

LIASON LYON - TURIN / COLLEGAMENTO TORINO - LIONE

Partie commune franco-italienne
Section transfrontalière

Parte comune italo-francese
Sezione transfrontaliera

NOUVELLE LIGNE LYON TURIN – NUOVA LINEA TORINO LIONE
PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE – PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE

REVISION DE L'AVANT-PROJET DE REFERENCE – REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO
CUP C11J05000030001

GENIE CIVIL – OPERE CIVILI

PLAINE DE SUSAS - PIANA DI SUSAS
INTERVENTIONS SUR LIGNE HISTORIQUE TURIN-SUSAS
INTERVENTI SU LINEA STORICA SUSAS-TORINO
DEVIATION PROVISOIRE LH - DEVIAZIONE PROVVISORIA LS

NOTE DE CALCUL INTERVENTION SUR PONT EXISTANT SS25 –
RELAZIONE DI CALCOLO INTERVENTO SU IMPALCATO ESISTENTE SS25

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	09/01/2013	Première diffusion / Prima emissione	G. VERGNANO (St. Quaranta)	M. RUSSO C. OGNIBENE	L. CHANTRON M. PANTALEO
A	08/02/2013	Révision suite aux commentaires LTF / Revisione a seguito commenti LTF	G. VERGNANO (St. Quaranta)	M. RUSSO C. OGNIBENE	L. CHANTRON M. PANTALEO

CODE DOC	P	D	2	C	3	A	T	S	3	1	5	2	9	A
	Phase / Fase			Sigle étude / Sigla			Émetteur / Emittente			Numero			Indice	

A	P	N	O	T
Statut / Stato		Type / Tipo		

ADRESSE GED INDIRIZZO GED	C3A	//	//	50	30	30	10	04
------------------------------	------------	----	----	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------

ECHELLE / SCALA
-


Technimont
Civil Construction
Dott. Ing. Marco Russo
Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R



LTF sas – 1091 Avenue de la Boisse – BP 80631 – F-73006 CHAMBERY CEDEX (France)
Tél. : +33 (0)4.79.68.56.50 – Fax : +33 (0)4.79.68.56.75
RCS Chambéry 439 556 952 – TVA FR 03439556952
Propriété LTF Tous droits réservés – Proprietà LTF Tutti i diritti riservati

Ce projet
est financé par
l'Union européenne
(DG-TREN)



Questo progetto
è cofinanziato
dall'Unione europea
(TEN-T)

SOMMAIRE / INDICE

RESUME/RIASSUNTO	4
1. INTRODUZIONE	4
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	6
3. MATERIALI	7
4. MODELLO DI CALCOLO	8
4.1 SCHEMA 1 : IMPALCATO STRADALE IN C.A.P.	8
4.2 SCHEMA 2 : IMPALCATO STRADALE IN C.A.P.	8
4.3 SCHEMA 3 : SOVRASTRUTTURA IN ACCIAIO.....	8
5. PARAMETRI SISMICI	9
6. ANALISI DEI CARICHI	11
6.1 PESO PROPRIO.....	11
6.1.1 Schema 1	11
6.1.2 Schema 2	11
6.1.3 Schema 3	11
6.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI	12
6.2.1 Schema 1	12
6.2.2 Schema 2	12
6.3 AZIONI DA TRAFFICO	12
6.3.1 Schema 1	12
6.3.2 Schemi 2 e 3 – LM71	13
6.4 AZIONI DA TRAFFICO – FRENATURA/AVVIAMENTO	14
6.4.1 Schemi 1 e 2.....	14
6.4.2 Schema 3	14
6.5 AZIONI DA TRAFFICO – SERPEGGIO	14
6.5.1 Schemi 1 e 2.....	14
6.5.2 Schema 3	14
6.6 AZIONI DA TRAFFICO – CENTRIFUGA	14
6.7 CARICHI SUI MARCIAPIEDI	14
6.8 EFFETTO DELLA TEMPERATURA.....	15
6.9 EFFETTO DEL VENTO (Step 15)	15
6.9.1 Schemi 1 e 2.....	15
6.9.2 Schema 3	15
7. CRITERI DI PROGETTAZIONE PER LE AZIONI SISMICHE.....	16
7.1 DETERMINAZIONE SOLLECITAZIONI SISMICHE SLV	16
8. COMBINAZIONI DI CARICO	17
9. CONFRONTO SOLLECITAZIONI.....	19
9.1 SOLLECITAZIONI SULLO SCHEMA 1	19
9.2 SOLLECITAZIONI SULLO SCHEMA 2	20
9.3 CONFRONTO SOLLECITAZIONI TRA SCHEMA 1 E SCHEMA 2	22
9.4 AZIONI SUGLI APPOGGI	23
10. VERIFICHE A STATO LIMITE ULTIMO SCHEMA 3	24

Deviation provisoire LH – Note de calcul intervention sur pont existant SS25

Deviazione provvisoria LS – Relazione di calcolo intervento su impalcato esistente SS25

10.1	LONGHERINE.....	24
10.2	TRAVERSE DI CAMPATA.....	27
10.3	TRAVERSE DI ESTREMITA'.....	29
10.4	TRAVI LONGITUDINALI.....	31
10.5	CROCIERE.....	33
11.	VERIFICHE DI DEFORMAZIONE AGLI SLE.....	35
11.1	ACCELERAZIONI VERTICALI DELL'IMPALCATO.....	35
11.2	DEFORMAZIONI TORSIONALI DELL'IMPALCATO.....	35
11.3	INFLESSIONE NEL PIANO VERTICALE DELL'IMPALCATO.....	35
11.4	INFLESSIONE NEL PIANO ORIZZONTALE DELL'IMPALCATO.....	36
12.	VERIFICHE A FATICA.....	37
13.	PORTATE DEGLI APPOGGI.....	37
13.1	APPOGGI VERTICALI.....	37
13.2	RITEGNI LONGITUDINALI.....	38
13.3	RITEGNI TRASVERSALI.....	39

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

Figura 1	– Spettri di risposta in accelerazione orizzontale.....	9
Figura 2	– Spettri di risposta in accelerazione verticale.....	10
Figura 3	– Sezioni tipo impalcato.....	11
Figura 4	– Treno di carico LM71.....	13

LISTE DES TABLEAUX / INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1	– parametri spettri di risposta in accelerazione orizzontale.....	9
Tabella 2	– parametri spettri di risposta in accelerazione verticale.....	10
Tabella 3	– coefficienti ψ	17
Tabella 4	– gruppi di carico.....	17
Tabella 5	– Sollecitazioni flessionali sullo schema 1.....	19
Tabella 6	– Sollecitazioni taglienti sullo schema 1.....	19
Tabella 7	– Sollecitazioni flessionali sullo schema 2.....	20
Tabella 8	– Sollecitazioni taglienti sullo schema 2.....	21

RESUME/RIASSUNTO

Le présent document contient la note de calcul du projet définitif de l'intervention nécessaire pour permettre le passage provisoire de la ligne ferroviaire historique Susa-Turin sur le viaduc routier existant de la SS25 sur l'autoroute A32.

La presente relazione di calcolo si riferisce alla progettazione definitiva di un intervento atto a consentire il transito provvisorio della linea Susa-Torino al di sopra del viadotto stradale esistente della SS25 sovrappassante l'autostrada A32.

1. Introduzione

La presente relazione di calcolo si riferisce alla progettazione definitiva di un intervento atto a consentire il transito provvisorio della linea Susa-Torino al di sopra del viadotto stradale sovrappassante l'autostrada A32. L'opera si inserisce nella progettazione della nuova linea Torino-Lione / Parte comune Italo-Francese/ Tratta in territorio italiano.

Al fine di mantenere attivo il collegamento della linea ferroviaria Susa-Torino durante la costruzione delle nuove opere inerenti la Stazione Internazionale e la viabilità ad esso collegata, è stata valutata la seguente soluzione che consente di deviare temporaneamente il transito dei convogli ferroviari sul viadotto attualmente adibito al traffico stradale consentendo così di risolvere l'interferenza con l'autostrada A32.

Il viadotto stradale esistente è costituito da un impalcato a cassone continuo su due luci di 45 metri; lo schema di vincolo è costituito da un unico appoggio fisso in corrispondenza della pila centrale e da una coppia di vincoli di cui uno mobile ed uno unidirezionale per ciascuna spalla.

L'intervento proposto consiste nel rimuovere la pavimentazione esistente e realizzare una nuova struttura in acciaio; i carichi verticali globali indotti dal transito dei treni, come dimostrato nella presente relazione, sono inferiori a quelli di progetto dell'opera stradale, mentre le azioni orizzontali (frenatura, avviamento, svio e sisma) sono superiori a quelle previste in sede di progetto; si è quindi intervenuto progettando una sovrastruttura in acciaio in grado di riprendere le azioni orizzontali statiche e sismiche su una luce di 102 metri.

I binari sono collegati mediante traverse in legno appoggiate su longherine costituite da profili HEB 280 che appoggiano con una luce di 1.60 metri su traverse costituite da profili HEB500 aventi una luce di 6.80 metri; tale schema consente di trasferire le azioni verticali dalla mezzera della sezione trasversale alle anime.

Le traverse sono a loro volta appoggiate su due travi longitudinali alte 500mm costituite da una sezione a doppio T realizzata mediante piatti in acciaio saldato; tali travi longitudinali sono vincolate ogni 3.20 metri su opportuni appoggi che consentono il trasferimento delle sole azioni verticali; tali elementi di sostegno sono realizzati da appoggi in neoprene armato la cui faccia superiore (a contatto con l'acciaio) è realizzata in teflon.

Le travi longitudinali pertanto trasferiscono i carichi provenienti dalla traverse agli appoggi verticali ed inoltre insieme alle crociere realizzano una trave reticolare in grado di trasferire le azioni agenti nel piano orizzontale ai vincoli disposti alle estremità della sovrastruttura.

Si prevede pertanto, al solo fine di vincolare la sovrastruttura in acciaio, la realizzazione di una nuova spalla Fissa su cui sono presenti due ritegni longitudinali (uno per ciascuna trave)

ed un ritegno trasversale e di una nuova Spalla Mobile su cui è disposto il solo ritegno trasversale.

Le spalle solo realizzate ciascuna mediante una traversa superiore appoggiata su una coppia di pali ϕ 1500mm lunghi 20 metri.

Sono state condotte due analisi distinte, la prima volta a controllare che le sollecitazioni verticali indotte dal transito dei convogli fossero inferiori a quelle di progetto dell'impalcato stradale, la seconda al fine di verificare la sovrastruttura in acciaio.

Unità di misura impiegate

- lunghezza [m]
- forze [kN]
- angoli [rad]
- tensioni [N/mm²]

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- **PD2_C30_1113_50-01-00_10-01** – Consegna 44 – Norme tecniche – Quadro Normativo.
- **PD2_C30_1114_50-01-00_10-02** – Consegna 44 – Norme tecniche – Quadro Normativo - Allegati.
- **RFI DTC INC PO SP IFS 001 A** - Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario
- **RFI DTC INC PO SP IFS 003 A** - Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari.
- **DM 14/01/08** - Norme tecniche per le costruzioni
- **Circolare n.617 del 02/02/2009** – Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 14/01/08
- **DM 02/08/1980** – Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali (*esclusivamente per la determinazione delle azioni di progetto dell'impalcato in c.a.p. esistente*)

Laddove la normativa vigente non fornisce indicazioni specifiche si è fatto riferimento alle disposizioni riportate dagli Eurocodici e dal Model Code 1990 CEB-FIP

- **Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo**
 - UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
 - UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi
- **Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio**
 - UNI EN 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
 - UNI EN 1993-1-5:2007 Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra
 - UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
 - UNI EN 1993-1-9:2005 Parte 1-9: Fatica
 - UNI EN 1993-2:2007 Parte 2: Ponti di acciaio
- **Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo**
 - UNI EN 1994-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
 - UNI EN 1994-2:2006 Parte 2: Regole generali e regole per i ponti
- **Model Code 1990 CEB-FIP**

3. MATERIALI

- **Calcestruzzo**

$\nu = 0.20$ coefficiente di Poisson
 $\alpha = 1.0 \times 10^5 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ coefficiente di dilatazione termica

- **Soletta fondazioni**

$R_{ck} \geq 35.00 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica cubica
 $E_c = 32588.00 \text{ N/mm}^2$ modulo elastico
 $f_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica cilindrica
 $f_{cd} = 16.46 \text{ N/mm}^2$ resistenza a compressione di calcolo
 $f_{ctm} = 2.83 \text{ N/mm}^2$ resistenza a trazione caratteristica
 $f_{ctk} = 1.98 \text{ N/mm}^2$ resistenza a trazione caratteristica
 $f_{ctd} = 1.32 \text{ N/mm}^2$ resistenza a trazione di calcolo

- **Acciaio per c.a.**

$B450Cf_{tk} \geq 540.00 \text{ N/mm}^2$ tensione caratteristica di snervamento
 $f_{yk} = 450.00 \text{ N/mm}^2$ tensione di snervamento di calcolo
 $E_s = 210000.00 \text{ N/mm}^2$ modulo elastico
 $1.15 \leq (f_t / f_y)_k \leq 1.35$
 f_y = singolo valore della tensione di snervamento rilevato sperimentalmente
 f_t = singolo valore della tensione di rottura rilevato sperimentalmente

- **Acciaio per impalcato metallico**

$\nu = 0.30$ coefficiente di Poisson
 $\alpha = 1.2 \times 10^5 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ coefficiente di dilatazione termica
S 355 M/ML
 $f_{tk} \geq 470 \text{ N/mm}^2$ tensione di rottura a trazione ($t \leq 40 \text{ mm}$)
 $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ tensione di calcolo (spessore $t \leq 40 \text{ mm}$)
 $f_{tk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$ tensione di rottura a trazione ($40 < t \leq 80 \text{ mm}$)
 $f_{yk} = 335 \text{ N/mm}^2$ tensione di calcolo ($40 < t \leq 80 \text{ mm}$)
 $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$ modulo elastico
 $G_a = 80770 \text{ N/mm}^2$ modulo elastico tangenziale

4. MODELLO DI CALCOLO

La struttura è stata analizzata mediante programma di calcolo agli elementi finiti Xfinest 7.1.

4.1 SCHEMA 1 : IMPALCATO STRADALE IN C.A.P.

E' stato realizzato un modello piano simulante l'impalcato stradale in c.a.p. esistente mediante l'utilizzo di elementi asta "Beam" disposti nel baricentro degli elementi.

Le estremità del modello sono vincolate per le sollecitazioni verticali trasversali e torsionali, mentre in asse al modello è diposto il vincolo longitudinale e trasversale ma non quello torsionale per simulare correttamente la presenza di un unico appoggio.

A tale modello sono state applicate le azioni di progetto previste dal D.M. 02/08/1980 comprensive dei permanenti portati.

4.2 SCHEMA 2 : IMPALCATO STRADALE IN C.A.P.

Sullo stesso modello utilizzato per lo schema 1 sono state introdotte le azioni indotte dal transito dei convogli ferroviari; inoltre sono stati conteggiati gli effetti dei permanenti portati esistenti ad eccezione della pavimentazione (di cui è prevista la rimozione) ed il peso della nuova sovrastruttura in acciaio

4.3 SCHEMA 3 : SOVRASTRUTTURA IN ACCIAIO

Mediante una serie di modelli piani sono stati valutate le sollecitazioni indotte sia dalle azioni verticali che orizzontali sulla nuova sovrastruttura mediante elementi asta "Beam" disposti nel baricentro degli elementi e nel dettaglio:

3.a : Modello in semplice appoggio della longherina su di una luce di 1.60 metri

3.b : Modello a trave continua della longherina su di una luce di 1.60 metri

3.c : Modello in semplice appoggio della traversa su di una luce di 6.80 metri

3.d : Modello a trave continua delle travi longitudinali su di una luce di 3.20 metri

3.e : Modello in semplice appoggio della reticolare su di una luce di 102 metri; gli effetti sismici sono stati valutati mediante una analisi statica equivalente determinando il periodo di vibrazione della trave reticolare e le masse considerate sono quelle della sovrastruttura in acciaio, del carico permanente e di un'aliquota del 20% del carico variabile.

5. PARAMETRI SISMICI

1) Classe d'uso e Periodo di riferimento

Essendo le opere strutture provvisorie si considera, secondo le indicazioni del par. 2.4.1. del DM 14/01/08, una vita nominale prevista è $V_N = 10$ anni, essendo l'opera in classe III, risulta un coefficiente d'uso $CU = 1.5$; in base alla norma si assume quindi un valore del periodo di riferimento di $V_R = 35$ anni.

2) Coefficienti sismici

I coefficienti sismici adottati sono quelli delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14/01/2008

Categoria suolo = C

Zona 3

Condizioni topografiche = T1

Latitudine: $45,1377^\circ$

Longitudine: $7,074^\circ$

SPETTRI DI RISPOSTA ORIZZONTALI							
SLO		SLD		SLV		SLC	
C_C	1.757	C_C	1.741	C_C	1.647	C_C	1.628
a_g	0.040	a_g	0.043	a_g	0.118	a_g	0.151
S	1.500	S	1.500	S	1.500	S	1.476
F_O	2.442	F_O	2.434	F_O	2.451	F_O	2.476
T_B	0.123	T_B	0.125	T_B	0.140	T_B	0.144
T_C	0.369	T_C	0.376	T_C	0.421	T_C	0.431
T_D	1.758	T_D	1.773	T_D	2.073	T_D	2.204

Tabella 1 – parametri spettri di risposta in accelerazione orizzontale

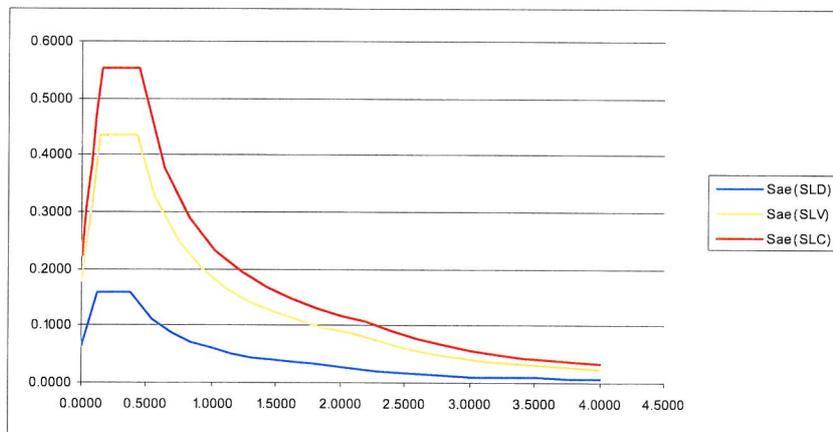


Figura 1 – Spettri di risposta in accelerazione orizzontale

SPETTRI DI RISPOSTA VERTICALI							
SLO		SLD		SLV		SLC	
a_g	0.040	a_g	0.043	a_g	0.118	a_g	0.151
S	1.000	S	1.000	S	1.000	S	1.000
F_V	0.656	F_V	0.684	F_V	1.137	F_V	1.299
T_B	0.050	T_B	0.050	T_B	0.050	T_B	0.050
T_C	0.150	T_C	0.150	T_C	0.150	T_C	0.150
T_D	1.000	T_D	1.000	T_D	1.000	T_D	1.000

Tabella 2 – parametri spettri di risposta in accelerazione verticale

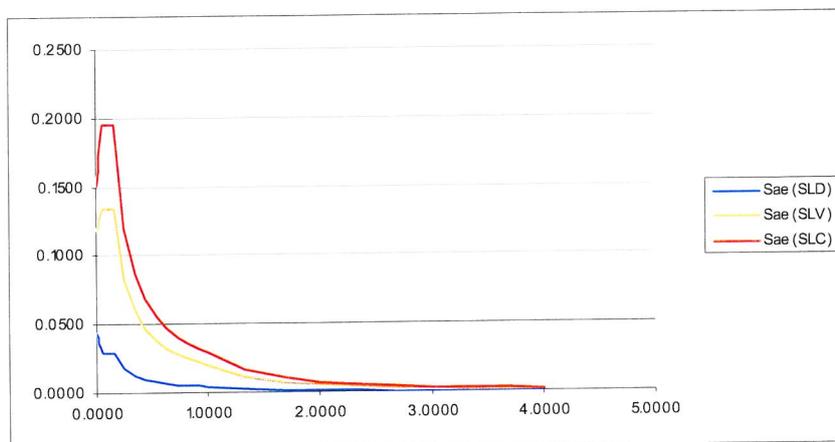


Figura 2 – Spettri di risposta in accelerazione verticale

3) Coefficiente di struttura

Il coefficiente di struttura è un dato di input definito dal progettista che stabilisce il livello di duttilità da dare alla struttura, e di conseguenza riduce lo spettro di progetto per il calcolo dell'azione sismica. La duttilità adottata viene poi garantita, in fase di verifica dell'elemento, applicando correttamente la sovrarresistenza richiesta dalla norma, il principio di gerarchia delle resistenze.

$$S_{ad} = S_{ae}/q$$

S_{ad} = accelerazione spettrale di progetto

S_{ae} = accelerazione spettrale elastica

q = coefficiente di struttura

6.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI

6.2.1 Schema 1

Marciapiedi e Velette

$$[2 \times 1.25 \times 0.15 + 2 \times 0.5 \times 0.1] \times 25 = 11.88 \text{ kN/m}$$

Barriere di sicurezza

$$[2 \times 0.5] = 1.0 \text{ kN/m}$$

Pavimentazione

$$[10.7 \times 3] = 32.1 \text{ kN/m}$$

6.2.2 Schema 2

Marciapiedi e Velette

$$[2 \times 1.25 \times 0.15 + 2 \times 0.5 \times 0.1] \times 25 = 11.88 \text{ kN/m}$$

Barriere di sicurezza

$$[2 \times 0.5] = 1.0 \text{ kN/m}$$

Pavimentazione (*Rimossa*)

Peso sovrastruttura in acciaio

$$= 20.0 \text{ kN/m}$$

considerando una densità per l'acciaio di 78.50 kN/m³ incrementato del 15% al fine di conteggiare il peso indotto dalla presenza di rinforzi, irrigidimenti e saldature.

Binari e Traversine

$$[1.2 \times 1.5 + 1.05 \times 1.1] = 3.0 \text{ kN/m}$$

Peso binari incrementato del 50% e peso delle traversine incrementato del 10%

6.3 AZIONI DA TRAFFICO

6.3.1 Schema 1

Con riferimento al DM 02/08/1980 sono stati applicate le seguenti azioni da traffico:

Stesa #1 : 41.7 kN/m [Ls = 45m] e 39.9 kN/m [Ls = 90m]

Stesa #2 : 21.4 kN/m [Ls = 45m] e 20.5 kN/m [Ls = 90m]

Stesa #3 : 0.7 x 21.4 kN/m [Ls = 45m] e 0.7 x 20.5 kN/m [Ls = 90m]

con Ls = Lunghezza stesa

Folla sui marciapiedi : 4 kN/m²

6.3.2 Schemi 2 e 3 – LM71

Lo schema di carico adottato è analogo a quello di norma per LM71 ma ridotto vista la particolarità dell'intervento:

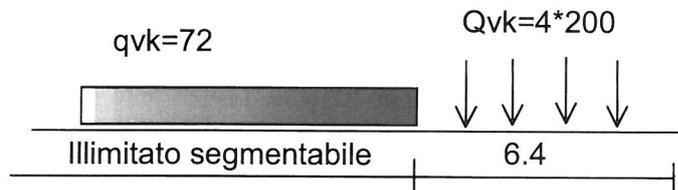


Figura 4 – Treno di carico LM71

Ai fini del calcolo delle sollecitazioni sull'impalcato, i quattro carichi concentrati degli assi da 200 kN ciascuno possono essere assimilati ad un carico ripartito equivalente.

Risulta pertanto :

$$Q_{vk} : 200 \times 4 / 6.4 = 125 \text{ kN/m}$$

Il coefficiente $\alpha=1.1$ è stato introdotto nelle combinazioni.

Premesso che la velocità della linea sarà mantenuta ridotta al valore di 50km/h per il limitato periodo di utilizzo di tale opera si è comunque scelto di adottare il coefficiente dinamico ϕ_3 per linee con normale standard manutentivo; tale incremento è stato conteggiato in funzione della sua L_ϕ ed è riportato in dettaglio nei paragrafi delle verifiche per ciascun elemento strutturale.

Nei confronti delle azioni verticali l'opera è in C.a.p. e pertanto non si applica il coefficiente β di adattamento dell'incremento dinamico che deve essere considerato per i ponti metallici con armamento diretto ; nei confronti delle azioni orizzontali la sovrastruttura in acciaio ha una luce $L_\phi = 102 \text{ m} > 90 \text{ m}$ ed il conseguente coefficiente $\beta = 1$.

Il carico è stato disposto con una eccentricità rispetto all'asse longitudinale dell'impalcato pari a 8 cm ovvero $s/18$ come da norma.

Il carico LM71 è stato fatto viaggiare lungo l'opera e segmentato al fine di massimizzare le sollecitazioni per ciascuna sezione.

6.4 AZIONI DA TRAFFICO – FRENATURA/AVVIAMENTO

6.4.1 Schemi 1 e 2

Il confronto tra le sollecitazioni è stato condotto esclusivamente per le azioni verticali in quanto le azioni orizzontali vengono riprese dalla nuova sovrastruttura.

6.4.2 Schema 3

Vista la ridotta velocità di percorrenza e la temporaneità dell'intervento i binari presentano dei giunti, non essendoci continuità di rotaia tra spalle e impalcato non è stata condotta l'analisi di interazione e le azioni longitudinali indotte dal traffico dei treni sono state valutate interamente agenti sulla sovrastruttura

Ai fine del calcolo degli elementi strutturali è stato utilizzato, a favore di sicurezza, il valore maggiormente gravoso per tali tipologie di azioni ovvero quello della frenatura indotta dal carico LM71 infatti:

$$\text{Frenatura LM71} = 1.1 \times 20 \text{ kN/m} \times 102 \text{ m} = \underline{2244} \text{ kN.}$$

$$\text{Avviamento} = 1.1 \times 33 \text{ kN/m} \times 102 \text{ m} < 1000 = 1000 \text{ kN.}$$

6.5 AZIONI DA TRAFFICO – SERPEGGIO

6.5.1 Schemi 1 e 2

Il confronto tra le sollecitazioni è stato condotto esclusivamente per le azioni verticali in quanto le azioni orizzontali vengono riprese dalla nuova sovrastruttura.

6.5.2 Schema 3

Si considera l'azione orizzontale Qsk del serpeggio applicata alla sommità della rotaia

$$Q_{sk} = 100 \text{ kN (il coefficiente } \alpha \text{ viene conteggiato all'interno delle combinazioni)}$$

6.6 AZIONI DA TRAFFICO – CENTRIFUGA

L'asse del binario è rettileno sull'opera in oggetto e pertanto non si sviluppano azioni indotte dalla forza centrifuga.

6.7 CARICHI SUI MARCIAPIEDI

I carichi accidentali sui marciapiedi sono schematizzabili con un carico uniformemente ripartito di 10 KN/m^2 .

Tale azioni non è da considerarsi concomitante con il traffico dei convogli e pertanto, vista la sua modesta entità, risulta non dimensionante.

6.8 EFFETTO DELLA TEMPERATURA

Per la verifica delle deformazioni orizzontali e verticali degli impalcati, con l'esclusione delle analisi di comfort, dovranno considerarsi delle differenze di temperatura fra estradosso ed intradosso e fra le superfici laterali più esterne degli impalcati di 10°C. Per tali differenze di temperatura potrà assumersi un andamento lineare fra i detti estremi, considerando gli stessi gradienti termici diretti sia in un verso che nel verso opposto.

Ai fini del confronto delle sollecitazioni tra la nuova soluzione in progetto e la struttura esistente gli effetti iperstatici indotti dal gradiente termico non sono stati considerati in quanto il gradiente termico di 10°C previsto dal DM 02/09/1980 agenti tra intradosso ed estradosso del cassone in C.a.p. risulta doppio rispetto a quanto richiesto dalla normativa ferroviaria.

6.9 EFFETTO DEL VENTO (Step 15)

6.9.1 Schemi 1 e 2

Il confronto tra le sollecitazioni è stato condotto esclusivamente per le azioni verticali in quanto le azioni orizzontali vengono riprese dalla nuova sovrastruttura.

6.9.2 Schema 3

In accordo alla normativa in vigore l'azione del vento è stata calcolata applicando i seguenti coefficienti.

ZONA I : Piemonte $V_{ref,0} = 25$ m/s essendo la quota inferiore ai 1000 m risulta

$$q_{ref} = V_{ref,0}^2 / 1.6 = 0.3906 \text{ kN/m}^2$$

Classe Rugosità D : (Area priva di ostacoli)

Zona II : (quota inferiore ai 500 m)

Ne consegue un coefficiente di esposizione

$$C_e = 2.616$$

L'opera sottoposta sia alla pressione sopravvento che sottovento

$$C_p = 0.8 + 0.4 = 1.2$$

Ne consegue una pressione del vento complessiva di

$$Q_{Vento} = C_p \times C_e \times q_{ref} = 1.2 \times 2.616 \times 0.3906 = 1.226 \text{ kN/m}^2$$

Nel modello l'azione del vento è stata valutata con una pressione Q_{Vento} di 1.25 kN/ m² applicata sulla struttura dall'intradosso delle travi fino alla quota del p.f. e applicata sui treni dalla quota del piano del ferro fino a alla quota +4m dal p.f.

Oltre all'azione trasversale sull'impalcato è stato introdotto l'effetto di coppia che ne consegue mediante l'introduzione di una differenza di carico verticale agente sulle longherine.

7. CRITERI DI PROGETTAZIONE PER LE AZIONI SISMICHE

Non sono presenti elementi duttili pertanto il coefficiente sismico q adottato per la sovrastruttura e per il dimensionamento delle spalle è $q=1$ ovvero si è eseguita una analisi elastica.

Azione sismica sulle fondazioni

Con riferimento al punto 7.11.5.3.2 delle NT 2008, le fondazioni su pali andrebbero verificate considerando il moto sismico di riferimento al suolo, privo dell'ampificazione legata al periodo proprio della struttura. Tuttavia, vista la particolarità dell'opera, ed essendo i pali di fondazione realizzati per una buona parte all'interno di un rilevato, si ritiene più cautelativo considerare l'azione sismica amplificata per effetto delle oscillazioni dell'impalcato.

7.1 DETERMINAZIONE SOLLECITAZIONI SISMICHE SLV

Ai fini del calcolo delle sollecitazioni sismiche della sovrastruttura sono state utilizzati i seguenti carichi :

$$\begin{aligned} \text{Peso sovrastruttura e permanenti portati} &: 20.0 + 3.0 &&= 23.0 \text{ kN/m} \\ 20\% \text{ del treno LM71} &: 0.2 \times 1.1 \times [200 \times 4 + 72 \times (102-6.4)]/102 &&= 16.6 \text{ kN/m} \\ \text{Totale} &&&= 39.6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

In direzione longitudinale a favore di sicurezza viene valutata l'accelerazione sul plafond dello spettro:

$$a_{xg}/g = 0.118 \times 1.5 \times 2.451 = 0.434 \text{ g}$$

$$F_{xd} = 0.434 \times (39.6 \times 102) = 1753 \text{ kN} \rightarrow 1753/2 = 876.5 \text{ kN per ciascun vincolo}$$

In direzione trasversale viene adottata l'accelerazione corrispondente al primo modo di vibrare della trave reticolare nel piano orizzontale il cui periodo risulta:

$$T = \frac{\sqrt{\delta_0}}{17.75} = 1.08 \text{ s} \rightarrow a_{yg}/g = 0.17 \text{ g}$$

$$\text{Con } \delta_0 = 5/384 \times q \times L^4 / (Es \times I) = 0.367 \text{ m} \rightarrow 367 \text{ mm}$$

$$q = 39.6 \text{ kN/m}$$

$$L = 102 \text{ m}$$

$$Es = 210000000 \text{ kN/m}^2$$

$$I = 0.723 \text{ m}^4 \text{ (Inerzia nel piano orizzontale della trave reticolare)}$$

$$F_{yd} = 0.170 \times (39.6 \times 102) = 686.7 \text{ kN} \rightarrow 686.7/2 = 343.35 \text{ kN per ciascun vincolo}$$

Sia in direzione longitudinale che trasversale le azioni sismiche non risultano dimensionanti.

Deviation provisoire LH – Note de calcul intervention sur pont existant SS25

Deviazione provvisoria LS – Relazione di calcolo intervento su impalcato esistente SS25

8. COMBINAZIONI DI CARICO

Nelle formule contenute nel presente paragrafo si assumono le seguenti abbreviazioni :

G_1 : Peso proprio

G_2 : Permanenti portati compiutamente definiti

G_B : Ballast

Q : Azioni Variabili

E : Azioni indotte dal sisma

A_d : Azioni eccezionali

ed i seguenti valori per i coefficienti ψ

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Gruppi di carico	gr1	0.80	0.80	0.00
	gr2	0.80	0.80	0.00
	gr3	0.80	0.80	0.00
	gr4	1.00	1.00	0.00
Vento	F_{wk}	0.60	0.50	0.00
Azioni termiche	T_k	0.60	0.60	0.50

Tabella 3 – coefficienti ψ

Inoltre per i carichi sulla banchina di stazione si adottano i seguenti coefficienti

$$\psi_0 = 0.7 ; \psi_1 = 0.7 ; \psi_2 = 0.6$$

i gruppi di carico gr1-gr4 sono definiti come :

TIPO DI CARICO Gruppo di carico	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale	Treno Scarico	Frenatura e Avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1	1.0		0.5 (0.0)	1.0 (0.0)	1.0 (0.0)	Massima azione verticale e laterale
Gruppo 2		1.0	0.0	1.0 (0.0)	1.0 (0.0)	stabilità laterale
Gruppo 3	1.0 (0.5)		1.0	0.5 (0.0)	0.5 (0.0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0.8		0.8	0.8	0.8	fessurazione singolo binario

Tabella 4 – gruppi di carico

COMBINAZIONE FONDAMENTALE (SLU)

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{GB} G_B + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum \gamma_{Qj} \psi_{0j} \times Q_{kj}$$

γ_{G1} : Carichi permanenti strutturali	- favorevoli 1.00 - sfavorevoli 1.35
γ_{G2} : Carichi permanenti non strutturali (compiutamente definiti)	- favorevoli 1.00 - sfavorevoli 1.35
γ_B : Carichi indotti dal Ballast	- favorevoli 1.00 - sfavorevoli 1.50
γ_Q : Carichi variabili da traffico	- favorevoli 0.00 - sfavorevoli 1.45
γ_Q : Altri carichi variabili	- favorevoli 0.00 - sfavorevoli 1.50

COMBINAZIONE SISMICA (SLU)

$$G_1 + G_2 + G_B + E + \sum \psi_{2j} \times Q_{ki}$$

$\psi_{2j} = 0.2$ per i carichi dovuti al transito dei convogli

COMBINAZIONE ECCEZIONALE (SLU)

$$G_1 + G_2 + G_B + A_d + \sum \psi_{2j} \times Q_{kj}$$

COMBINAZIONE CARATTERISTICA O RARA (SLE IRREVERSIBILI)

$$G_1 + G_2 + G_B + Q_{k1} + \sum \psi_{0j} \times Q_{kj}$$

COMBINAZIONE FREQUENTE (SLE REVERSIBILI)

$$G_1 + G_2 + G_B + \psi_{11} Q_{k1} + \sum \psi_{2j} \times Q_{kj}$$

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE (SLE DI LUNGO TERMINE)

$$G_1 + G_2 + G_B + \sum \psi_{2j} \times Q_{kj}$$

9. CONFRONTO SOLLECITAZIONI

9.1 SOLLECITAZIONI SULLO SCHEMA 1

Le sollecitazioni agenti sull'impalcato indotte da peso proprio, permanenti e traffico stradale risultano :

Nodo	X [m]	M [kNm]			
		Peso Proprio	Permanenti Portati	Inviluppo Variabili	Sollecitazione Complessiva
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	3.2	9155.0	2201.0	5472.4	16828.4
3	6.4	16394.4	3941.4	9977.1	30312.9
4	9.6	21718.1	5221.3	13514.2	40453.5
5	12.8	25126.2	6040.6	16083.5	47250.3
6	16.1	26634.4	6403.2	17719.6	50757.2
7	19.4	26105.3	6276.0	18326.7	50708.0
8	22.6	23646.7	5684.9	17932.5	47264.1
9	25.8	19272.4	4633.3	16570.6	40476.4
10	29.0	12982.6	3121.2	14241.1	30344.8
11	32.2	4777.0	1148.4	10943.9	16869.3
12	35.4	-5344.2	-1284.8	-9378.5	-16007.5
13	38.6	-17381.0	-4178.6	-11124.8	-32684.4
14	41.8	-31333.5	-7532.9	-15838.0	-54704.5
15	45.0	-47201.7	-11347.8	-22942.3	-81491.8

Tabella 5 – Sollecitazioni flessionali sullo schema 1.

Nodo	X [m]	V [kN]			
		Peso Proprio	Permanenti Portati	Inviluppo Variabili	Sollecitazione Complessiva
1	0.0	3160.3	759.8	1861.3	5781.4
2	3.2	2561.6	615.8	1558.9	4736.4
3	6.4	1963.0	471.9	1323.4	3758.3
4	9.6	1364.3	328.0	1017.9	2710.3
5	12.8	765.7	184.1	902.0	1851.8
6	16.1	148.4	35.7	576.8	760.8
7	19.4	-469.0	-112.8	-737.2	-1319.0
8	22.6	-1067.6	-256.7	-789.5	-2113.8
9	25.8	-1666.3	-400.6	-1085.4	-3152.2
10	29.0	-2264.9	-544.5	-1219.2	-4028.6
11	32.2	-2863.6	-688.4	-1513.4	-5065.4
12	35.4	-3462.2	-832.4	-1715.9	-6010.5
13	38.6	-4060.8	-976.3	-2008.5	-7045.6
14	41.8	-4659.5	-1120.2	-2264.7	-8044.4
15	45.0	-5258.1	-1264.1	-2555.7	-9077.9

Tabella 6 – Sollecitazioni taglianti sullo schema 1.

Deviation provisoire LH – Note de calcul intervention sur pont existant SS25
 Deviazione provvisoria LS – Relazione di calcolo intervento su impalcato esistente SS25

Il coefficiente dinamico utilizzato in accordo con il DM 02/08/1980 risulta :

g : 232.05 kN/m (Peso proprio e permanenti portati)

q : 88.08 kN/m (Carico variabile con $L=45\text{m}$)

$f = 1.4 - 0.002 (g/q+1) L = 1.073$

9.2 SOLLECITAZIONI SULLO SCHEMA 2

Le sollecitazioni agenti sull'impalcato indotte da peso proprio, permanenti (comprensivi del peso della sovrastruttura in acciaio) e traffico ferroviario risultano :

Nodo	X [m]	M [kNm]			Sollecitazione Complessiva
		Peso Proprio	Permanenti Portati	Inviluppo Variabili	
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	3.2	9155.0	1755.6	4838.1	15748.7
3	6.4	16394.4	3143.9	9067.9	28606.2
4	9.6	21718.1	4164.8	12875.2	38758.1
5	12.8	25126.2	4818.4	15229.2	45173.8
6	16.1	26634.4	5107.6	16462.3	48204.3
7	19.4	26105.3	5006.2	16805.2	47916.7
8	22.6	23646.7	4534.7	16287.5	44468.9
9	25.8	19272.4	3695.8	15174.4	38142.7
10	29.0	12982.6	2489.6	13263.4	28735.6
11	32.2	4777.0	916.1	10515.4	16208.4
12	35.4	-5344.2	-1024.8	-8551.7	-14920.7
13	38.6	-17381.0	-3333.1	-10232.8	-30946.9
14	41.8	-31333.5	-6008.8	-14588.7	-51931.0
15	45.0	-47201.7	-9051.8	-21087.7	-77341.2

Tabella 7 – Sollecitazioni flessionali sullo schema 2.

Deviation provisoire LH – Note de calcul intervention sur pont existant SS25

Deviazione provvisoria LS – Relazione di calcolo intervento su impalcato esistente SS25

Nodo	X [m]	V [kN]			
		Peso Proprio	Permanenti Portati	Inviluppo Variabili	Sollecitazione Complessiva
1	0.0	3160.3	606.0	1961.1	5727.4
2	3.2	2561.6	491.2	1507.0	4559.8
3	6.4	1963.0	376.4	1416.9	3756.3
4	9.6	1364.3	261.6	962.7	2588.7
5	12.8	765.7	146.8	956.5	1869.0
6	16.1	148.4	28.4	599.3	776.1
7	19.4	-469.0	-89.9	-703.5	-1262.4
8	22.6	-1067.6	-204.7	-753.3	-2025.7
9	25.8	-1666.3	-319.5	-1014.9	-3000.7
10	29.0	-2264.9	-434.3	-1139.2	-3838.4
11	32.2	-2863.6	-549.1	-1400.8	-4813.5
12	35.4	-3462.2	-663.9	-1589.3	-5715.4
13	38.6	-4060.8	-778.7	-1897.9	-6737.4
14	41.8	-4659.5	-893.5	-2091.3	-7644.3
15	45.0	-5258.1	-1008.3	-2438.0	-8704.5

Tabella 8 – Sollecitazioni taglianti sullo schema 2.

La velocità di percorrenza dei treni nel tratto in oggetto, vista anche la natura provvisoria dell'opera, è ridotta; si è comunque considerato a favore di sicurezza il coefficiente dinamico che risulta :

$$L = 45+45\text{m} \Rightarrow L_{\phi} = 1.2 \times (45+45)/2 = 54 \text{ m}$$

$$\phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_{\phi}} - 0.2} + 0.73 = 1.03$$

Oltre al coefficiente ϕ_3 le azioni indotte dal traffico del LM71 sono state incrementate del coefficiente $\alpha=1.1$

9.3 CONFRONTO SOLLECITAZIONI TRA SCHEMA 1 E SCHEMA 2

Nodo	X [m]	Raffronto sollecitazioni					
		Momenti [kNm]			Tagli [kN]		
		Schema 1	Schema 2	%	Schema 1	Schema 2	%
1	0.0	0.0	0.0	-	5781.4	5727.4	-0.93%
2	3.2	16828.4	15748.7	-6.42%	4736.4	4559.8	-3.73%
3	6.4	30312.9	28606.2	-5.63%	3758.3	3756.3	-0.05%
4	9.6	40453.5	38758.1	-4.19%	2710.3	2588.7	-4.49%
5	12.8	47250.3	45173.8	-4.39%	1851.8	1869.0	0.93%
6	16.1	50757.2	48204.3	-5.03%	760.8	776.1	2.00%
7	19.4	50708.0	47916.7	-5.50%	-1319.0	-1262.4	-4.29%
8	22.6	47264.1	44468.9	-5.91%	-2113.8	-2025.7	-4.17%
9	25.8	40476.4	38142.7	-5.77%	-3152.2	-3000.7	-4.81%
10	29.0	30344.8	28735.6	-5.30%	-4028.6	-3838.4	-4.72%
11	32.2	16869.3	16208.4	-3.92%	-5065.4	-4813.5	-4.97%
12	35.4	-16007.5	-14920.7	-6.79%	-6010.5	-5715.4	-4.91%
13	38.6	-32684.4	-30946.9	-5.32%	-7045.6	-6737.4	-4.37%
14	41.8	-54704.5	-51931.0	-5.07%	-8044.4	-7644.3	-4.97%
15	45.0	-81491.8	-77341.2	-5.09%	-9077.9	-8704.5	-4.11%

Le sollecitazioni di momento indotte dal transito dei treni di carico tipo LM71 sono sempre inferiori a quelle indotte dalle azioni di progetto dei carichi stradali, mentre per le sollecitazioni di taglio il valore è inferiore per le sezioni dimensionanti.

Si ha infatti un superamento delle sollecitazioni indotte dal transito dei treni di carico tipo LM71 rispetto a quelle di raffronto (al massimo di un 2%) esclusivamente nella zona di massimo momento in cui le azioni taglianti sono prossime ad azzerarsi.

Il confronto delle sollecitazioni torsionali è stato omesso in quanto il torcente è direttamente proporzionale al taglio ed al braccio delle azioni; le azioni taglianti indotte dal transito del treno LM71 non sono dimensionanti rispetto a quelle indotte dalle azioni di progetto dei carichi stradali ed inoltre il braccio risulta sensibilmente inferiore :

$$\text{braccio LM71} = S/18 = 8 \text{ cm}$$

$$\text{braccio azioni stradali (3 stese L=45m)} = 115 \text{ cm}$$

$$\text{braccio azioni stradali (3 stese L=90m)} = 114 \text{ cm}$$

9.4 AZIONI SUGLI APPOGGI

- Azioni agenti sugli appoggi delle spalle

Azioni trasmesse dall'impalcato sullo schema 1:

Permanenti : $N_{perm} = 759.8 \text{ kN}$ e $M_t = 0 \text{ kNm}$

Variabili L=45m: $N_{var} = 1861.3 \text{ kN}$ e $M_t = 3667.8 \text{ kNm}$ (*Comprensivo di ϕ*)

Variabili L=90m: $N_{var} = 1536.0 \text{ kN}$ e $M_t = 4705.5 \text{ kNm}$ (*Comprensivo di ϕ*)

Risulta con un braccio appoggi di 5.4 m

$$\Delta R_{1Max} = (759.8 + 1536.0) / 2 + 4705.5 / 5.4 = \mathbf{2019.3 \text{ kN}}$$

Azioni trasmesse dall'impalcato sullo schema 2:

Permanenti : $N_{perm} = 606.0 \text{ kN}$ e $M_t = 0 \text{ kNm}$

Variabili : $N_{var} = 1961.1 \text{ kN}$ e $M_t = 250.4 \text{ kNm}$ (*Comprensivo di ϕ ed α*)

Risulta con un braccio appoggi di 5.4 m

$$\Delta R_{2Max} = (606.8 + 1961.1) / 2 + 250.4 / 5.4 = \mathbf{1330.0 \text{ kN}}$$

- Azioni agenti sull'appoggio della pila

Azioni trasmesse dall'impalcato sullo schema 1:

Permanenti : $N_{perm} = 2528.2 \text{ kN}$ e $M_t = 0 \text{ kNm}$

Variabili : $N_{var} = 5111.4 \text{ kN}$ e $M_t = 0 \text{ kNm}$ (*Comprensivo di ϕ*)

$$\Delta R_{1Max} = (2528.2 + 5111.4) = \mathbf{7639.6 \text{ kN}}$$

Azioni trasmesse dall'impalcato sullo schema 2:

Permanenti : $N_{perm} = 2016.7 \text{ kN}$ e $M_t = 0 \text{ kNm}$

Variabili : $N_{var} = 4660.8 \text{ kN}$ e $M_t = 0 \text{ kNm}$ (*Comprensivo di ϕ ed α*)

$$\Delta R_{2Max} = (2016.7 + 4660.8) = \mathbf{6677.5 \text{ kN}}$$

Le azioni trasmesse sugli appoggi dalla nuova soluzione in progetto ΔR_{2Max} sono inferiori a quelle originariamente prevista per l'opera stradale ΔR_{1Max} .

10. VERIFICHE A STATO LIMITE ULTIMO SCHEMA 3

Le sollecitazioni di progetto involupate e combinate con i coefficienti di cui al paragrafo 8 vengono confrontate con le resistenze dei principali elementi strutturali.

10.1 LONGHERINE

Sono stati creati due modelli distinti 3a e 3b al fine di valutare correttamente gli effetti dei carichi sulle longherine; il modello 3b fornisce i valori di sollecitazioni per le longherine nell'ipotesi di continuità flessionale in corrispondenza delle traverse; al fine di soddisfare i requisiti delle specifiche ferroviarie RFI DTC INC PO SP IFS 001 A paragrafo 2.3.8.2.2.g, ovvero la richiesta di verificare le longherine anche con uno schema statico di semplice appoggio, è stato creato un opportuno modello di calcolo 3a, a partire da quello principale, in cui sono stati create delle opportune sconnessioni flessionali.

Le verifiche flessionali sono pertanto condotte per i momenti positivi e per i tagli a partire dal modello 3a con le sconnessioni nelle sezioni di attacco longherina / traversa e per i momenti negativi a partire dal modello di trave continua 3b.

Risultano le seguenti sollecitazioni :

Massimo momento positivo di campata :

Peso proprio e permanenti :	$1.35 \times (0.4+0.7)$	= 1.5 kNm
LM71 comprensivo di α :	$1.45 \times 1.815 \times 30.4$	= 80.0 kNm
Serpeggio comprensivo di α :	1.45×6.7	= 9.7 kNm
Vento :	$0.6 \times 1.5 \times 2.65$	= 2.4 kNm
	Totale M_{Ed}^+	= 93.6 kNm

Massimo momento negativo in asse al traverso:

Peso proprio e permanenti :	$-1.35 \times (0.3+0.5)$	= -1.1 kNm
LM71 comprensivo di α :	$-1.45 \times 1.815 \times 19.55$	= -51.4 kNm
Serpeggio comprensivo di α :	-1.45×2.8	= -4.1 kNm
Vento :	$-0.6 \times 1.5 \times 1.9$	= -1.7 kNm
	Totale M_{Ed}^-	= -58.3 kNm

Massimo taglio in asse al traverso:

Peso proprio e permanenti :	1.35 x (0.9+1.7)	= 3.5 kN
LM71 comprensivo di α :	1.45 x 1.815 x 81.8	= 215.2 kN
Serpeggio comprensivo di α :	1.45 x 16.9	= 24.5 kN
Vento :	0.6 x 1.5 x 6.5	= 5.9 kN
	Totale V_{Ed}	= 249.1 kN

Il coefficiente di amplificazione dinamica utilizzato nelle combinazione risulta

$$\phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\phi} - 0.2} + 0.73 = 1.815$$

ed è stato valutato con una lunghezza $L_\phi = 1.6 \times 3 = 4.8$ m

in accordo al punto 1.4.2.5.3 delle specifiche ferroviarie RFI DTC INC PO SP IFS 001 A

In aggiunta viene considerata la forza di frenatura che induce uno sforzo assiale sulle longherine; tale azione viene assorbita dalle longherine e tramite le crociere viene trasmessa alle travi portanti longitudinali.

La massima forza assiale su una longherina dovuta all'avviamento del LM71 (33 kN/m) risulta :

$$N_{Ed} = 33 \times 3.2 / 2 = 52.8 \text{ kN}$$

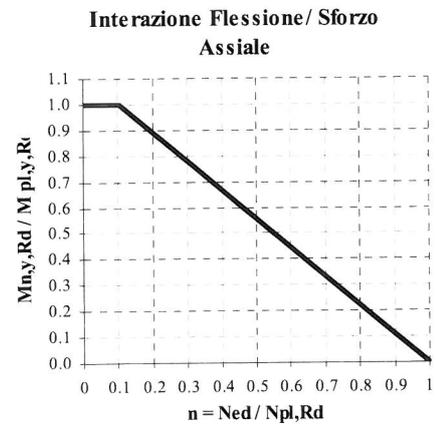
Deviation provisoire LH – Note de calcul intervention sur pont existant SS25

Deviazione provvisoria LS – Relazione di calcolo intervento su impalcato esistente SS25

Le longherine sono realizzate da profili HEB 280 in acciaio S 355 essendo gli spessori inferiori a 40 mm la resistenza $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$.

Per la tipologia di verifica il valore del coefficiente assunto $\gamma_{M0} = 1.05$

B	280	mm	Larghezza piattabande
H	280	mm	Altezza complessiva trave
t_f	18	mm	Spessore piattabande
t_w	10.5	mm	Spessore anime
ε	0.814		
		c/t	CLASSE II
Piattabanda	7.49	< 10 $\varepsilon =$	8.14
Anima	23.24	< 83 $\varepsilon =$	67.53
Area	0.0126	m ²	Area sezione
A_v	0.00275	m ²	Area a taglio nel piano dell'anima
a	0.203		
$V_{c,Rd}$	537.0	kN	Resistenza a taglio
1/2 $V_{c,Rd}$	268.5	kN	Limite di azione del taglio per cui si può trascurare la sua influenza sulla resistenza a flessione
$N_{pl,Rd}$	4274.2	kN	
$M_{pl,y,Rd}$	499.3	kNm	
N_{Ed}	52.8	kN	$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0.0124$
$M_{Ny,Rd}$	499.3	kNm	(dal diagramma di interazione)
V_{Ed}	249.1	kN	$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0.464 < 1/2$
M_{Ed}^+	93.6	kNm	$Med^+ / M_{Ny,Rd} = 0.188 < 1$
M_{Ed}^-	-58.3	kNm	$Med^- / M_{Ny,Rd} = 0.117 < 1$



Controllo dell'instabilità :

$$N_{cr} = Area \times \sigma_{cr} = Area \times \pi^2 \times E / (L_0 / i_{min})^2 = 5926 \text{ kN}$$

$$\text{Con } L_0 = 3 \times 1.6 = 4.8 \text{ m ed } i_{min} = 0.072 \text{ m}$$

$N_{Ed}/N_{cr} = 0.009 < 0.04$ pertanto in accordo al punto 4.2.4.1.3.1 del **DM 14/01/08** gli effetti legati ai fenomeni di instabilità per le aste compresse possono essere trascurati.

10.2 TRAVERSE DI CAMPATA

Le sollecitazioni agenti sulle traverse di campata sono desunte a partire dal modello di calcolo 3c involupando le azioni per ciascun elemento.

L'interasse delle traverse è di 1.6 m e la loro luce è di 6.8 m; la travi longitudinali in cui sono incastrate sono costituite da profili aperti dotati di scarsa rigidezza torsione ne consegue che il momento di incastro delle traverse sia praticamente trascurabile.

Risultano le seguenti sollecitazioni :

Massimo momento positivo:

Peso proprio e permanenti :	1.35 x 26.6	= 36.0 kNm
LM71 comprensivo di α :	1.45 x 1.35 x 307.0	= 601.0 kNm
Serpeggio comprensivo di α :	1.45 x 46.0	= 66.7 kNm
Vento :	0.6 x 1.5 x 8.5	= 7.6 kNm
	Totale M_{Ed}^+	= 711.3 kNm

Massimo taglio:

Peso proprio e permanenti :	1.35 x 12.8	= 17.3 kN
LM71 comprensivo di α :	1.45 x 1.35 x 115.8	= 226.8 kN
Serpeggio comprensivo di α :	1.45 x 17.4	= 25.2 kN
Vento :	0.6 x 1.5 x 3.2	= 2.9 kN
	Totale V_{Ed}	= 272.2 kN

Il coefficiente di amplificazione dinamica utilizzato nelle combinazione risulta

$$\phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\phi} - 0.2} + 0.73 = 1.35$$

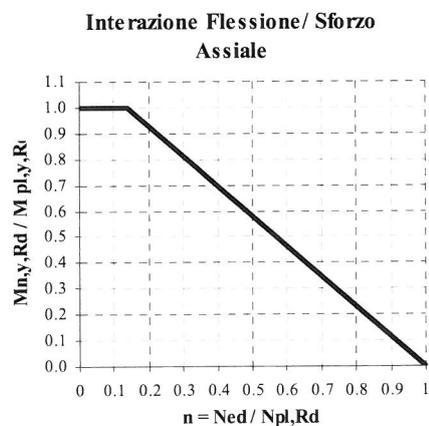
ed è stato valutato con una lunghezza $L_\phi = 6.8 \times 2 = 13.60$

in accordo al punto 1.4.2.5.3 delle specifiche ferroviarie RFI DTC INC PO SP IFS 001 A

Le traverse di campata sono realizzate da profili HEB 500 in acciaio S 355 essendo gli spessori inferiori a 40 mm la resistenza $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$.

Per la tipologia di verifica il valore del coefficiente assunto $\gamma_{M0} = 1.05$

B	300	mm	Larghezza piattabande
H	500	mm	Altezza complessiva trave
t_f	28	mm	Spessore piattabande
t_w	14.5	mm	Spessore anime
ε	0.814		
		c/t	CLASSE II
Piattabanda		5.10	< 10 $\varepsilon = 8.14$
Anima		30.62	< 83 $\varepsilon = 67.53$
Area	0.0232	m ²	Area sezione
A_v	0.00684	m ²	Area a taglio nel piano dell'anima
a	0.277		
$V_{c,Rd}$	1335.9	kN	Resistenza a taglio
$1/2 V_{c,Rd}$	668.0	kN	Limite di azione del taglio per cui si può trascurare la sua influenza sulla resistenza a flessione
$N_{pl,Rd}$	7856.7	kN	
$M_{pl,y,Rd}$	1582.1	kNm	
N_{Ed}	0	kN	$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0.0000$
$M_{Ny,Rd}$	1582.1	kNm	(dal diagramma di interazione)
V_{Ed}	272.2	kN	$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0.204 < 1/2$
M_{Ed}^+	711.3	kNm	$Med^+ / M_{Ny,Rd} = 0.450 < 1$
M_{Ed}^-	0.0	kNm	$Med^- / M_{Ny,Rd} = 0.000 < 1$



10.3 TRAVERSE DI ESTREMITA'

Le sollecitazioni agenti sulle traverse di estremità sono ricavate a favore di sicurezza a partire dalle azioni agenti sulle traverse di campata adottando il coefficiente dinamico di competenza.

Risultano le seguenti sollecitazioni :

Massimo momento positivo:

Peso proprio e permanenti :	1.35 x 26.6	= 36.0 kNm
LM71 comprensivo di α :	1.45 x 2.0 x 307.0	= 890.3 kNm
Serpeggio comprensivo di α :	1.45 x 46.0	= 66.7 kNm
Vento :	0.6 x 1.5 x 8.5	= 7.6 kNm
	Totale M_{Ed}^+	= 1000.6 kNm

Massimo taglio:

Peso proprio e permanenti :	1.35 x 12.8	= 17.3 kN
LM71 comprensivo di α :	1.45 x 2.0 x 115.8	= 335.8 kN
Serpeggio comprensivo di α :	1.45 x 17.4	= 25.2 kN
Vento :	0.6 x 1.5 x 3.2	= 2.9 kN
	Totale V_{Ed}	= 381.2 kN

Il coefficiente di amplificazione dinamica utilizzato nelle combinazione risulta

$$\phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\phi} - 0.2} + 0.73 = 2.00$$

ed è stato valutato con una lunghezza $L_\phi = \min(6.8 \times 2 ; 3.6) = 3.60$

in accordo al punto 1.4.2.5.3 delle specifiche ferroviarie RFI DTC INC PO SP IFS 001 A

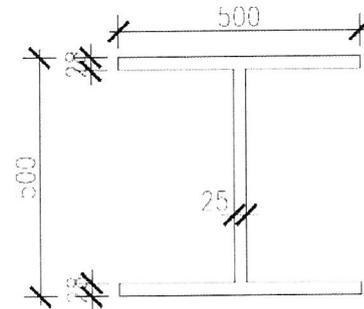
Deviation provisoire LH – Note de calcul intervention sur pont existant SS25

Deviazione provvisoria LS – Relazione di calcolo intervento su impalcato esistente SS25

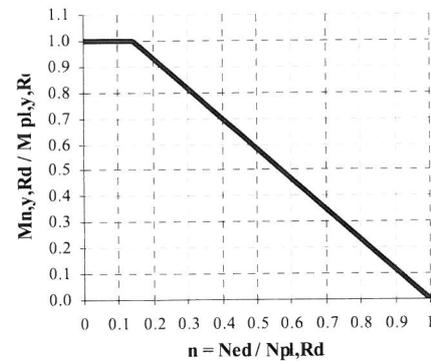
Le traverse di estremità sono realizzate in acciaio S 355 essendo gli spessori inferiori a 40 mm la resistenza $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$.

Per la tipologia di verifica il valore del coefficiente assunto $\gamma_{M0} = 1.05$

B	500	mm	Larghezza piattabande
H	500	mm	Altezza complessiva trave
t_f	28	mm	Spessore piattabande
t_w	25	mm	Spessore anime
ε	0.814		
		c/t	CLASSE II
Piattabanda	8.48	< 10 $\varepsilon =$	8.14
Anima	17.76	< 83 $\varepsilon =$	67.53
Area	0.0391	m ²	Area sezione
A_v	0.01180	m ²	Area a taglio nel piano dell'anima
a	0.284		
$V_{c,Rd}$	2303.4	kN	Resistenza a taglio
1/2 $V_{c,Rd}$	1151.7	kN	Limite di azione del taglio per cui si può trascurare la sua influenza sulla resistenza a flessione
$N_{pl,Rd}$	13219.5	kN	
$M_{pl,y,Rd}$	2650.7	kNm	
N_{Ed}	0	kN	$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \quad 0.0000$
$M_{Ny,Rd}$	2650.7	kNm	(dal diagramma di interazione)
V_{Ed}	381.2	kN	$V_{Ed} / V_{c,Rd} \quad 0.165 < 1/2$
M_{Ed}^+	1000.6	kNm	$Med^+ / M_{Ny,Rd} \quad 0.377 < 1$
M_{Ed}^-	0.0	kNm	$Med^- / M_{Ny,Rd} \quad 0.000 < 1$



Interazione Flessione/ Sforzo Assiale



10.4 TRAVI LONGITUDINALI

Le sollecitazioni agenti sulle travi longitudinali sono desunte a partire dal modello di calcolo 3d, ad esse sono state aggiunte le azioni assiali derivanti dal comportamento a trave reticolare nel piano orizzontale (modello 3e) e le azioni longitudinali indotte da frenatura e avviamento.

Dal modello 3d per le azioni verticali ovvero dal modello di trave continua su una luce di 3.2m su cui gravano le azioni delle traverse poste ad un interasse di 1.6m si ottiene:

Massimo momento positivo di campata:

Peso proprio e permanenti:	1.35 x 10	= 13.5 kNm
LM71 comprensivo di α :	1.45 x 1.815 x 66.2	= 174.3 kNm
Serpeggio comprensivo di α :	1.45 x 9.9	= 14.4 kNm
Vento:	0.6 x 1.5 x 1.8	= 1.6 kNm
	Totale M_{Ed}^+	= 203.8 kNm

Massimo momento negativo in asse appoggio:

Peso proprio e permanenti:	-1.35 x 9.6	= -13.0 kNm
LM71 comprensivo di α :	-1.45 x 1.815 x 59.9	= -157.6 kNm
Serpeggio comprensivo di α :	-1.45 x 9	= -13.0 kNm
Vento:	-0.6 x 1.5 x 1.5	= -1.4 kNm
	Totale M_{Ed}^-	= -185.0 kNm

Massimo taglio in asse appoggio:

Peso proprio e permanenti:	1.35 x 15.1	= 20.4 kN
LM71 comprensivo di α :	1.45 x 1.815 x 78.1	= 205.6 kN
Serpeggio comprensivo di α :	1.45 x 11.7	= 17.0 kN
Vento:	0.6 x 1.5 x 2.1	= 1.9 kN
	Totale V_{Ed}	= 244.9 kN

Il coefficiente di amplificazione dinamica utilizzato nella combinazione risulta

$$\phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\phi} - 0.2} + 0.73 = 1.815$$

ed è stato valutato con una lunghezza $L_\phi = 1.5 \times 3.2 = 4.8$

in accordo al punto 1.4.2.5.3 delle specifiche ferroviarie RFI DTC INC PO SP IFS 001 A

Le massime azioni assiali dimensionanti, sugli elementi trave, risultano quelle statiche e sono ricavate dal modello 3e (trave reticolare nel piano) :

Vento : $M_h = 7835.5 \text{ kNm} \rightarrow N_{\text{Vento}} = 7835.5/6.8 = 1152.3 \text{ kN}$
 Serpeggio : $M_h = 2805 \text{ kNm} \rightarrow N_{\text{serpeggio}} = 2805/6.8 = 412.5 \text{ kN}$
 Frenatura LM71 : $F_{\text{Frenatura}} = 2244 \rightarrow N_{\text{Frenatura}} = 2244/2 = 1122 \text{ kN}$

Il massimo sforzo assiale si ha con il gruppo di carico 3 :

$$N_{\text{Gr3}} = 1122 + 0.5 \times 412.5 = 1328.3 \text{ kN}$$

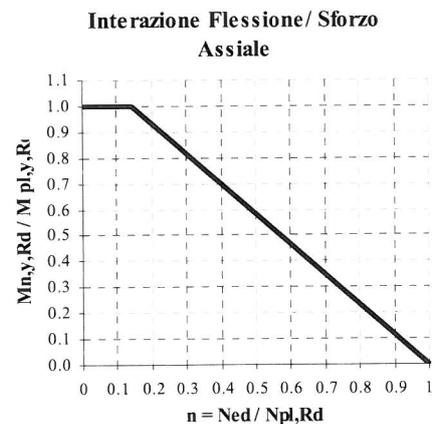
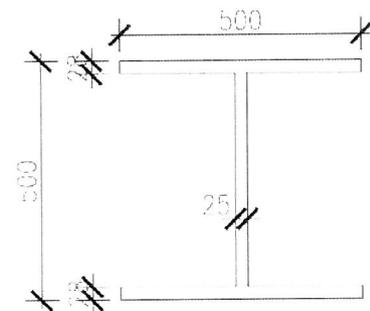
Risulta pertanto il seguente sforzo assiale di progetto su ciascuna trave longitudinale:

$$N_{\text{Ed}} = 1.45 \times 1328.3 + 0.6 \times 1.5 \times 1152.3 = 2963.1 \text{ kN}$$

La trave nella sezione corrente è realizzata in acciaio S 355 essendo gli spessori superiori a 40 mm la resistenza $f_yk = 335 \text{ N/mm}^2$.

Per la tipologia di verifica il valore del coefficiente assunto $\gamma_{M0} = 1.05$

B	500	mm	Larghezza piattabande
H	500	mm	Altezza complessiva trave
t_f	28	mm	Spessore piattabande
t_w	25	mm	Spessore anime
ε	0.814		
		c/t	CLASSE II
Piattabanda	7.59	$< 10 \varepsilon =$	8.14
Anima	17.76	$< 83 \varepsilon =$	67.53
Area	0.0391	m ²	Area sezione
A_v	0.01180	m ²	Area a taglio nel piano dell'anima
a	0.284		
$V_{c,Rd}$	2303.4	kN	Resistenza a taglio
$1/2 V_{c,Rd}$	1151.7	kN	Limite di azione del taglio per cui si può trascurare la sua influenza sulla resistenza a flessione
$N_{pl,Rd}$	13219.5	kN	
$M_{pl,y,Rd}$	2650.7	kNm	
N_{Ed}	2963.0	kN	$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0.2241$
$M_{Ny,Rd}$	2396.8	kNm	(dal diagramma di interazione)
V_{Ed}	244.9	kN	$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0.106 < 1/2$
M_{Ed}^+	203.8	kNm	$Med^+ / M_{Ny,Rd} = 0.085 < 1$
M_{Ed}^-	-185.0	kNm	$Med^- / M_{Ny,Rd} = 0.077 < 1$



Controllo dell'instabilità :

$$N_{cr} = Area \times \sigma_{cr} = Area \times \pi^2 \times E / (L_0 / i_{min})^2 = 118186 \text{ kN}$$

$$\text{Con } L_0 = 2 \times 1.6 = 3.2 \text{ m ed } i_{min} = 0.122 \text{ m}$$

$N_{Ed}/N_{cr} = 0.025 < 0.04$ pertanto in accordo al punto 4.2.4.1.3.1 del **DM 14/01/08** gli effetti legati ai fenomeni di instabilità per le aste compresse possono essere trascurati.

10.5 CROCIERE

Le crociere assolvono alla funzione di trasferire le azioni longitudinali delle longherine sulle travi principali e funzionano da controventatura di piano nei confronti delle azioni trasversali ed in particolare serpeggio vento e sisma. Sono schematizzate come aste incernierate agli estremi e pertanto sono soggette essenzialmente al solo sforzo assiale.

Le azioni dimensionanti risultano quelle statiche.

Le massime azioni assiali, su ciascuna crociera, ricavate dal modello 3e (trave reticolare nel piano) risultano:

$$\text{Vento : } V_h = 307.3 \text{ kN} \quad \rightarrow N_{\text{Vento}} = 307.3 / \cos(43.26^\circ) = 211 \text{ kN}$$

$$\text{Serpeggio : } V_h = 110 \text{ kN} \quad \rightarrow N_{\text{serpeggio}} = 110 / \cos(43.26^\circ) = 75.5 \text{ kN}$$

Il massimo sforzo assiale si ha con il gruppo di carico 1 che risulta pertanto su ciascuna crociera:

$$N_{Ed} = 1.45 \times 75.5 + 0.6 \times 1.5 \times 211 = 299.4 \text{ kN}$$

La crociera nella sezione corrente è realizzata mediante un tubo di diametro esterno 150 mm e spessore 12 mm in acciaio S 355 essendo gli spessori inferiori a 40 mm la resistenza $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$.

Per la tipologia di verifica il valore del coefficiente assunto $\gamma_{M1} = 1.1$

La sezione tuobolare è in classe 1

$$d/t = 150/12 = 12.5 < 33.1 (50 \varepsilon^2) \text{ con } \varepsilon = 0.814$$

Lunghezza libera elementi $L_0 = 4.67 \text{ m}$

Area $A = 0.0052 \text{ m}^2$

Inerzia flessionale $J = 0.0000124 \text{ m}^4$

Raggio Giratore $i = 0.049 \text{ m}$

Snellezza dimensionale $\bar{\lambda} = \frac{L_0}{\pi \times i} \sqrt{\frac{f_{yk}}{E}} = 1.248$

Con $\alpha = 0.13$ $\Phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 1.347$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.539$$

$$N_{b,Rd} = \chi A f_{yk} / \gamma_{M1} = 904.5 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} / N_{b,Rd} = 0.331 < 1$$

11. VERIFICHE DI DEFORMAZIONE AGLI SLE

11.1 ACCELERAZIONI VERTICALI DELL'IMPALCATO

La verifica è richiesta per le opere in cui la velocità di esercizio supera i 200 km/h, pertanto non è necessaria per l'impalcato in oggetto.

11.2 DEFORMAZIONI TORSIONALI DELL'IMPALCATO

La verifica di deformazione torsionale (Sghembo) è stata condotta utilizzando i treni di carico LM71. La presenza di un unico binario in rettilineo, posto in asse all'opera che dal punto di vista delle resistenze strutturali è trasversalmente simmetrica, porta a valori del tutto trascurabili per il treno di carico LM71 dovuti essenzialmente alla sua eccentricità rispetto al binario (s/18).

11.3 INFLESSIONE NEL PIANO VERTICALE DELL'IMPALCATO

La massima rotazione in asse impalcato in corrispondenza degli appoggi di estremità è stata valutata considerando le deformazioni indotte dai treni di carico LM71 incrementate del coefficiente dinamico.

Gli spostamenti del primo e del secondo traverso in asse agli stessi che inducono le massime rotazioni sono

Nodo sul 1° traverso : 2.61 mm (LM71)

Nodo sul 2° traverso : 7.26 mm (LM71)

Ne consegue una rotazione pari a :

$$(7.26 - 2.61)/1500 = 3.100 \text{ ‰}$$

Gli spostamenti delle travi longitudinali in corrispondenza del primo e del secondo traverso che inducono le massime rotazioni sono

Nodo attacco 1° traverso: 0.00mm (LM71)

Nodo attacco 2° traverso: 0.25mm (LM71)

Ne consegue una rotazione pari a :

$$(0.25)/1500 = 0.167 \text{ ‰}$$

Applicando gli opportuni coefficienti dinamici si ottiene una rotazione di:

$$\theta = 3.100 \text{ ‰} \times 1.35 + 0.167 \text{ ‰} \times 1.815 = 4.487 \text{ ‰}$$

che risulta inferiore alla rotazione limite

$$\theta_{Lim} = 8 / H = 14.76 \text{ ‰} \text{ (con } H = 12 + 500 + 30 = 542 \text{ mm)}$$

Si è inoltre verificato che la massima freccia fosse inferiore al limite $L/600$ ovvero

$$\delta_{lim} = 6800/600 = 11.33 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Spostamento traversa tipo} &= 7.26 \times 1.35 + 0.25 \times 1.815 = 10.25 < 11.3 \text{ mm} \\ \text{Spostamento traversa di estremità} &= 2.61 \times 2.0 = 5.22 < 11.3 \text{ mm} \end{aligned}$$

11.4 INFLESSIONE NEL PIANO ORIZZONTALE DELL'IMPALCATO

La massima inflessione nel piano orizzontale dell'impalcato è stata valutata considerando le azioni indotte dal transito dei convogli, del vento e di una differenza di temperatura lineare tra i due lati dell'impalcato.

La massima azione di inflessione orizzontale si ha in corrispondenza della mezzeria e risulta:

Azioni da traffico	: 16.9 mm (da modello 3e)
Azioni indotte dal vento su impalcato scarico	: 10.0 mm (da modello 3e)
Azioni indotte dal vento su impalcato carico	: 58.5 mm (da modello 3e)
Azioni indotte dal gradiente di temperatura	: 23.0 mm (come da seguente analisi)

$$f_{\Delta T} = \frac{l^2 \times \alpha_t \times \Delta T}{8 \times I_T} = 2.86 \text{ mm}$$

con $l = 102 \text{ m}$ interasse vincoli trasversali
 $I_T = 6.8 \text{ m}$ interasse trasversale travi
 $DT = 10^\circ$

La massima deformazione orizzontale risulta pertanto

$$\begin{aligned} f_{tot} &= 10 + 23 = 33 \text{ mm (Impalcato scarico)} \\ f_{tot} &= 16.9 \times 0.8 + 58.5 \times 0.6 + 23 = 71.6 \text{ mm (Impalcato carico)} \end{aligned}$$

che risulta inferiore allo spostamento limite ricavato a partire dal raggio limite (1700) per ponti a singola campata con velocità di progetto $< 120 \text{ km/h}$

$$f_{Lim} = 102^2 / (8 \times 1700) = 765 \text{ mm}$$

la rotazione corrispondente alla massima inflessione orizzontale è :

$$\theta_{Hor} = 2 \times f_{tot} / (l / 2) = 2.81 \text{ ‰}$$

che risulta inferiore al limite del 3.5 ‰ per ponti con velocità di progetto $< 120 \text{ km/h}$

12. VERIFICHE A FATICA

La vita utile dell'opera è di circa 2 anni le verifiche a fatica non sono pertanto significative.

13. PORTATE DEGLI APPOGGI

13.1 APPOGGI VERTICALI

A partire dalle sollecitazioni del modello 3e sono stati ricavati le massime e minime reazioni di appoggio sugli elementi in neoprene e teflon che sorreggono le travi longitudinali :

Peso proprio e permanenti :

$$N_{PMax} = 40.6 \text{ kN (appoggio interno)}$$

$$N_{PMin} = 21.9 \text{ kN (appoggio di bordo)}$$

Vento :

$$N_{VMax} = 6.9 \text{ kN (appoggio interno)}$$

$$N_{VMin} = -0.2 \text{ kN (appoggio di bordo – in assenza del treno sull'allineamento)}$$

Azioni da traffico dinamizzate $\phi = 1.815$ e compressive del coefficiente α :

$$N_{VMax} = 527 \text{ kN (appoggio interno)}$$

$$N_{VMin} = -14.0 \text{ kN (appoggio di bordo – in assenza del treno sull'allineamento)}$$

Risultano le seguenti sollecitazioni in esercizio

$$N_{Sk Max} = 40.6 + 0.6 \times 6.9 + 527 = 571.8 \text{ kN}$$

La dimensione dell'appoggio in neoprene e teflon è 300 x 200 mm risulta :

$$\sigma_{contatto} = 571.8 \times 1000 / (300 \times 200) = 9.53 \text{ N/mm}^2 < 10 \text{ N/mm}^2$$

Si è inoltre verificato che sotto la combinazione a stato limite ultimo l'appoggio non si decomprime, risulta :

$$N_{Sk Min} = 21.9 - 1.5 \times 0.6 \times 0.2 - 1.45 \times 14 = 1.4 \text{ kN di compressione residua}$$

13.2 RITEGNI LONGITUDINALI

I due ritegni longitudinali, aventi dimensioni 600 mm x 900 mm, posti sulla spalla fissa sono stati dimensionati per portare le azioni orizzontali scaricate dalla sovrastruttura in acciaio; la massima azione longitudinale a cui sono sottoposti risulta :

$$\text{Frenatura LM71} = 2244 \text{ kN} \Rightarrow 1.45 \times 2244 / 2 = \underline{1626.9} \text{ kN / per ciascun ritegno}$$

Inoltre tali elementi svolgono anche la funzione di ritegno antisismico a SLC :

$$\text{Sisma X SLC : con } a_{xg}/g = 0.151 \times 1.476 \times 2.476 = 0.552 \text{ g}$$

$$F_{xd} = 0.552 \times (39.6 \times 102) = 2229.8 \text{ kN} \Rightarrow 2229.8/2 = 1114.9 \text{ kN per ciascun ritegno}$$

$$F_{sd \text{ LONG}} = 1626.9 \text{ kN}$$

Si ipotizza un meccanismo resistente di shear-friction:

$$\mu = 0.6 \text{ (coefficiente di attrito)}$$

$$\beta = 0.2 \text{ (}\beta f_{ctd} \text{ coesione del CLS)}$$

la resistenza a taglio del giunto risulta :

$$\tau_{rd} = \beta f_{ctd} + \mu(\rho f_{yd} + \sigma_{cd}) < 0.25 f_{cd}$$

$$A_s = 38 \phi 16 = 7638 \text{ mm}^2$$

$$\rho = 7638 / (900 \times 600) = 0.0141$$

$$f_{ctd} = 1.32 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cd \text{ min}} = 0 \text{ N/mm}^2 \quad \text{a favore di sicurezza si trascura la minima reazione verticale}$$

$$f_{yd} = 450 / 1.15 = 391.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{rd} = 3.57 \text{ N/mm}^2 < 0.25 f_{cd} = 4.84 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{sd} = 1626.9 \times 1000 / (900 \times 600) = 3.01 \text{ N/mm}^2 < 3.57 \text{ N/mm}^2$$

13.3 RITEGNI TRASVERSALI

Su ciascuna spalla è presente un ritegno trasversale avente dimensioni 500 mm x 700 mm, che è stato dimensionato per portare le azioni orizzontali scaricate dalla sovrastruttura in acciaio; la massima azione trasversale a cui è sottoposto risulta :

$$S_{v10} = 110 \text{ kN}$$

$$\text{Vento su impalcato carico} = 1.25 \times (0.5 + 0.32 + 4) \times 102 = 614.6 \text{ kN}$$

$$\rightarrow (1.45 \times 110 + 1.5 \times 0.6 \times 614.6) / 2 = 356.3 \text{ kN / per ciascun ritegno}$$

Inoltre tali elementi svolgono anche la funzione di ritegno antisismico a SLC :

$$\text{Sisma Y SLC : con } a_{yg}/g = 0.151 \times 1.476 \times 2.476 = 0.552 \text{ g}$$

$$F_{xd} = 0.552 \times (39.6 \times 102) = 2229.6 \text{ kN} \rightarrow 2229.6 / 2 = \underline{1114.8 \text{ kN}} \text{ per ciascun ritegno}$$

$$F_{sd \text{ TRASV}} = 1114.8 \text{ kN}$$

Si ipotizza un meccanismo resistente di shear-friction:

$$\mu = 0.6 \text{ (coefficiente di attrito)}$$

$$\beta = 0.2 \text{ (} \beta f_{ctd} \text{ coesione del CLS)}$$

la resistenza a taglio del giunto risulta :

$$\tau_{rd} = \beta f_{ctd} + \mu(\rho f_{yd} + \sigma_{cd}) < 0.25 f_{cd}$$

$$A_s = 22 \phi 16 = 4423 \text{ mm}^2$$

$$\rho = 4423 / (700 \times 500) = 0.0126$$

$$f_{ctd} = 1.32 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cd \text{ min}} = 0 \text{ N/mm}^2 \text{ a favore di sicurezza si trascura la minima reazione verticale}$$

$$f_{yd} = 450 / 1.15 = 391.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{rd} = 3.22 \text{ N/mm}^2 < 0.25 f_{cd} = 4.84 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{sd} = 1114.8 \times 1000 / (700 \times 500) = 3.185 \text{ N/mm}^2 < 3.22 \text{ N/mm}^2$$