001 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili.
- [N5] RFI DTC SI SP IFS 001 – Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili.
- [N6] Regolamento (UE) N° 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 776/2019 della Commissione del 16 maggio 2019.

6 MODALITA' E CRITERI DI ANALISI

Le analisi strutturali sono state condotte con approccio semplificato. Le azioni statiche sono state considerate in riferimento alle effettive condizioni di vincolo degli impalcati e ai relativi schemi statici. La valutazione delle azioni e delle sollecitazioni sismiche, come detto è stata effettuata con il metodo pseudo statico, considerando le masse e l’effettiva geometria del viadotto. Sono stati individuati i casi più critici e rappresentativi delle soluzioni di progetto adottate; per tali casi è stata effettuata la valutazione delle sollecitazioni in fondazione, per consentire le opportune verifiche strutturali.

In questo caso sono stati individuati 2 casi tipo, corrispondenti alla pila P5 e alla pila P15, corrispondenti alle situazioni più severe rispettivamente per gli impalcati continui e per quelli isostatici.

Opera	schema statico	Luci			Pila	h _{pila}	caso	Famiglia Pila/Fond	Numero pali	v	R
		m	m	m							
-	-				-	m	-		-		
VI01	Continuo	35	52	35	P5	6,6	1	A	pozzo	75	500
VI01	Appoggio	40	40	0	P15	8,4	2	B	12	75	350

Per la pila P5, l’azione sismica longitudinale è stata ripartita tra la P4 e la P5, data la presenza degli shock-transmitter.

7 AZIONI E SOLLECITAZIONI

7.1 Fondazioni pila P5

Si riporta di seguito la valutazione delle azioni e delle sollecitazioni in coerenza con i carichi e i metodi esposti in precedenza nel presente documento. Le valutazioni riportate si intendono cautelativamente valide anche per le pile P1-P2 e P4, per analogia dello schema statico degli impalcati.

Peso Impalcato

Campata	Luce	q	incidenza	Q
-	m	kN/m	-	kN
1	35	400	1	14000
2	52	430	1	22360
3	35	400	1	14000
				50360

Carico Verticale su Pila

Campata	Luce	q	incidenza	Q
-	m	kN/m	-	kN
1	35	400	0,625	8750
2	52	430	0,5	11180
				19930

Peso sottostrutture (pulvino, pila, plinto)

	A	H÷S	V	γ	P
	mq	m	mc	kN/mc	kN
Pulvino	23,26	4,3	100,02	25	2500
Fusto pila	12,2	6,6	80,52	25	2013
Plinto	184	2,5	460	25	11500

Treni di carico

LM71			SW0			SW2		
Luce	Eq. flettente	Eq. Tagliante	Luce	Eq. flettente	Eq. Tagliante	Luce	Eq. flettente	Eq. Tagliante
m	kN/m	kN/m	m	kN/m	kN/m	m	kNm	kN
35	106,26	110,06	35	101,45	114,33	35	138,37	140,33
52	98,23	100,66	52	95,33	102,30	52	120,80	133,12

Campata	Luce	q-LM71	q-SW0	q-SW2	incidenza	Q-LM71	Q-SW0	Q-SW2
-	m	kN/m	kN/m	kN/m	-	kN	kN	kN
1	35	110	114	140	1	3850	3990	4900
2	52	101	102	133	1	5252	5304	6916
3	35	110	114	140	1	3850	3990	4900
	122					12952	13284	16716
					Qmax	10248	3990	7500
					α	1,1	1,1	1
						11273	4389	7500

Carico Verticale su Pila

Campata	Luce	q-LM71	q-SW0	q-SW2	incidenza	Q-LM71	Q-SW0	Q-SW2
-	m	kN/m	kN/m	kN/m	-	kN	kN	kN
1	35	110	114	140	0,625	2406	2494	3063
2	52	101	102	133	0,5	2626	2652	3458
						5032	5146	6521
					α	1,1	1,1	1
						5535	5660	6521

Forza Centrifuga

Tipo	treno	Q _{vk}	q _{vk}	V	R	f	Q _{tk}	q _{tk}
		kN	kN/m	km/h	m	-	kN	kN/m
1	LM71	0	110	75	500	1	0,0	9,7
2	SW/0	0	114	75	500	1	0,0	10,1
3	SW/2	0	140	75	500	1	0,0	12,4

Campata	Luce	q-LM71	q-SW0	q-SW2	incidenza	Q-LM71	Q-SW0	Q-SW2
---------	------	--------	-------	-------	-----------	--------	-------	-------

Relazione tecnico-descrittiva e di predimensionamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR4E	11	R09	RGVI0100001	B	22 di 50

-	m	kN/m	kN/m	kN/m	-	kN	kN	kN
1	35	9,7	10,1	12,4	0,625	213	221	271
2	52	9,7	10,1	12,4	0,5	213	221	271
						426	442	543
α						1,1	1,1	1
						469	486	543

Serpeggio

	Qsk-LM71	Qsk-SW0	Qsk-SW2
	kN	kN	kN
	100	100	100
α	1,1	1,1	1
	110	110	100

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE " α "
LM71	1.1
SW/0	1.1
SW/2	1.0

Avviamento

Campata	Luce	$q_{la,k}$	$Q^*_{la,k}$
-	m	kN/m	kN
1	35	33	1155
2	52	33	1716
3	35	33	1155
			4026

$Q_{la,k}$	1000	kN
α	1,1	-
	1100	kN

Frenatura

LM71 - SW/0

Campata	Luce	incidenza	$q_{lb,k}$	$Q^*_{lb,k}$
-	m	-	kN/m	kN
1	35	1	20	700
2	52	1	20	1040
3	35	1	20	700
				2440

$Q_{lb,k,LM71-SW0,max}$	6000	kN
$Q_{lb,k,LM71-SW0}$	2440	kN
α	1,1	-
	2684	kN

SW/2

Relazione tecnico-descrittiva e di predimensionamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR4E	11	R09	RGVI0100001	B	23 di 50

Campata	Luce	$q_{lb,k}$	$Q^*_{lb,k}$
-	m	kN/m	kN
1	35	35	1225
2	52	35	1820
3	35	35	1225
			4270

$Q_{lb,k,SW2,max}$ **1995** kN (35x(25+7+25))

$Q_{lb,k,LM71-SW0}$ 1995 kN

Vento

q_{wk} 2,5 kN/mq

Carico Orizzontale su

Pila

Campata	Luce	h	q_{wk}	incidenza	Q_{hw}
-	m	m	kN/m	-	kN
1	35	9	2,5	0,625	492
2	52	9	2,5	0,5	585
					1077

Gruppi di Carico

Carico	R_z	$R_{Long.}$	$R_{Trasv.}$	gruppo 1			gruppo 3				
				coeff.	R_z	$R_{Long.}$	$R_{Trasv.}$	coeff.	R_z	$R_{Lon. g.}$	$R_{Tras v.}$
-	kN	kN	kN	-	kN	kN	kN	-	kN	kN	kN
LM71 binario 1	5535	0	0	1,0	5535	0	0	1,0	5535	0	0
LM71/SW0/SW2 binario 2	6521	0	0	1,0	6521	0	0	1,0	6521	0	0
Frenatura	0	2684	0	0,5	0	1342	0	1,0	0	2684	0
Avviamento	0	1100	0	0,5	0	550	0	1,0	0	1100	0
Centrifuga	0	0	1012	1,0	0	0	1012	0,5	0	0	506
Serpeggio	0	0	220	1,0	0	0	220	0,5	0	0	110
					12056	1892	1232				
								12056	3784	616	

Azioni sismiche

Sisma Longitudinale

Accelerazione sismica orizz. long.

0,57 g

Massa per carichi da traffico (totale)

4509 kN

(0.2 carico max da traffico
LM71+SWx)

Massa sismica Longitudinale Impalcato

50360 kN

	Massa	R _z	R _{Long.}	R _{Trasv.}
		kN	kN	kN
Impalcato	50360	0	28705	0
carichi da traffico	4509	0	2570	0
Pulvino	2500	0	1425	0
Fusto pila	2013	0	1147	0
Plinto	11500	0	6555	0

Sisma Trasversale

Accelerazione sismica orizz. trasv.

0,57 g

Massa per carichi da traffico (totale)

2411 kN

(0.2 carico max da traffico
LM71+SWx)

Massa sismica Trasversale Impalcato

19930 kN

	Massa	R _z	R _{Long.}	R _{Trasv.}
		kN	kN	kN
Impalcato	19930	0	0	11360
carichi da traffico	2411	0	0	1374
Pulvino	2500	0	0	1425
Fusto pila	2013	0	0	1147
Plinto	11500	0	0	6555

Sisma Verticale

Accelerazione sismica orizz. trasv.

0,2 g

Massa per carichi da traffico (totale)

2411 kN

(0.2 carico max da traffico
LM71+SWx)

Massa sismica Verticale Impalcato

19930 kN

	Massa	R _z	R _{Long.}	R _{Trasv.}
		kN	kN	kN
Impalcato	19930	3986	0	0

carichi da traffico	2411	482	0	0
Pulvino	2500	500	0	0
Fusto pila	2013	403	0	0
Plinto	11500	2300	0	0

Dati geometrici

$h_{G,treno}$	2,0 m
$h_{impalcato}$	5,4 m
$h_{pulgino}$	2,0 m
h_{pila}	6,6 m
h_{plinto}	2,5 m
$h_{b.a.}$	5,0 m

7.1.1 Sollecitazioni

Si riporta di seguito la sintesi delle sollecitazioni SLU e SLV più gravose, Per le verifiche delle fondazioni si rimanda al corrispondente elaborato di dettaglio.

		SLU									
		Rzmax	Rzmin	RLong.max	RLong.min	RTrasv.max	RTrasv.min	MLong.max	MLong.min	MTrasv.max	MTrasv.min
R_z	kN	66005	48524	66005	48524	62509	48524	66005	48524	62509	48524
$R_{Long.}$	kN	2743	0	5584	0	2356	0	5584	0	2356	0
$R_{Trasv.}$	kN	1786	0	1862	0	3044	0	1862	0	3044	0
$M_{Long.}$	kN-m	45266	0	92112	0	38847	0	92112	0	38847	0
$M_{Trasv.}$	kN-m	32397	0	32001	0	52255	0	32001	0	52255	0

		SLV									
		Rzmax	Rzmin	RLong.max	RLong.min	RTrasv.max	RTrasv.min	MLong.max	MLong.min	MTrasv.max	MTrasv.min
R_z	kN	53370	30573	47999	47999	47999	47999	47999	47999	47999	47999
$R_{Long.}$	kN	1892	5463	20102	1892	1892	20102	20102	1892	1892	20102
$R_{Trasv.}$	kN	1232	4592	1232	16539	16539	1232	1232	16539	16539	1232
$M_{Long.}$	kN-m	31218	72867	274108	31218	31218	274108	274108	31218	31218	274108
$M_{Trasv.}$	kN-m	22343	60974	22343	225588	225588	22343	22343	225588	225588	22343

7.2 Spiccato fusto pila P5

La valutazione delle azioni è identica a quella riportata per le fondazioni (e verrà pertanto omessa), con l'eccezione delle azioni sismiche. Queste ultime sono state valutate in riferimento a un coeff. $q=1,5$. Si riporta di seguito la valutazione delle azioni sismiche.

Azioni sismiche

Si trascura il sisma verticale

Sisma Longitudinale

Accelerazione sismica orizz. long.	0,38 g	
Massa per carichi da traffico (totale)	4509 kN	(0.2 carico max da traffico LM71+SWx)
Massa sismica Longitudinale Impalcato	50360 kN	

	Massa	R _z	R _{Long.}	R _{Trasv.}
		kN	kN	kN
Impalcato	50360	0	19137	0
carichi da traffico	4509	0	1713	0
Pulvino	2500	0	950	0
Fusto pila	2013	0	765	0
Plinto	0	0	0	0

Sisma Trasversale

Accelerazione sismica orizz. trasv.	0,38 g	
Massa per carichi da traffico (totale)	2411 kN	(0.2 carico max da traffico LM71+SWx)
Massa sismica Trasversale Impalcato	19930 kN	

	Massa	R _z	R _{Long.}	R _{Trasv.}
		kN	kN	kN
Impalcato	19930	0	0	7573
carichi da traffico	2411	0	0	916
Pulvino	2500	0	0	950
Fusto pila	2013	0	0	765
Plinto	0	0	0	0

Sisma Verticale

Accelerazione sismica orizz. trasv.	0,2 g	
Massa per carichi da traffico (totale)	2411 kN	(0.2 carico max da traffico LM71+SWx)

Massa sismica Verticale Impalcato 19930 kN

	Massa	R _z	R _{Long.}	R _{Trasv.}
		kN	kN	kN
Impalcato	19930	3986	0	0
carichi da traffico	2411	482	0	0
Pulvino	2500	500	0	0
Fusto pila	2013	403	0	0
Plinto	0	0	0	0

Dati geometrici

h _{G,treno}	2,0 m
h _{impalcato}	5,4 m
h _{pulvino}	2,0 m
h _{pila}	6,6 m
h _{plinto}	0,0 m
h _{b.a.}	5,0 m

7.2.1 Sollecitazioni

Si riporta di seguito la sintesi delle sollecitazioni SLU e SLV più gravose.

		SLU									
		Rzmax	Rzmin	RLong.max	RLong.min	RTrasv.max	RTrasv.min	MLong.max	MLong.min	MTrasv.max	MTrasv.min
R _z	kN	50480	32999	50480	32999	46984	32999	50480	32999	46984	32999
R _{Long.}	kN	2743	0	5584	0	2356	0	5584	0	2356	0
R _{Trasv.}	kN	1786	0	1862	0	3044	0	1862	0	3044	0
M _{Long.}	kN-m	38408	0	78153	0	32956	0	78153	0	32956	0
M _{Trasv.}	kN-m	27933	0	27345	0	44644	0	27345	0	44644	0

		SLV									
		Rzmax	Rzmin	RLong.max	RLong.min	RTrasv.max	RTrasv.min	MLong.max	MLong.min	MTrasv.max	MTrasv.min
R _z	kN	41870	19073	36499	36499	36499	36499	36499	36499	36499	36499
R _{Long.}	kN	1892	3642	14032	1892	1892	14032	14032	1892	1892	14032
R _{Trasv.}	kN	1232	3061	1232	11436	11436	1232	1232	11436	11436	1232

Relazione tecnico-descrittiva e di predimensionamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR4E	11	R09	RGVI0100001	B	29 di 50

35	106,26	110,06	35	101,45	114,33	35	138,37	140,33
40	103,25	106,51	40	100,89	112,63	40	129,78	136,38

Campata	Luce	q-LM71	q-SW0	q-SW2	incidenza	Q-LM71	Q-SW0	Q-SW2	
-	m	kN/m	kN/m	kN/m	-	kN	kN	kN	
1	40	107	0	136	0	0	0	0	
2	40	107	0	136	1	4280	0	5440	
3	0	0	0	0	0	0	0	0	
80						4280	0	5440	
						Qmax	6888	3990	7500

α	1,1	1,1	1
	4708	0	5440

Carico Verticale su Pila

Campata	Luce	q-LM71	q-SW0	q-SW2	incidenza	Q-LM71	Q-SW0	Q-SW2	
-	m	kN/m	kN/m	kN/m	-	kN	kN	kN	
1	40	107	0	136	0,5	2140	0	2720	
2	40	107	0	136	0,5	2140	0	2720	
						4280	0	5440	
						α	1,1	1,1	1
						4708	0	5440	

Forza Centrifuga

Tipo	treno	Q _{vk}	q _{vk}	V	R	f	Q _{tk}	q _{tk}
		kN	kN/m	km/h	m	-	kN	kN/m
1	LM71	0	107	75	350	1	0,0	13,5
2	SW/0	0	0	75	350	1	0,0	0,0
3	SW/2	0	136	75	350	1	0,0	17,2

Campata	Luce	q-LM71	q-SW0	q-SW2	incidenza	Q-LM71	Q-SW0	Q-SW2	
-	m	kN/m	kN/m	kN/m	-	kN	kN	kN	
1	40	13,5	0,0	17,2	0,5	271	0	344	
2	40	13,5	0,0	17,2	0,5	271	0	344	
						542	0	688	
						α	1,1	1,1	1
						596	0	688	

Serpeggio

	Qsk-LM71	Qsk-SW0	Qsk-SW2
	kN	kN	kN
	100	0	100
α	1,1	1,1	1
	110	0	100

Avviamento

Campata	Luce	$q_{ia,k}$	$Q^*_{ia,k}$
-	m	kN/m	kN
1	40	33	1320
2	40	33	1320
3	0	33	0
			2640

$Q_{ia,k}$	1000	kN
α	1,1	-
	1100	kN

Frenatura

LM71 - SW/0

Campata	Luce	incidenza	$q_{ib,k}$	$Q^*_{ib,k}$
-	m	-	kN/m	kN
1	40	0	20	0
2	40	1	20	800
3	0	0	20	0
				800

$Q_{ib,k,LM71-SW0,max}$	6000	kN
$Q_{ib,k,LM71-SW0}$	800	kN
α	1,1	-
	880	kN

SW/2

Campata	Luce	$q_{ib,k}$	$Q^*_{ib,k}$
-	m	kN/m	kN
1	40	35	1400

Relazione tecnico-descrittiva e di predimensionamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR4E	11	R09	RGVIO100001	B	31 di 50

2	40	35	1400
3	0	35	0
			2800

$Q_{lb,k,SW2,max}$ **1995** kN $(35 \times (25 + 7 + 2 \times 5))$ XXXXXXXXXX
 $Q_{lb,k,LM71-SW0}$ 1995 kN

Vento

q_{wk} 2,5 kN/mq

Carico Orizzontale su Pila

Campata	Luce	h	q_{wk}	incidenza	Q_{hw}
-	m	m	kN/m	-	kN
1	40	9	2,5	0,5	450
2	40	9	2,5	0,5	450
					900

Gruppi di Carico

Carico	R_z	$R_{Long.}$	$R_{Trasv.}$	gruppo 1				gruppo 3			
				coeff.	R_z	$R_{Long.}$	$R_{Trasv.}$	coeff.	R_z	$R_{Lon. g.}$	$R_{Tras v.}$
-	kN	kN	kN	-	kN	kN	kN	-	kN	kN	kN
LM71 binario 1	4708	0	0	1,0	4708	0	0	1,0	4708	0	0
LM71/SW0/SW2 binario 2	5440	0	0	1,0	5440	0	0	1,0	5440	0	0
Frenatura	0	1995	0	0,5	0	998	0	1,0	0	1995	0
Avviamento	0	1100	0	0,5	0	550	0	1,0	0	1100	0
Centrifuga	0	0	1284	1,0	0	0	1284	0,5	0	0	642
Serpeggio	0	0	220	1,0	0	0	220	0,5	0	0	110
					10148	1548	1504				
								10148	8	3095	752

Azioni sismiche

Si trascura il sisma verticale

Sisma Longitudinale

Accelerazione sismica orizz. long.

0,57 g

Massa per carichi da traffico (totale)

2030 kN

(0.2 carico max da traffico)

Massa sismica Longitudinale Impalcato

	16000
--	-------

 kN LM71+SWx

	Massa	R _z	R _{Long.}	R _{Trasv.}
		kN	kN	kN
Impalcato	16000	0	9120	0
carichi da traffico	2030	0	1157	0
Pulvino	2500	0	1425	0
Fusto pila	2562	0	1460	0
Plinto	11500	0	6555	0

Sisma Trasversale

Accelerazione sismica orizz. trasv.

	0,57
--	------

 g

Massa per carichi da traffico (totale)

	2030
--	------

 kN

Massa sismica Trasversale Impalcato

	16000
--	-------

 kN

(0.2 carico max da traffico
LM71+SWx)

	Massa	R _z	R _{Long.}	R _{Trasv.}
		kN	kN	kN
Impalcato	16000	0	0	9120
carichi da traffico	2030	0	0	1157
Pulvino	2500	0	0	1425
Fusto pila	2562	0	0	1460
Plinto	11500	0	0	6555

Sisma Verticale

Accelerazione sismica orizz. trasv.

	0,2
--	-----

 g

Massa per carichi da traffico (totale)

	2030
--	------

 kN

Massa sismica Verticale Impalcato

	16000
--	-------

 kN

(0.2 carico max da traffico
LM71+SWx)

	Massa	R _z	R _{Long.}	R _{Trasv.}
		kN	kN	kN
Impalcato	16000	3200	0	0
carichi da traffico	2030	406	0	0
Pulvino	2500	500	0	0
Fusto pila	2562	512	0	0
Plinto	11500	2300	0	0

Dati geometrici

$h_{G,treno}$	2,0 m
$h_{impalcato}$	4,0 m
$h_{pulsino}$	2,0 m
h_{pila}	8,4 m
h_{plinto}	2,5 m
$h_{b.a.}$	5,0 m

7.3.1 Sollecitazioni

Si riporta di seguito la sintesi delle sollecitazioni SLU e SLV più gravose, Per le verifiche delle fondazioni si rimanda al corrispondente elaborato di dettaglio.

		SLU									
		Rzmax	Rzmin	RLong.max	RLong.min	RTrasv.max	RTrasv.min	MLong.max	MLong.min	MTrasv.max	MTrasv.min
R_z	kN	58674	43959	58674	43959	55731	43959	58674	43959	55731	43959
$R_{Long.}$	kN	2244	0	4569	0	1930	0	4569	0	1930	0
$R_{Trasv.}$	kN	2181	0	1901	0	3095	0	1901	0	3095	0
$M_{Long.}$	kN-m	37921	0	77252	0	32686	0	77252	0	32686	0
$M_{Trasv.}$	kN-m	40584	0	34386	0	55958	0	34386	0	55958	0

		SLV									
		Rzmax	Rzmin	RLong.max	RLong.min	RTrasv.max	RTrasv.min	MLong.max	MLong.min	MTrasv.max	MTrasv.min
R_z	kN	46636	28637	42710	42710	42710	42710	42710	42710	42710	42710
$R_{Long.}$	kN	1548	3672	13786	1548	1548	13786	13786	1548	1548	13786
$R_{Trasv.}$	kN	1504	3672	1504	13743	13743	1504	1504	13743	13743	1504
$M_{Long.}$	kN-m	26153	51465	197703	26153	26153	197703	197703	26153	26153	197703
$M_{Trasv.}$	kN-m	27989	51465	27989	199540	199540	27989	27989	199540	199540	27989

7.4 Spiccato fusto pila P15

La valutazione delle azioni è identica a quella riportata per le fondazioni (e verrà pertanto omessa), con l'eccezione delle azioni sismiche. Queste ultime sono state valutate in riferimento a un coeff. $q=1,5$. Si riporta di seguito la valutazione delle azioni sismiche.

Azioni sismiche

Si trascura il sisma verticale

Sisma Longitudinale

Accelerazione sismica orizz. long.

0,380 g

Massa per carichi da traffico (totale)

2030 kN

(0.2 carico max da traffico
LM71+SWx)

Massa sismica Longitudinale Impalcato

16000 kN

	Massa	R _z	R _{Long.}	R _{Trasv.}
		kN	kN	kN
Impalcato	16000	0	6080	0
carichi da traffico	2030	0	771	0
Pulvino	2500	0	950	0
Fusto pila	2562	0	974	0
Plinto	0	0	0	0

Sisma Trasversale

Accelerazione sismica orizz. trasv.

0,380 g

Massa per carichi da traffico (totale)

2030 kN

(0.2 carico max da traffico
LM71+SWx)

Massa sismica Trasversale Impalcato

16000 kN

	Massa	R _z	R _{Long.}	R _{Trasv.}
		kN	kN	kN
Impalcato	16000	0	0	6080
carichi da traffico	2030	0	0	771
Pulvino	2500	0	0	950
Fusto pila	2562	0	0	974
Plinto	0	0	0	0

Sisma Verticale

Accelerazione sismica orizz. trasv.

0,2 g

Massa per carichi da traffico (totale)

2030 kN

(0.2 carico max da traffico
LM71+SWx)

Massa sismica Verticale Impalcato

16000 kN

	Massa	R _z	R _{Long.}	R _{Trasv.}
		kN	kN	kN
Impalcato	16000	3200	0	0

carichi da traffico	2030	406	0	0
Pulvino	2500	500	0	0
Fusto pila	2562	512	0	0
Plinto	0	0	0	0

Dati geometrici

$h_{G,treno}$	2,0 m
$h_{impalcato}$	4,0 m
$h_{pulgino}$	2,0 m
h_{pila}	8,4 m
h_{plinto}	0,0 m
$h_{b.a.}$	5,0 m

7.4.1 Sollecitazioni

Si riporta di seguito la sintesi delle sollecitazioni SLU e SLV più gravose.

		SLU									
		Rzmax	Rzmin	RLong.max	RLong.min	RTrasv.max	RTrasv.min	MLong.max	MLong.min	MTrasv.max	MTrasv.min
R_z	kN	43149	28434	43149	28434	40206	28434	43149	28434	40206	28434
$R_{Long.}$	kN	2244	0	4569	0	1930	0	4569	0	1930	0
$R_{Trasv.}$	kN	2181	0	1901	0	3095	0	1901	0	3095	0
$M_{Long.}$	kN-m	32312	0	65831	0	27861	0	65831	0	27861	0
$M_{Trasv.}$	kN-m	35132	0	29635	0	48220	0	29635	0	48220	0

		SLV									
		Rzmax	Rzmin	RLong.max	RLong.min	RTrasv.max	RTrasv.min	MLong.max	MLong.min	MTrasv.max	MTrasv.min
R_z	kN	35136	17137	31210	31210	31210	31210	31210	31210	31210	31210
$R_{Long.}$	kN	1548	2448	9707	1548	1548	9707	9707	1548	1548	9707
$R_{Trasv.}$	kN	1504	2448	1504	9663	9663	1504	1504	9663	9663	1504
$M_{Long.}$	kN-m	22284	28191	116253	22284	22284	116253	116253	22284	22284	116253
$M_{Trasv.}$	kN-m	24229	28191	24229	118198	118198	24229	24229	118198	118198	24229

8 VERIFICHE

Si riportano di seguito le verifiche a pressoflessione relative alle sezioni di spicco delle pile. Le verifiche sono state effettuate con l'ausilio del software Presfle+ v.5.33. Per le verifiche dei pali di fondazione si rimanda alla relazione geotecnica. Nella presente fase progettuale, la sezione oggetto di verifica è stata considerata costante per tutti i casi considerati, rimandando alle fasi successive eventuali ottimizzazioni dell'armatura.

La sezione considerata è quella riportata negli elaborati grafici, realizzata con calcestruzzo C32/40 e armata con barre $\phi 30$. La geometria e la disposizione delle armature considerata è riportata nella figura seguente.

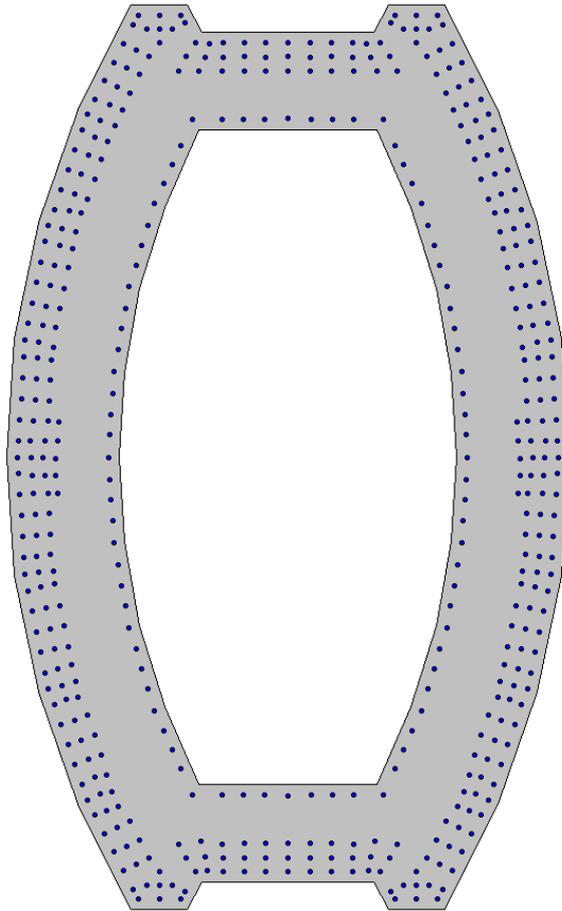
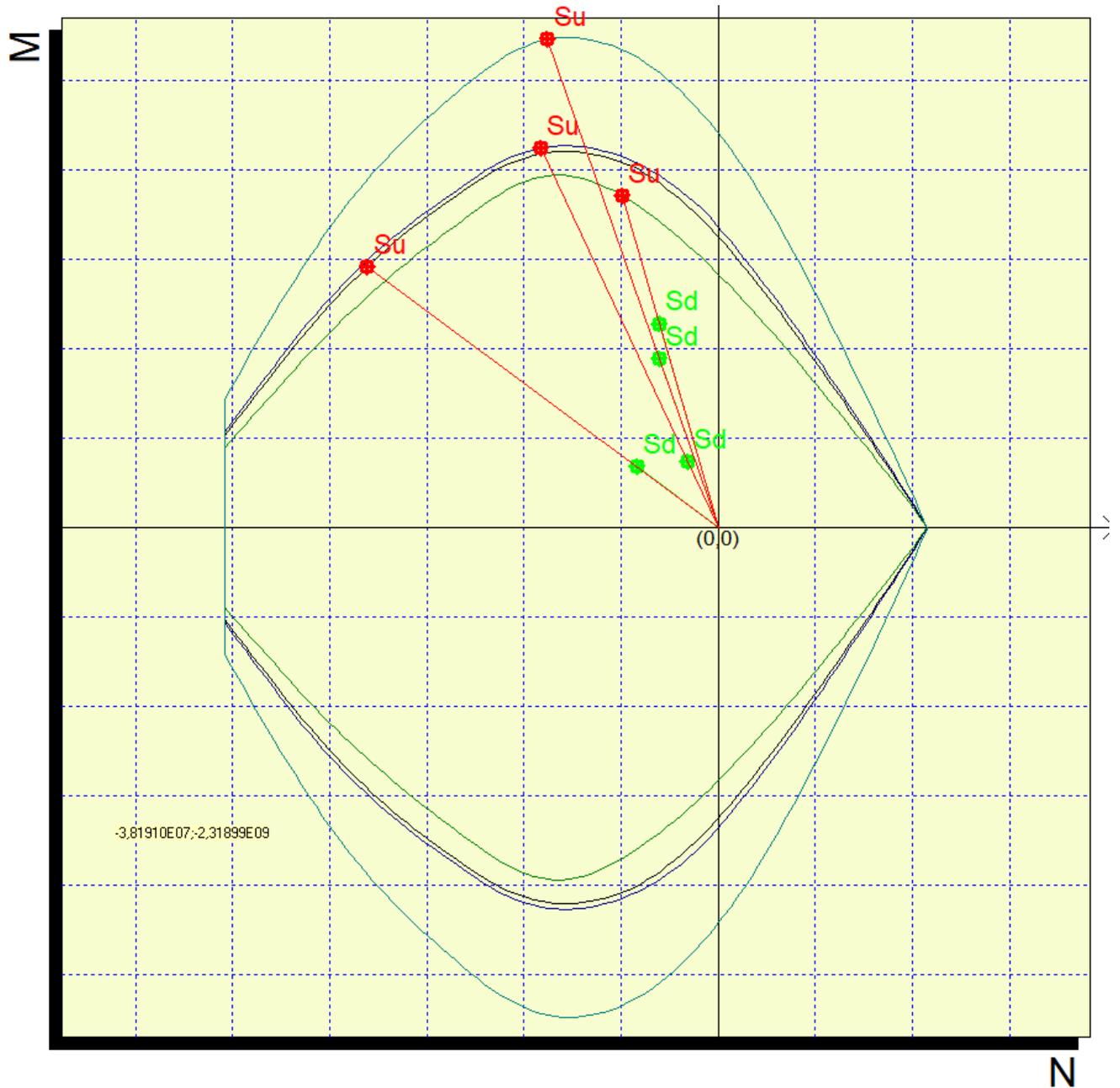


Figura 11: Sezione trasversale pila e armatura

8.1 Spicco fusto pila P5

Si riporta di seguito l'esito delle verifiche effettuate per le combinazioni più severe in forma tabellare e grafica.

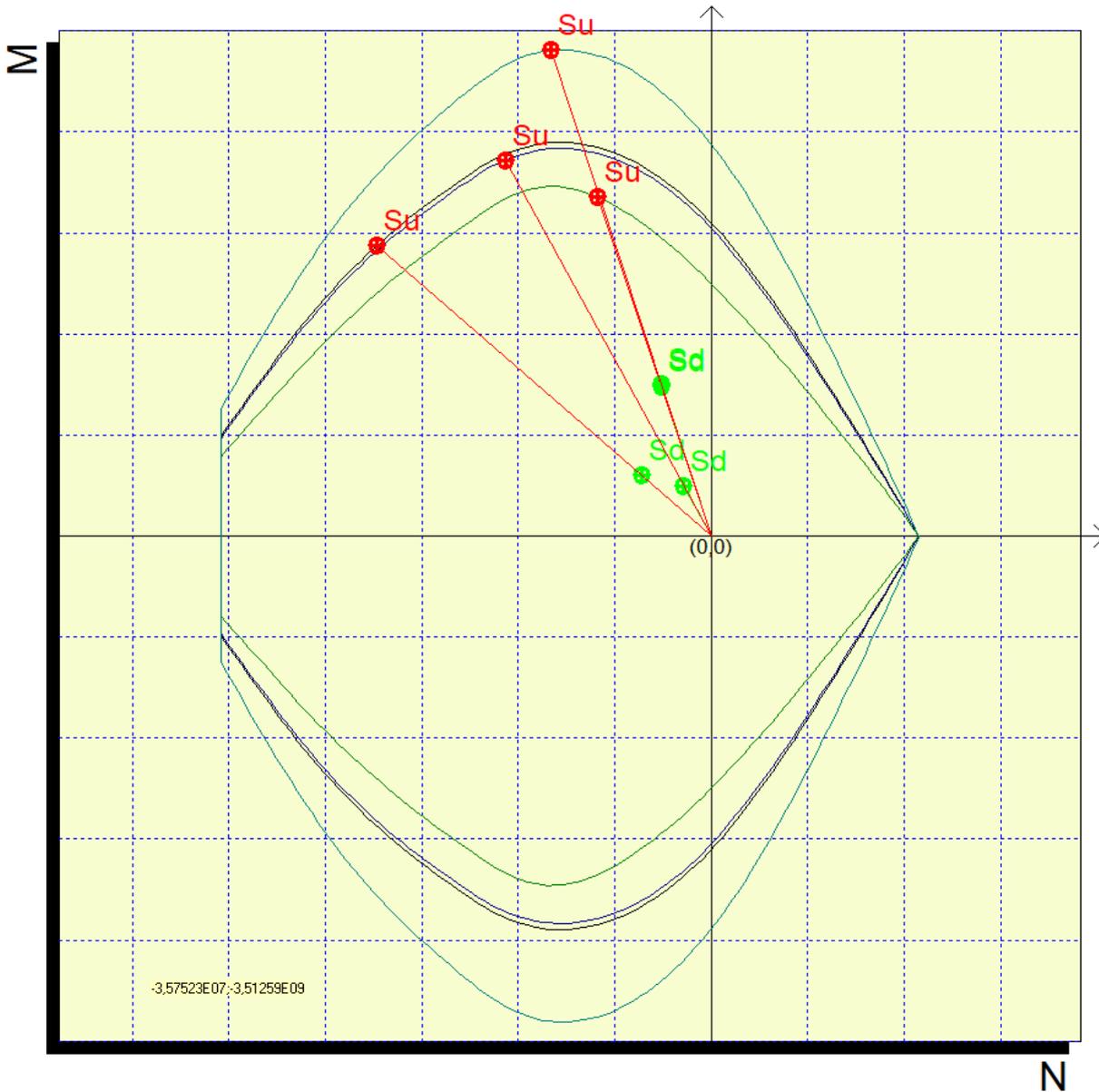
	Mx	My	N	c.s.	c.s. (N=cost)
1	279328799.2	384076000	-5047982.1	4.295047	5.905467
2	329955261.6	394728739.2	-1907252.1	5.766664	5.037452
3	192640551.2	1580642464	-3649942.5	1.62855	1.50367
4	1292491423	264880000	-3649942.5	2.894949	2.696551



8.2 Spiccato fusto pila P15

Si riporta di seguito l'esito delle verifiche effettuate per le combinazioni più severe in forma tabellare e grafica.

	Mx	My	N	c.s.	c.s. (N=cost)
1	351317743.5	323118000	-4314890.75	4.819183	6.138123
2	281907074.2	281907074.2	-1713680.15	7.467796	6.63759
3	242288099	1162530247	-3121045	2.260006	1.988445
4	1181978346	222840000	-3121045	3.197815	2.925202



9 PREDIMENSIONAMENTO IMPALCATO

Impalcati continui a sezione mista 35-50-35m e 35-52-35m

Si riporta il dimensionamento dell'impalcato continuo con luce maggiore.

Si riportano di seguito i risultati della modellazione dell'impalcato continuo a sezione mista con campata centrale da 52 m, al fine di giustificare l'adeguatezza della sezione strutturale ipotizzata.

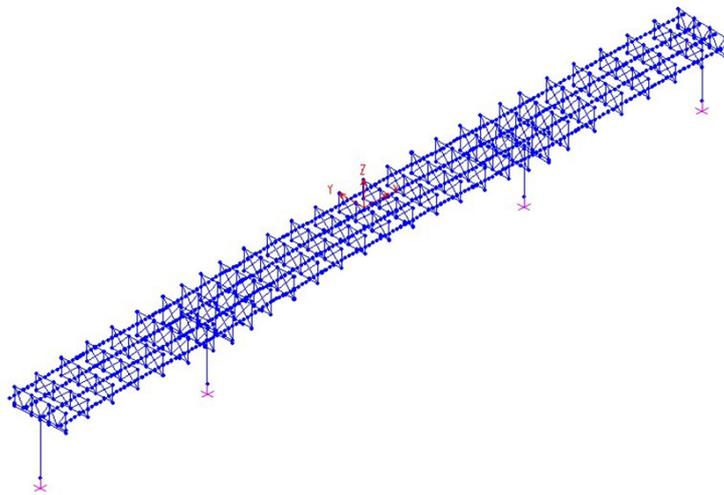


Figura 12: Modello impalcato continuo a sezione mista

NB: nei diagrammi di seguito, ove non specificato altrimenti, si rappresenta con una linea più scura (blu) la trave esterna e con una più chiara (magenta) la trave interna (magenta).

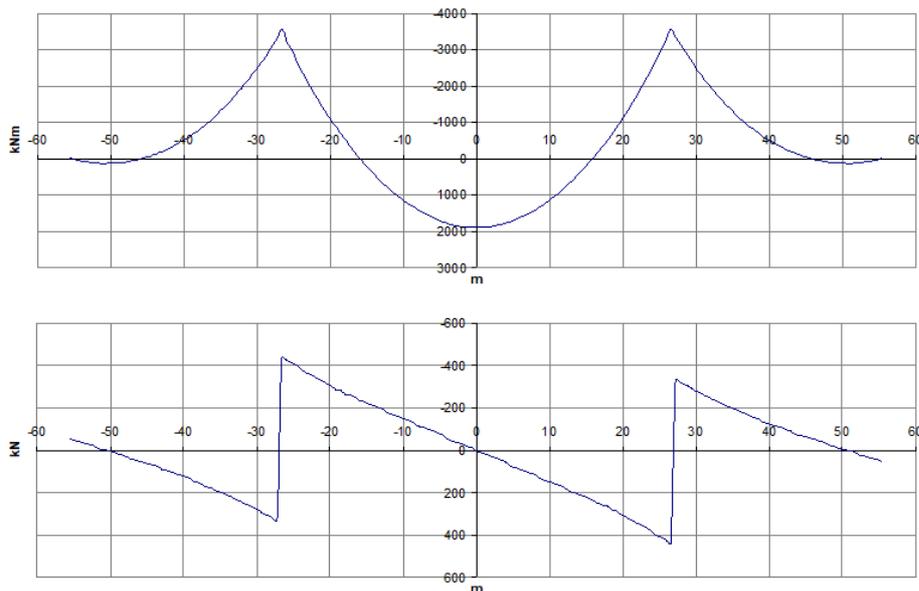


Figura 13: Sollecitazioni flettenti e taglianti di prima fase (peso proprio acciaio)

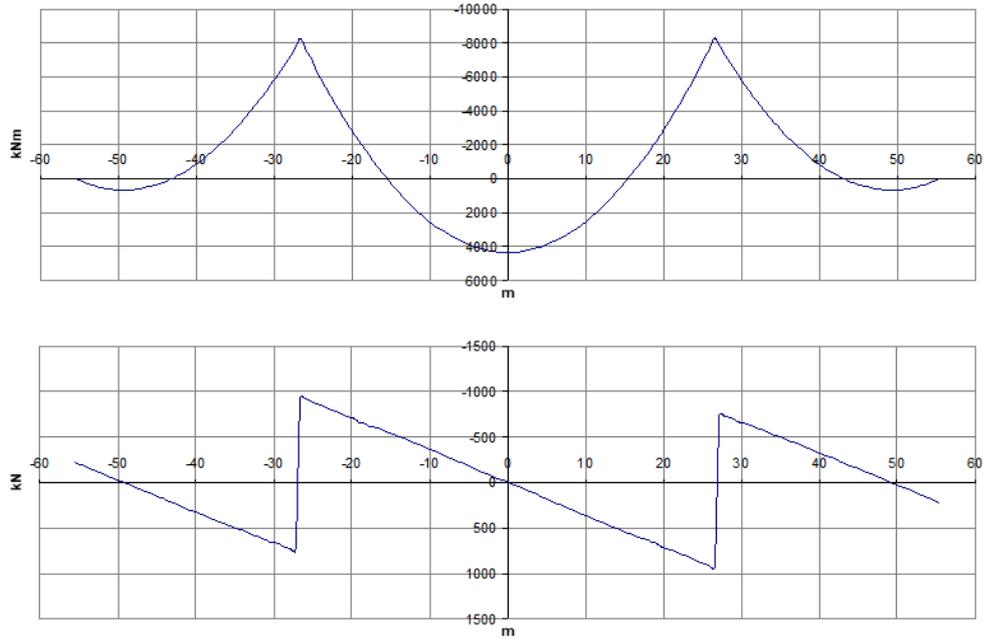


Figura 14: Sollecitazioni flettenti e taglianti di prima fase (peso c.a. soletta)

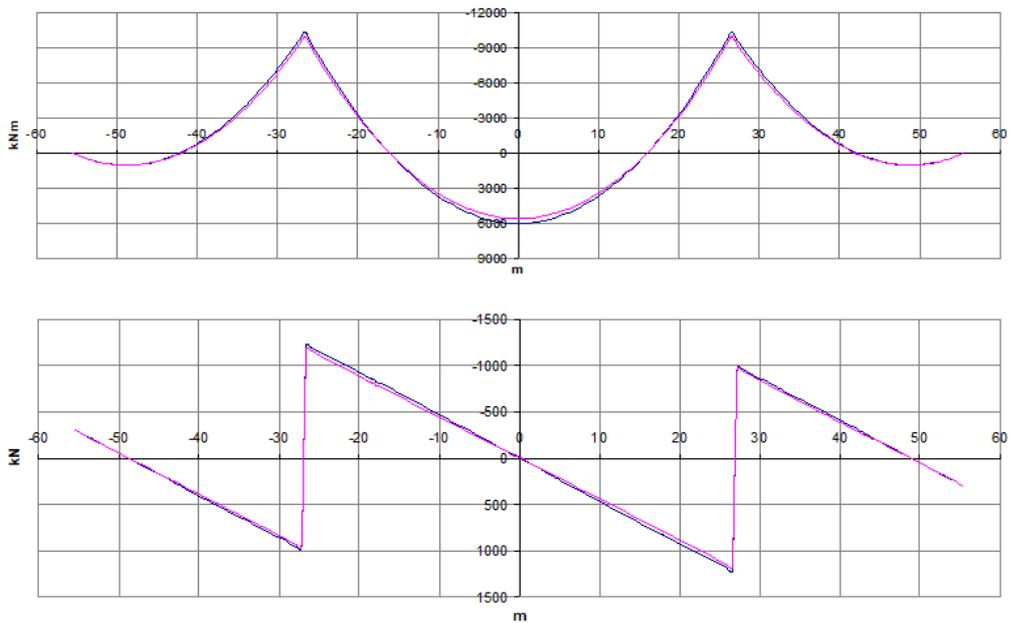


Figura 15: Sollecitazioni flettenti e taglianti di seconda fase (pesi permanenti portati)

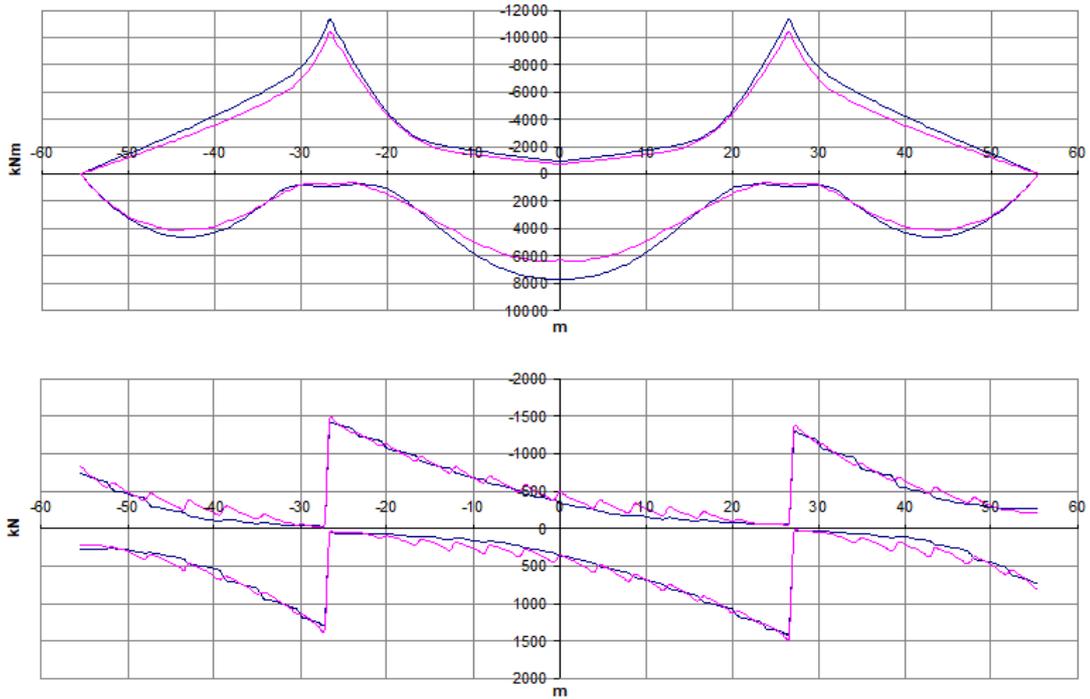


Figura 16: Sollecitazioni flettenti e taglianti per SW2 (1° binario)

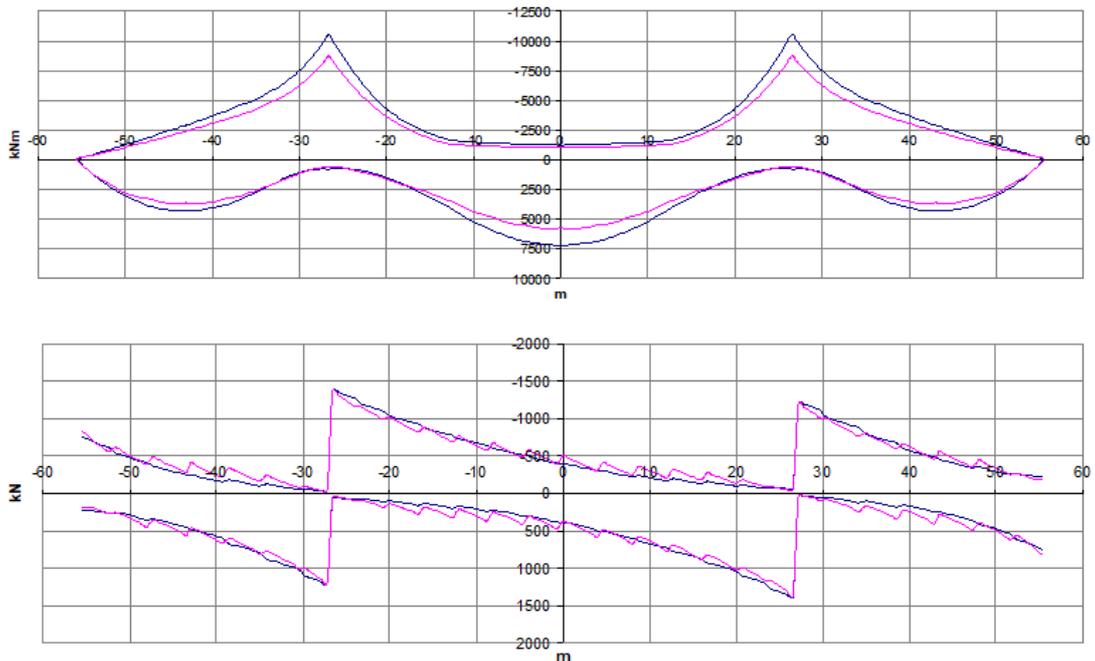


Figura 17: Sollecitazioni flettenti e taglianti per LM71 (1° binario)

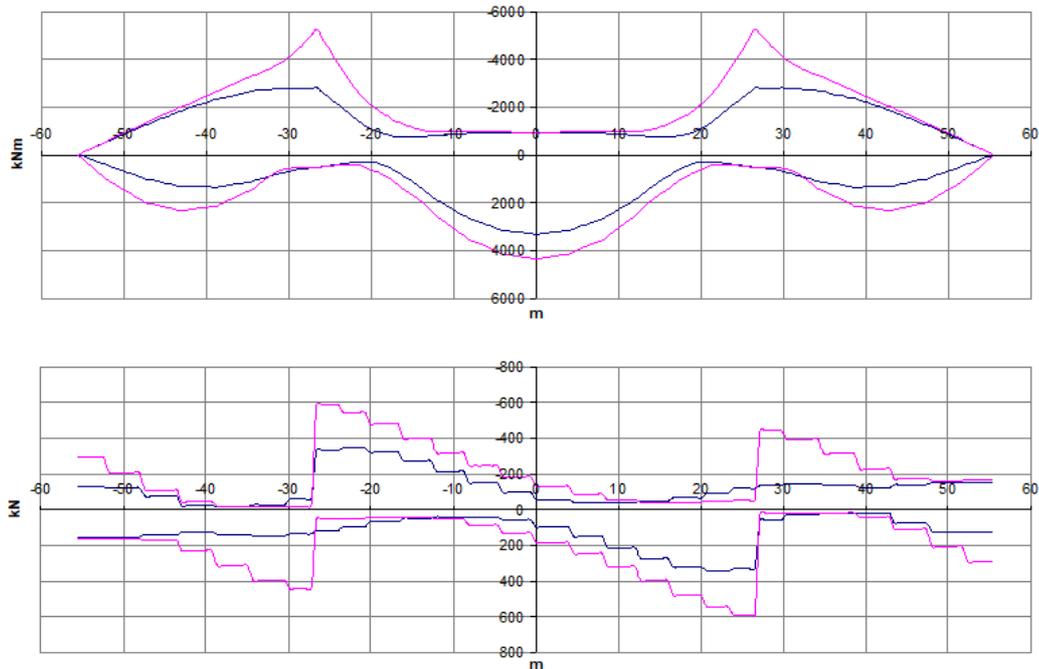


Figura 18: Sollecitazioni flettenti e taglianti per LM71 (2° binario)

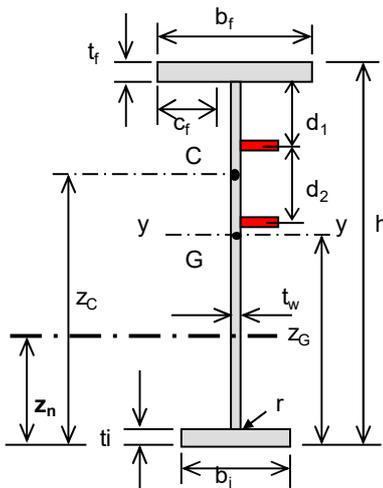
Prendendo a riferimento la sezione di mezzeria della campata centrale, le sollecitazioni per le 3 fasi sono le seguenti (approssimando per eccesso):

FASE 1 (peso proprio acciaio+ soletta) = $6100 \text{ kN}\cdot\text{m} \times 1.35 = \mathbf{8235 \text{ kN}\cdot\text{m}}$

FASE 2 (permanenti portati) = $6000 \text{ kN}\cdot\text{m} \times 1.5 = \mathbf{9000 \text{ kN}\cdot\text{m}}$

FASE 3 (carichi viaggianti) = $9600 \text{ kN}\cdot\text{m} \times 1.45 = \mathbf{13920 \text{ kN}\cdot\text{m}}$

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE (I o T) :



SEZIONE MONO-SIMMETRICA

Moduli di resistenza elastici :

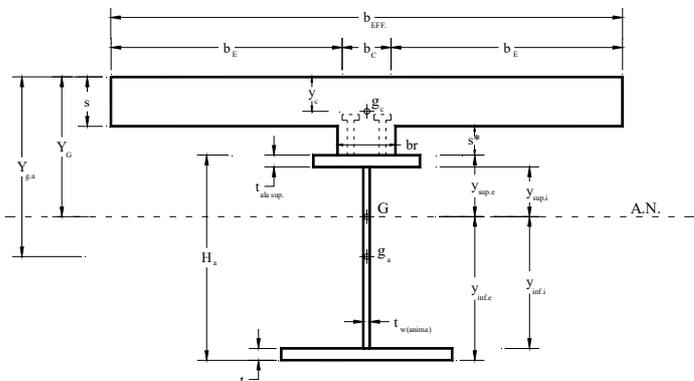
Modulo di resistenza plastico :

Anima irrigidita ? Y N° irrigid. 2 <= 4

Altezza totale (h)	cm	258
Larghezza piattab. sup. (b _f)	cm	100
Larghezza piattab. inf. (b _i)	cm	120
Spessore anima (t _w)	cm	2,2
Spessore piattab. sup. (t _f)	cm	3
Spessore piattab. inf. (t _i)	cm	5
Raccordo anima-piattabanda (r)	cm	0
Altezza netta anima (d)	cm	250
Sporgenza ala superiore (c _f)	cm	48,90
Sporgenza ala inferiore (c _i)	cm	58,90
Area della sezione irrigidita (A)	cm ²	1483,00
Posiz. asse baricentrico (z _G)	cm	105,04
Posiz. asse neutro plastico (z _n)	cm	62,94
Posiz. a.n.p. per fless. pura (d _z)	cm	66,82
Posiz. centro di taglio (z _C)	cm	68,13
Momento di inerzia max. (J _y)	cm ⁴	16780817
Momento di inerzia min. (J _z)	cm ⁴	971167
Momento di inerzia tors. (J _t)	cm ⁴	6810
W _{ys} esterno piattab. sup.	cm ³	109708
W _{yi} esterno piattab. inf.	cm ³	159755
W _{yas} interno piattab. sup.	cm ³	111903
W _{yai} interno piattab. inf.	cm ³	167740
W _{el.min} = MIN (W _{ys} , W _{yi})	cm ³	109708
W _{pl,y}	cm ³	142967
d1 = cm		30,00
d2 = cm		40,00

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

	d ; d ₁	d ₂	d ₃	d ₄		
Larghezza/spessore : Anima	d/t _w =	13,64	18,18	81,82	α _y =	0,768
Piattabande	c/t =	16,30			ψ _y =	-0,909
	α _d =	1,000	1,000	0,678		
asse neutro el. = cm 122,837	ψ _d =	0,773	0,608	-1,896		
	c _ψ =	-0,851	-0,670	2,086		
Limite larghezza/spessore anima :	classe 1	27,64	27,64	42,44		
	classe 2	31,83	31,83	48,87		
	classe 3	38,03	40,40	207,02		
	k _σ =					
					classe dell'anima	3

MODULI DI ELASTICITA' DEI MATERIALI			SOLLECITAZIONI ESTERNE																																							
Acciaio carpenteria	E_a (N/mm ²) =	210000	M (kN*m) =	FASE I	FASE II (t=inf.)	FASE III (t=0)																																				
CLS soletta	E_c (N/mm ²) =	38183,8		8235,0	9000,0	13920,0																																				
			T (kN) =	0,0	0,0	0,0																																				
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE			<table border="1"> <tr> <th colspan="2">COEFF. DI SCORRIMENTO VISCOSO</th> </tr> <tr> <td>$\phi_{inf.}$ (tabella)</td> <td>2</td> </tr> <tr> <th colspan="2">TEMPO "0"</th> <th colspan="2">TEMPO "INF."</th> </tr> <tr> <td>n =</td> <td>5,50</td> <td>16,50</td> <td></td> </tr> <tr> <td>A_{id} (mm²) =</td> <td>338465</td> <td>209488</td> <td></td> </tr> <tr> <td>S_x (mm³) =</td> <td>323258271</td> <td>298752757</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Y_G (mm) =</td> <td>955</td> <td>1426</td> <td></td> </tr> <tr> <td>S_a (mm³) =</td> <td>148014465</td> <td>79714364</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$J_{a.n.}$ (mm⁴) =</td> <td>430617293138</td> <td>307090717248</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$J_{a.n.}$ (m⁴) =</td> <td>0,43062</td> <td>0,30709</td> <td></td> </tr> </table>				COEFF. DI SCORRIMENTO VISCOSO		$\phi_{inf.}$ (tabella)	2	TEMPO "0"		TEMPO "INF."		n =	5,50	16,50		A_{id} (mm ²) =	338465	209488		S_x (mm ³) =	323258271	298752757		Y_G (mm) =	955	1426		S_a (mm ³) =	148014465	79714364		$J_{a.n.}$ (mm ⁴) =	430617293138	307090717248		$J_{a.n.}$ (m ⁴) =	0,43062	0,30709	
COEFF. DI SCORRIMENTO VISCOSO																																										
$\phi_{inf.}$ (tabella)	2																																									
TEMPO "0"		TEMPO "INF."																																								
n =	5,50	16,50																																								
A_{id} (mm ²) =	338465	209488																																								
S_x (mm ³) =	323258271	298752757																																								
Y_G (mm) =	955	1426																																								
S_a (mm ³) =	148014465	79714364																																								
$J_{a.n.}$ (mm ⁴) =	430617293138	307090717248																																								
$J_{a.n.}$ (m ⁴) =	0,43062	0,30709																																								
soletta cls	larghezza tot.(mm) =	2800	<p>O.K. soletta interamente reagente.</p> 																																							
	$b_{EFF.}$ (mm) =	2800																																								
	s (mm) =	380																																								
	s^* (mm) =	50																																								
	br (mm) =	0																																								
	y_c (mm) =	190																																								
A_{cls} (mm ²) =	1064000																																									
trave acciaio	t (ala sup.) (mm) =	30																																								
	L (ala sup.) (mm) =	1000																																								
	t (ala inf.) (mm) =	50																																								
	L (ala inf.) (mm) =	1200																																								
	tw (anima) (mm) =	22																																								
	L_w (anima) (mm) =	2500																																								
	A_a (mm ²) =	145000																																								
	H_a (mm) =	2580																																								
armatura soletta	$A_{sup.}$ (mm ²) =	0																																								
	$A_{inf.}$ (mm ²) =	0																																								
	distanza sup. (mm) =	60																																								
	distanza inf. (mm) =	65																																								
	J_a (mm ⁴) =	1,63956E+11																																								
J_a (m ⁴) =	0,16396																																									

TENSIONI NORMALI				
	FASE I	FASE II (t=inf.)	FASE III (t=0)	FASE I + II + III
$\sigma_{soletta, sup.}$ (N/mm ²) =	-	-2,5	-5,6	-8,1
$\sigma_{soletta, inf.}$ (N/mm ²) =	-	-1,8	-3,1	-4,9
$\sigma_{sup.e}$ (N/mm ²) =	-77,6	-29,2	-17,0	-123,8
$\sigma_{sup.i}$ (N/mm ²) =	-76,1	-28,3	-16,0	-120,5
$\sigma_{inf.i}$ (N/mm ²) =	49,4	45,0	64,8	159,2
$\sigma_{inf.e}$ (N/mm ²) =	51,9	46,4	66,4	164,8

Al fine di verificare lo stato limite di comfort dei passeggeri, si verifica che la freccia in asse al binario carico, applicando un solo treno di carico LM71 con il relativo incremento dinamico, risulti minore di 1/1000 della luce pari a 52 mm

Caricando la campata centrale con il locomotore e con la parte segmentabile dell'LM71, risultano degli abbassamenti dal modello a grigliato (già amplificati) pari a:

17.89mm trave esterna
14.89mm trave interna

da cui:

15.56mm in asse al binario carico

La verifica di deformabilità risulta pertanto soddisfatta.

Dalle verifiche di massima sopra riportate (tasso di lavoro delle piattabande e deformabilità dell'impalcato) si deduce l'efficacia della sezione ipotizzata per l'impalcato: P.F.-sottotrave = **3,83 m** (2,58 m+1.25 m).

Impalcati isostatici a sezione mista di luce 30,62m – 35m – 40m

Si riporta il predimensionamento dell'impalcato di luce maggiore.

Si riportano di seguito i risultati della modellazione dell'impalcato semplicemente appoggiato di luce maggiore, 40 m, al fine di giustificare l'adeguatezza delle sezioni strutturali ipotizzate per tali tipologie di travate a sezione mista previste nel viadotto in oggetto.

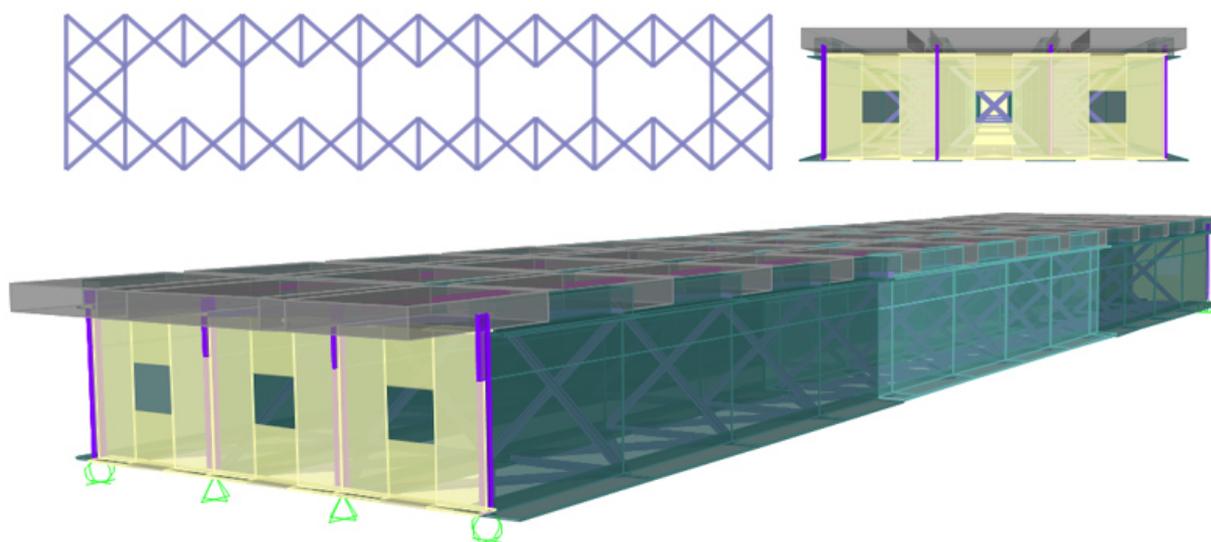
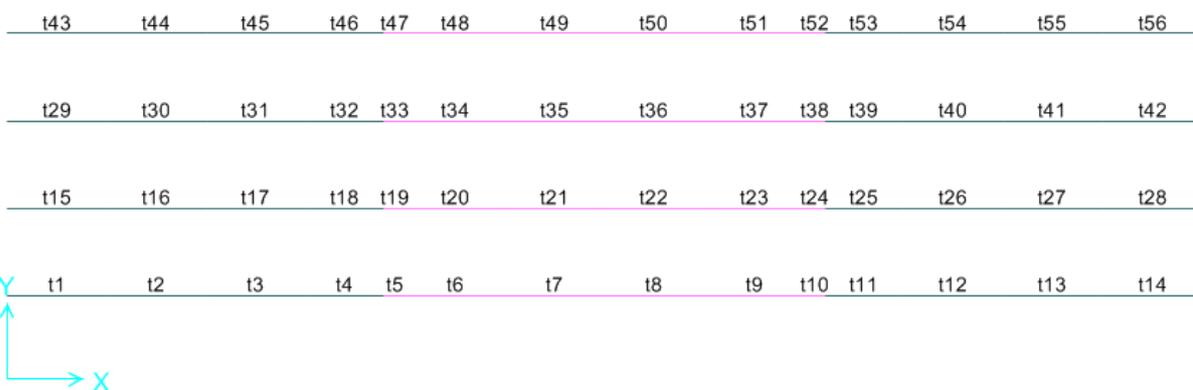


Figura 19: Modello impalcato semplicemente appoggiato a sezione mista L=40 m

Si riportano di seguito le sollecitazioni flettenti e taglianti per le travi più sollecitate costituenti l'impalcato per le 3 fasi di carico.



FASE I (carichi: pesi propri: ACCIAIO + SOLETTA C.A.)
 Comb. = 1.35 * G1

TABLE: Element Forces - Frames					1188.714	-1188.71			10603.64
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
t1		0 fase1	Combination	26.844	-1188.71	-2.492	0.0178	-0.0352	-104.309
t2		0 fase1	Combination	63.133	-982.832	-12.573	0.0278	-19.2641	3150.246
t3		0 fase1	Combination	86.978	-784.588	-9.23	0.0207	-13.6339	5798.269
t4		0 fase1	Combination	100.756	-593.136	-5.778	0.0129	-8.0496	7866.428
t5		0 fase1	Combination	100.756	-430.31	-5.778	0.0129	6.3662	9143.177
t6		0 fase1	Combination	103.97	-397.683	-2.189	0.0074	-2.8042	9393.572
t7		0 fase1	Combination	108.118	-204.479	-1.892	0.0041	-2.3809	10290.06
t8		0 fase1	Combination	108.118	-6.321	1.892	-0.0041	3.6071	10603.64
t9		0 fase1	Combination	103.97	186.882	2.189	-0.0074	4.1234	10318.65
t10		0 fase1	Combination	100.756	385.686	5.778	-0.0129	10.2374	9416.535
t11		0 fase1	Combination	100.756	430.31	5.778	-0.0129	6.3662	9143.177
t12		0 fase1	Combination	86.978	578.037	9.23	-0.0207	15.578	7954.624
t13		0 fase1	Combination	63.133	776.281	12.573	-0.0278	20.5292	5934.042
t14		0 fase1	Combination	26.844	981.511	2.492	-0.0178	7.8784	3340.924

Mmax. (fase I) = **10604** kN*m
 Tmax. (fase I) = **1189** kN

FASE II (carichi: PERMANENTI PORTATI)

COMB = 1.35 * G2 + 1.5 * barriere + 1.5 * ritiro

TABLE: Element Forces - Frames					917.084	-1366.91			22359.04
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
t1		0 fase2 + ritiro	Combination	-5890.786	-1366.91	-5.917	0.0089	-0.0125	9935.254
t2		0 fase2 + ritiro	Combination	-5895.898	-1122.38	-10.52	0.3785	-16.0252	13771.59
t3		0 fase2 + ritiro	Combination	-5899.07	-893.128	-6.838	0.2754	-10.0568	16861.12
t4		0 fase2 + ritiro	Combination	-5904.799	-672.208	-4.562	0.1693	-6.3493	19252.1
t5		0 fase2 + ritiro	Combination	-5904.799	-483.399	-4.562	0.1693	5.0329	20693.72
t6		0 fase2 + ritiro	Combination	-5909.502	-448.541	-1.657	0.0771	-2.0577	20984.55
t7		0 fase2 + ritiro	Combination	-5911.373	-231.217	-1.627	0.0442	-2.044	22006.27
t8		0 fase2 + ritiro	Combination	-5911.373	-8.295	1.627	-0.0442	3.1067	22359.04
t9		0 fase2 + ritiro	Combination	-5909.502	209.03	1.657	-0.0771	3.1858	22025.16
t10		0 fase2 + ritiro	Combination	-5904.799	432.697	4.562	-0.1693	8.0895	21000.62
t11		0 fase2 + ritiro	Combination	-5904.799	483.399	4.562	-0.1693	5.0329	20693.72
t12		0 fase2 + ritiro	Combination	-5899.07	653.616	6.838	-0.2754	11.5857	19308.84
t13		0 fase2 + ritiro	Combination	-5895.898	882.868	10.52	-0.3785	17.2711	16944.9
t14		0 fase2 + ritiro	Combination	-5890.786	1126.642	5.917	-0.0089	18.7724	13893.77

Mmax. (fase II) = **22360** kN*m

Tmax. (fase II) = **1367** kN

FASE III (carichi: SOVRACCARICHI ACCIDENTALI e AZIONI CLIMATICHE, si riporta l'involuppo delle combinazioni precedentemente descritte e depurate dei carichi G1 e G2 considerati rispettivamente in Fase I e Fase II)

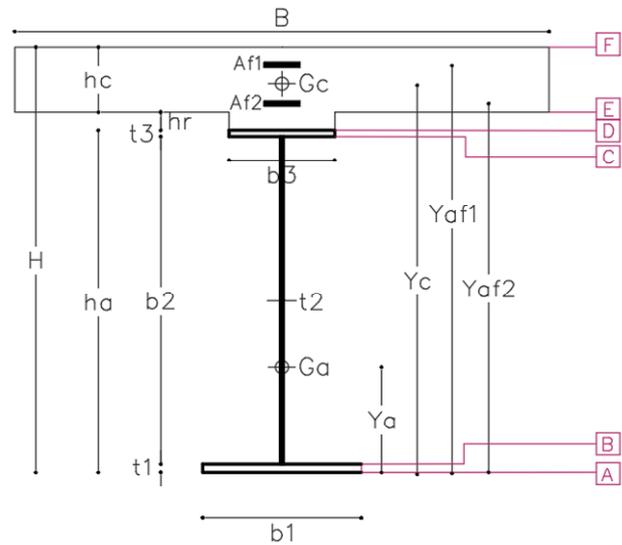
TABLE: Element Forces - Frames					2273.532				19808	
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
t1		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	93.427	77.135	95.487	233.2979	26.9452	199.2565
t2		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	1141.623	9.326	419.928	57.0215	705.9989	8264.26
t3		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	1409.257	-5.135	258.549	84.9171	415.3231	12458.04
t4		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	1618.229	52.69	181.013	62.6491	291.6626	15737.51
t5		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	1618.229	52.69	181.013	62.6491	-12.1526	17716.02
t6		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	1746.278	166.391	114.906	44.1169	189.6196	17978.8
t7		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	1798.85	341.849	52.819	23.5639	79.0114	19384.87
t8		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	1773.778	527.277	19.075	16.6701	29.3352	19808
t9		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	1673.616	796.946	-0.049	19.3755	-14.8561	19456.29
t10		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	1508.392	1051.799	-25.733	26.4545	-41.6598	18113.26
t11		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	1508.392	1051.799	-25.733	26.4545	-24.4189	17546.77
t12		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	1281.359	1325.136	-26.407	37.1724	-42.1065	15992.91
t13		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	1024.878	1605.431	-63.192	61.3235	-86.5737	12924.97
t14		0 INVILUPPO_SLU	Combination	Max	43.462	2273.532	152.253	45.914	433.5762	7115.393

Mmax. (fase III) = **19808** kN*m

Tmax. (fase II) = **2273.5** kN

Dati sezione

Trave in acciaio			
schema statico		trave appoggiata	
H	2975	mm	altezza totale sezione
ha	2605	mm	altezza totale trave
b3	800	mm	lunghezza piattab sup
t3	30	mm	spessore piattab sup
b2	2535	mm	altezza anima
t2	22	mm	spessore anima
b1	1200	mm	lunghezza piattab inf
t1	40	mm	spessore piattab inf
NUMERO TRAVI			
i	2.8	m	INTERASSE TRAVI
Aa	127770	mm ²	area acciaio
Ja	1.41E+11	mm ⁴	inerzia acciaio
ya	1065	mm	baricentro trave
soletta			
hr	50	mm	altezza cls su ala
hc	320	mm	altezza cls
B	2800	mm	larghezza collaborante
Ac	9.36E+05	mm ²	area cls
yc	2807	mm	baricentro soletta
armatura			
n ϕ 1	5		ferri sup in un metro
ϕ 1	24	mm	diametro ferri sup.
Af1	12667	mm ²	area armatura sup
if1	100	mm	interferro
n ϕ 2	10		ferri inf in un metro
ϕ 2	22	mm	diametro ferri inf.
Af2	5322	mm ²	area armatura inf
if2	200	mm	interferro
cf	50	mm	copriferro
yaf1	2925	mm	baricentro ferri sup
yaf2	2716	mm	baricentro ferri inf



		n(L.T.)	n(B.T.)	BARICENTRI			
ya	1065	mm		baricentro trave		968	
Yg BT	2059	mm		sez a mom positivo		2059	
Yg BT	1287	mm		sez a mom negativo		1287	
Yg LT	1692	mm		sez a mom positivo		1692	
Yg LT	1287	mm		sez a mom negativo		1287	
				INERZIE			
Ja	1.41E+11	mm ⁴		inerzia sola trave		1.29E+11	
Ja+s	3.65E+11	mm ⁴		sez a mom positivo (BT)		3.65E+11	
Ja+f	1.93E+11	mm ⁴		sez a mom negativo (BT)		1.93E+11	
Ja+s	2.83E+11	mm ⁴		sez a mom positivo (LT)		2.83E+11	
Ja+f	1.93E+11	mm ⁴		sez a mom negativo (LT)		1.93E+11	
				sez. lorda		sez. efficace	

Verifica

1) sezione a momento flettente positivo (cls reagente)

		FASE 1	FASE 2	FASE 3		
mom. Flett.	M ed	10603.6	22359.0	19808.0		kNm
taglio agente	T ed	430.3	483.4	1051.8		kN

fibra	σ FASE 1	σ FASE 2	σ FASE 3	σ TOT	σ limite	verificato	tasso di lavoro	
ferri sup	Af1	0.0	-97.4	-46.9	-144.3	391.3	verificato	0.37
ferri inf	Af2	0.0	-80.9	-35.6	-116.5	391.3	verificato	0.30
cls sup	F	0.0	-5.7	-8.0	-13.7	18.8	verificato	0.73
cls inf	E	0.0	-4.3	-5.2	-9.5	18.8	verificato	0.51
piattab sup	D	-135.0	-72.1	-29.6	-236.7	338.1	verificato	0.70
anima sup	C	-132.6	-69.7	-28.0	-230.3	338.1	verificato	0.68
anima inf	B	76.6	130.6	109.5	316.7	338.1	verificato	0.94
piattab inf	A	79.9	133.7	111.7	325.3	338.1	verificato	0.96

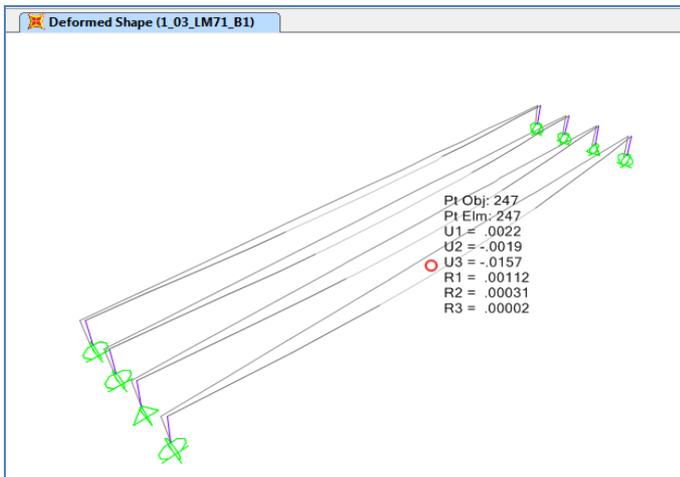
σ id TOT	σ limite	verificato
144.3	391.3	verificato
116.5	391.3	verificato
13.7	18.8	verificato
9.5	18.8	verificato
236.7	338.1	verificato
253.8	338.1	verificato
326.5	338.1	verificato
325.3	338.1	verificato

		τ FASE 1	τ FASE 2	τ FASE 3	τ TOT	τ limite	verificato	tasso di lavoro
anima	C, D	9.3	10.4	22.7	42.4	195.2	verificato	0.22

Si verifica l'inflessione nel piano verticale dell'impalcato. Si considerano agenti i treni di carico LM71 e SW2 incrementati con il corrispondente coefficiente dinamico e con il coefficiente α .

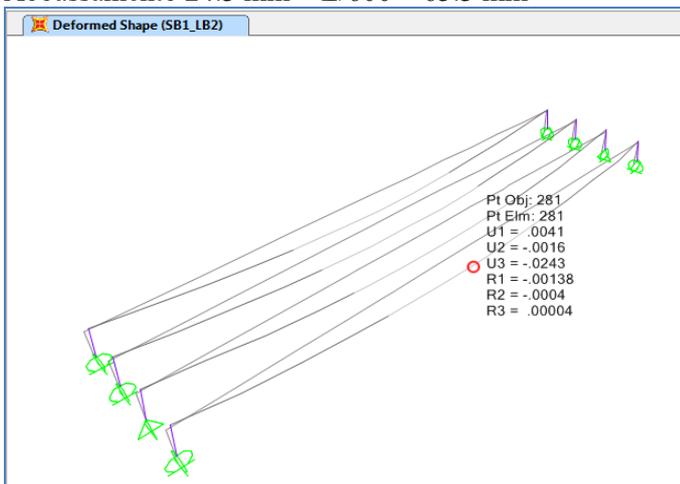
LM71

Abbassamento $15.7 \text{ mm} < L/1000 = 38 \text{ mm}$



SW2 + LM71

Abbassamento $24.3 \text{ mm} < L/600 = 63.3 \text{ mm}$



Le verifiche risultano soddisfatte

Si conclude pertanto che anche per gli impalcato isostatici la sezione strutturale risulta adeguata:
P.F.-sottotrave = **3,855 m** (2,605 m+1.25 m).