

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA AV/AC VERONA - PADOVA

SUB TRATTA VERONA – VICENZA

1° SUB LOTTO VERONA – MONTEBELLO VICENTINO

RELAZIONE

CAVALCAFERROVIA – IV03 CAVALCA FERROVIA AL km 12+594 – IV03A IMPALCATO

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

GENERAL CONTRACTOR		ITALFERR S.p.A.		SCALA:
ATI bonifica Progettista integratore	Consorzio IRICAV DUE Il Direttore			-
Franco Persio Bocchetto Dottore in Ingegneria Civile iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma al n° 8664 – Sez. A settore Civile ed Ambientale				

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I N 0 D	0 0	D	I 2	C L	I V 0 3 A 0	0 0 1	A

ATI bonifica	VISTO ATI BONIFICA	
	Firma	Data
	Ing. F.P. Bocchetto	

Progettazione

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato
A	EMISSIONE	S.Grimaldi	Mag 2015	S.Grimaldi	Mag 2015	P.Polidori	Mag 2015	Ing Alberto Checchi Maggio 2015

File: IN0D00DI2CLIV03A0001A.DOC	CUP: J41E91000000009	n. Elab.:
	CIG: 3320049F17	

Sommario

1	PREMESSA.....	4
2	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA	5
3	FASI COSTRUTTIVE	9
4	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	10
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	11
5.1	CALCESTRUZZO.....	11
5.1.1	FONDAZIONI – PALI	11
5.1.2	ELEVAZIONE SOTTOSTRUTTURE	12
5.1.3	MURI.....	12
5.1.4	SOLETTA IMPALCATO.....	13
5.2	ACCIAIO DA CARPENTERIA.....	14
5.2.1	TRAVI PRINCIPALI E ORDITURE SECONDARIE	14
5.2.2	BULLONATURE	15
5.2.3	PIOLATURE.....	15
5.2.4	SALDATURE	16
5.3	ACCIAIO PER ARMATURE	16
5.4	COPRIFERRI MINIMI.....	16
6	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE	17
6.1	TERRENO DI FONDAZIONE.....	17
6.2	TERRENO DI RINFIANCO	17
7	ANALISI DEI CARICHI E CONDIZIONI DI CARICO	18
7.1	CARICHI PERMANENTI G	19
7.1.1	PESO PROPRIO ELEMENTI STRUTTURALI G1	19
7.1.2	PESO PROPRIO ELEMENTI NON STRUTTURALI G2	19
7.1.3	SPINTA DELLA TERRA G3	20
7.2	CARICHI ACCIDENTALI MOBILI Q1.....	20
7.3	INCREMENTO DINAMICO IN PRESENZA DI DISCONTINUITA' STRUTTURALI Q2.....	23
7.4	AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO Q3	23
7.5	AZIONE CENTRIFUGA Q4.....	23
7.6	AZIONE DEL VENTO Q5.....	24
7.7	AZIONI SISMICHE Q6	28
7.8	URTI DA TRAFFICO FERROVIARIO Q7	39

7.9	RESISTENZE PARASSITE DEI VINCOLI Q9	40
7.10	URTI ACCIDENTALI Q8	40
7.11	DEFORMAZIONI IMPRESSE ϵ	41
8	COMBINAZIONI DI CARICO	46
9	CRITERI DI MODELLAZIONE	52
10	CRITERI DI VERIFICA.....	55
10.1	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	55
10.1.1	VERIFICA A FESSURAZIONE	55
10.1.2	VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO.....	57
10.1.3	VERIFICA DELLA DEFORMABILITA'	57
10.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI	58
10.2.1	SOLLECITAZIONI FLETTENTI	58
10.2.2	SOLLECITAZIONI TAGLIANTI.....	59
10.3	VERIFICA A FATICA.....	60
11	ANALISI DEI RISULTATI IMPALCATO	67
11.1	SOLLECITAZIONI AGENTI 1 ^A FASE.....	67
11.2	SOLLECITAZIONI 2 ^A FASE	68
11.3	MODI DI VIBRARE.....	74
12	VERIFICHE IMPALCATO	75
12.1	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE SEZIONI	76
12.1.1	Valutazione della larghezza collaborante della soletta.....	76
12.1.2	Caratteristiche geometriche delle sezioni d'acciaio.....	79
12.1.3	Caratteristiche meccaniche delle travi	81
12.2	VERIFICHE 1 ^A FASE	85
12.3	VERIFICHE 2A FASE (TEMPO T ₀).....	87
12.4	VERIFICHE 2 ^A FASE (TEMPO T _∞)	89
12.5	VERIFICHE DI INSTABILITÀ.....	91
12.6	VERIFICHE A FATICA	92
13	VERIFICHE A DEFORMABILITÀ.....	95
14	SOLETTA - SOLLECITAZIONI E VERIFICHE.....	96
14.1	MODELLO DI CALCOLO A PIASTRA	96
14.2	ANALISI DEI CARICHI DELLA SOLETTA.....	97
14.3	ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI ED ARMATURE DELLA SOLETTA	100
14.4	VERIFICA DELLA SOLETTA.....	102
14.5	VERIFICA DELLA SOLETTA IN SENSO LONGITUDINALE	105
15	COLLEGAMENTO TRAVE-SOLETTA.....	108

15.1	PIOLATURA	108
16	TRASVERSI E NODI.....	112
16.1	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEI BULLONI.....	113
17	REAZIONI SUGLI APPOGGI	116
18	BAGGIOLI E RITEGNI	119
18.1	ARMATURA A TRANCIAMENTO	119
18.2	ARMATURA TRASVERSALE	120
18.3	RITEGNI TRASVERSALI	122
19	GIUNTI	123
20	TABULATI DI CALCOLO	125

1 PREMESSA

La presente relazione riporta i calcoli statici e le verifiche di sicurezza relative all'impalcato del cavalcaferrovia "al km 12+594,43", nell'ambito della progettazione definitiva della linea AC Verona-Padova.

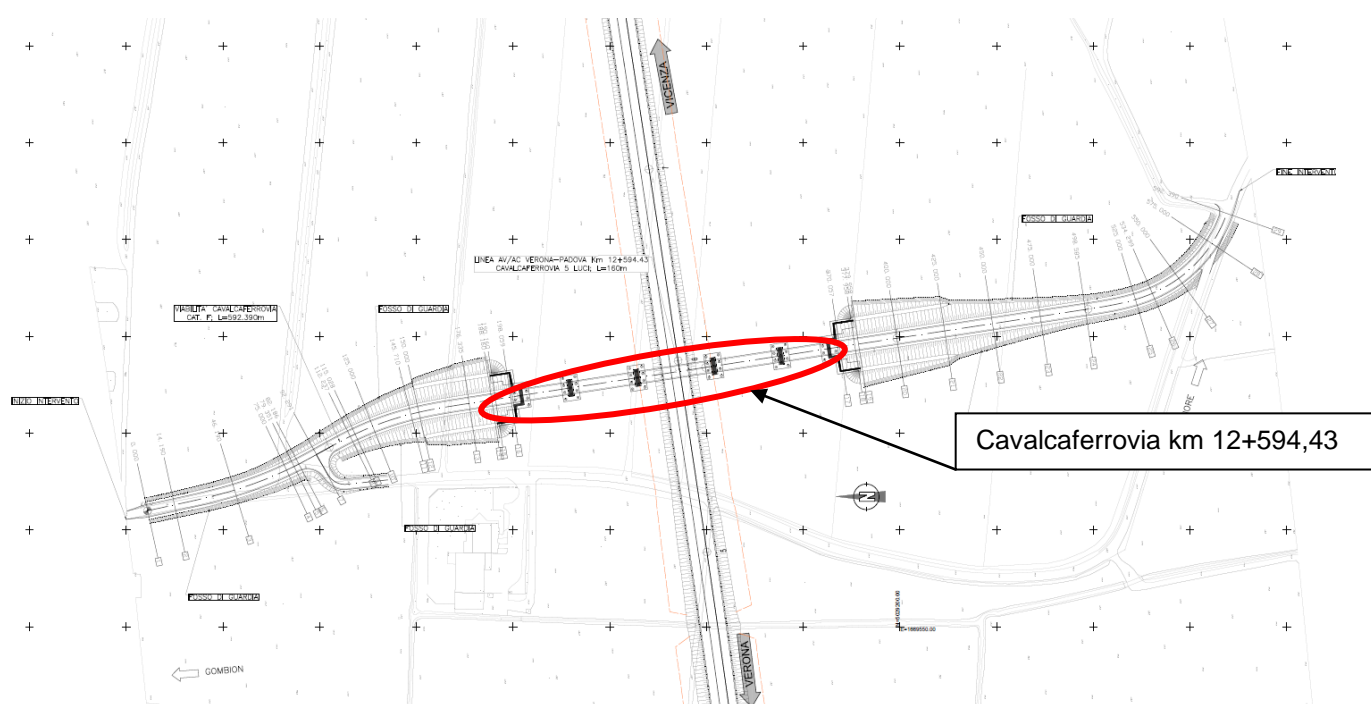



Figura 1: Stralcio planimetrico – ubicazione opera d'arte

Il cavalcaferrovia ha uno sviluppo di 160 m ed è composto da cinque campate di luce 25+35+40+35+25m.

Si individua la presenza di falda a quota +25.16 m s.l.m.

La strada interferente è una strada di categoria "F" Ambito Urbano Locale con velocità di progetto pari a 40 km/h con larghezza pari ad 6.50m.

Le strutture sono state progettate coerentemente con quanto previsto dalla normativa vigente, NTC 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" e Circolare n .617 "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni".

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag 5 di 126
	IN0D 00 DI2 CL IV 03A0001A	

2 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

Il cavalcaferrovia, sito “al km 12+594,43”, ha uno sviluppo di 160 m ed è composto da cinque campate di luce pari a 25+35+40+35+25m. L’asse, coincidente con l’asse stradale, ha un’inclinazione di 100.00g rispetto all’ortogonale all’asse ferroviario.

L’impalcato è caratterizzato da una parte pavimentata larga 6.50 m e da due cordoli laterali da 1.80 m, per una larghezza totale di 10.10 m.

L’impalcato a sezione mista acciaio-calcestruzzo, è costituito da quattro travi in acciaio con sezione a doppio T di altezza pari a 2.00m poste ad interasse di 2.40 m. La soletta in cls è gettata in opera e presenta spessore costante pari a 0.30 m.

Esso è vincolato alle sottostrutture mediante appoggi a cerniera sferica con superficie di rotazione rivestita con PTFE (Politetrafluoroetilene).

Lo schema statico assunto per il cavalcaferrovia in esame prevede una trave continua su più appoggi. Sono stati utilizzati shock trasmitter per le pile e per la spalla B per ridistribuire le sollecitazioni sismiche longitudinali.

Le sottostrutture sono di tipo tradizionale: in particolare le spalle poggiano su 11 pali di diametro Ø 1200 di 40m; le pile poggiano su 11 pali Ø1200 di lunghezza 40 m.

Entrambe le spalle presentano un’altezza complessiva del paramento a tergo del terreno di circa 10.00 m, una lunghezza di 5.40 m, una larghezza di 10.10 m e spessore del fusto di 1.60 m; la zattera di fondazione ha spessore 2.00 m.

La trave paraghiaia che contiene il terreno immediatamente a ridosso dell’impalcato ha uno spessore di 30 cm per un’altezza minima di 2.85 m.

Tra le travi sono disposti due ritegni sismici trasversali di dimensioni 0.40x1.42x0.43m; nel retrotrave sono presenti ritegni sismici longitudinali di dimensioni 0.4x1.00x0.5m.

Le pile a setto hanno zattera di fondazione di dimensioni 8.80x13.20x1.80m e fusto a setto di larghezza 8.80 e spessore in fondazione di 2.00 m. L’elevazione in sommità ha uno spessore di 3.00m per il posizionamento dei quattro appoggi per il sostegno degli impalcati.

L’altezza massima delle pile è pari a 10.90 m

Tra le travi sono disposti due ritegni sismici trasversali.

Si riportano a seguire le immagini delle carpenteria dell’opera in oggetto, per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici.

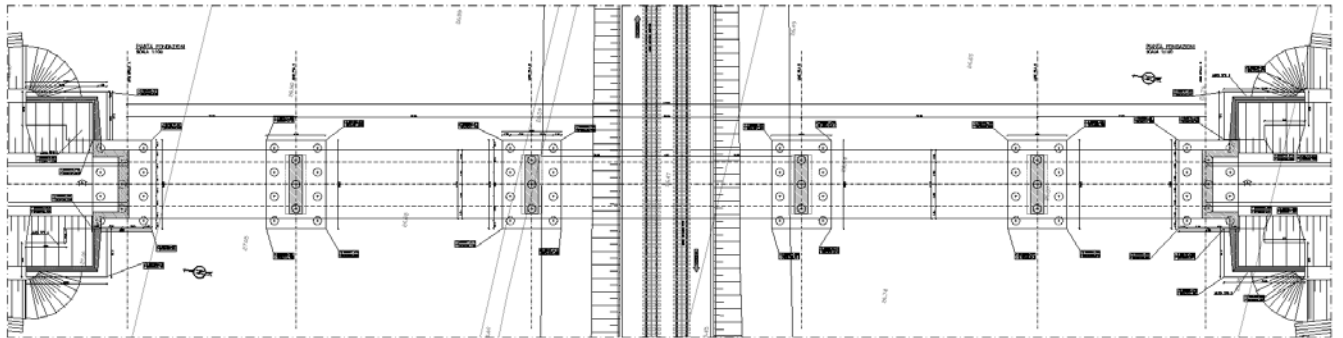


Figura 2: Pianta fondazioni

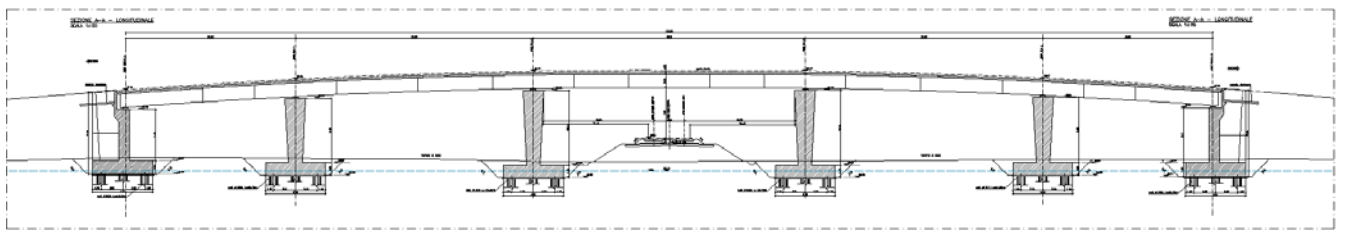


Figura 3: Profilo longitudinale

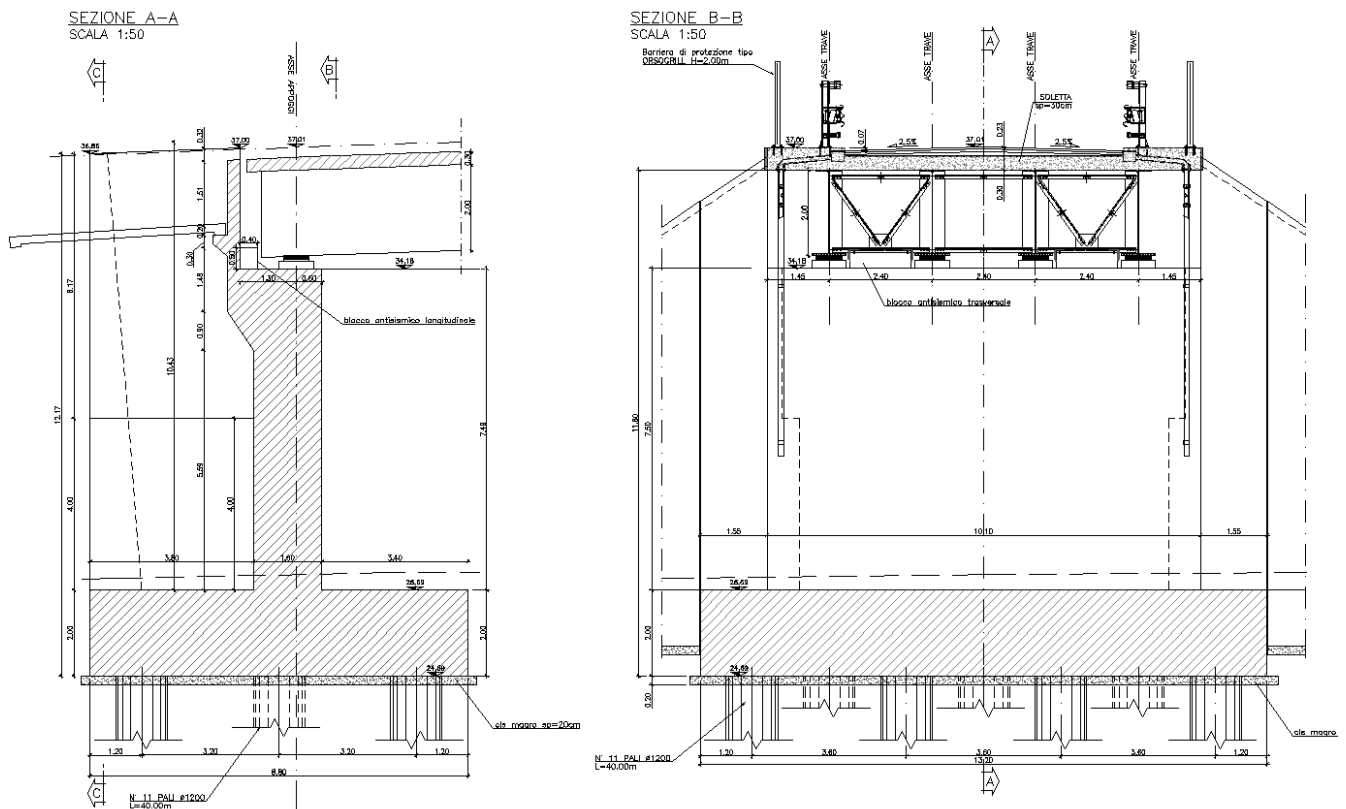
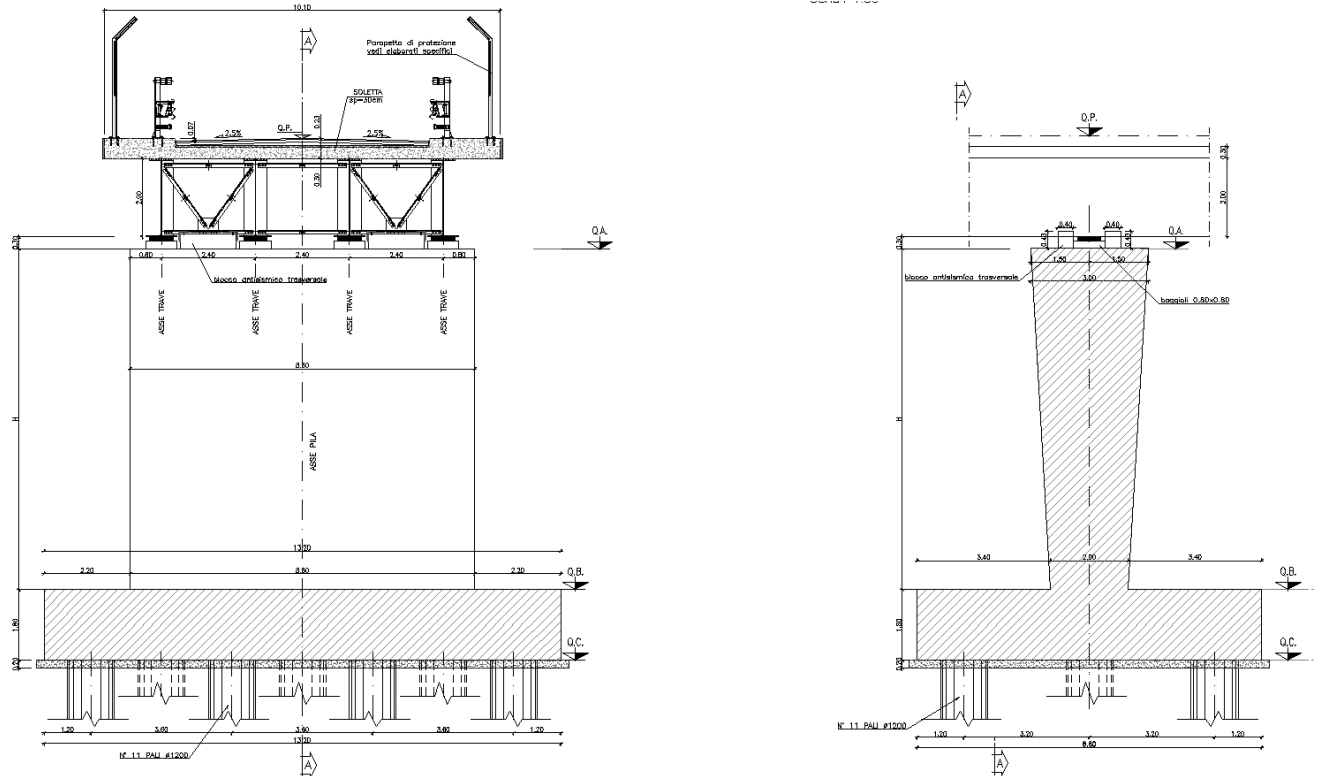
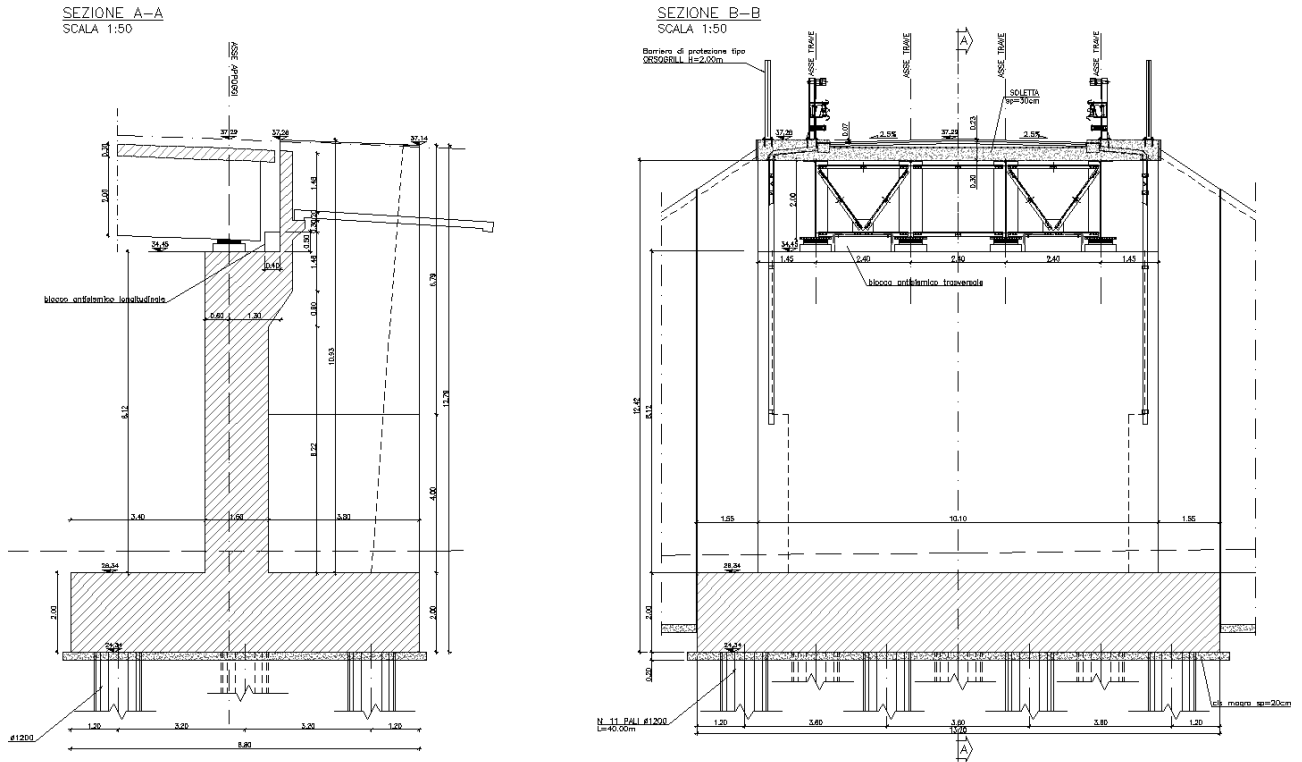


Figura 4: Carpenteria spalla A



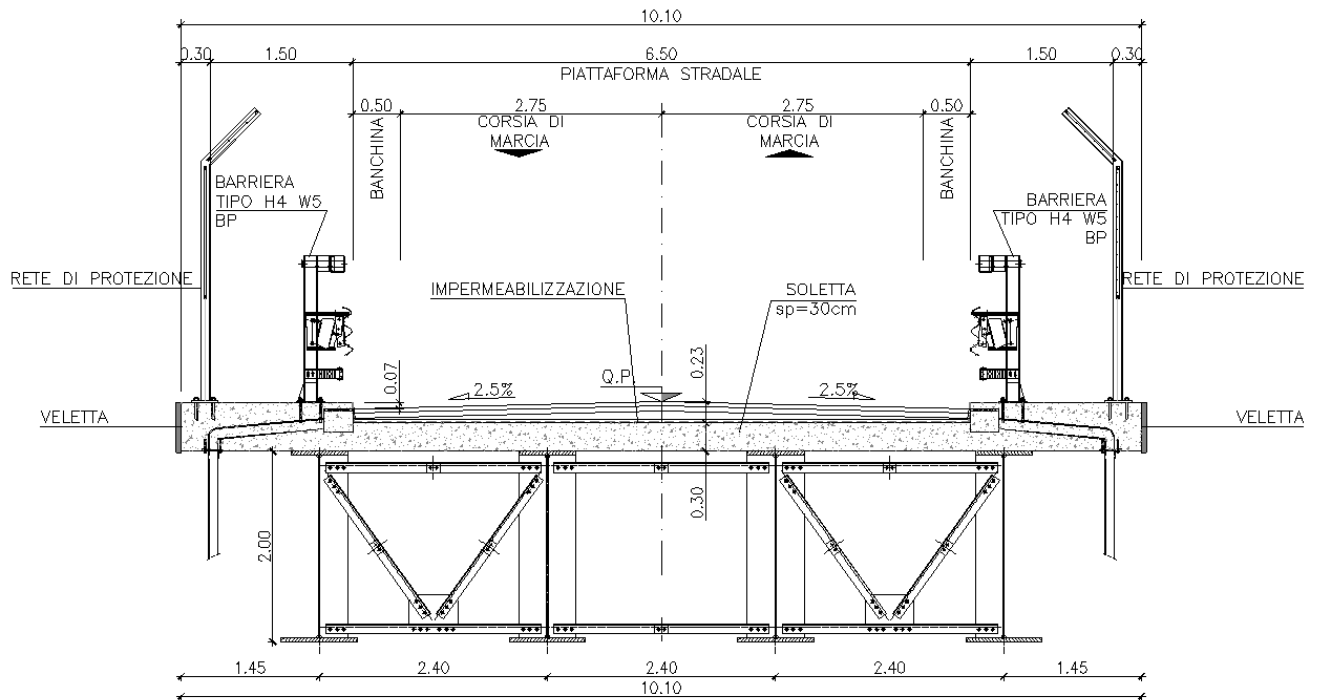



Figura 7: Sezione trasversale

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA 1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL IV 03A0001A	. Pag 9 di 126

3 FASI COSTRUTTIVE

L'opera è ubicata tra i Comuni di Mambrotta e Caldiero nella Provincia di Verona in prossimità della strada Porcilana e darà continuità a Via Bova. La zona è scarsamente urbanizzata e pianeggiante.

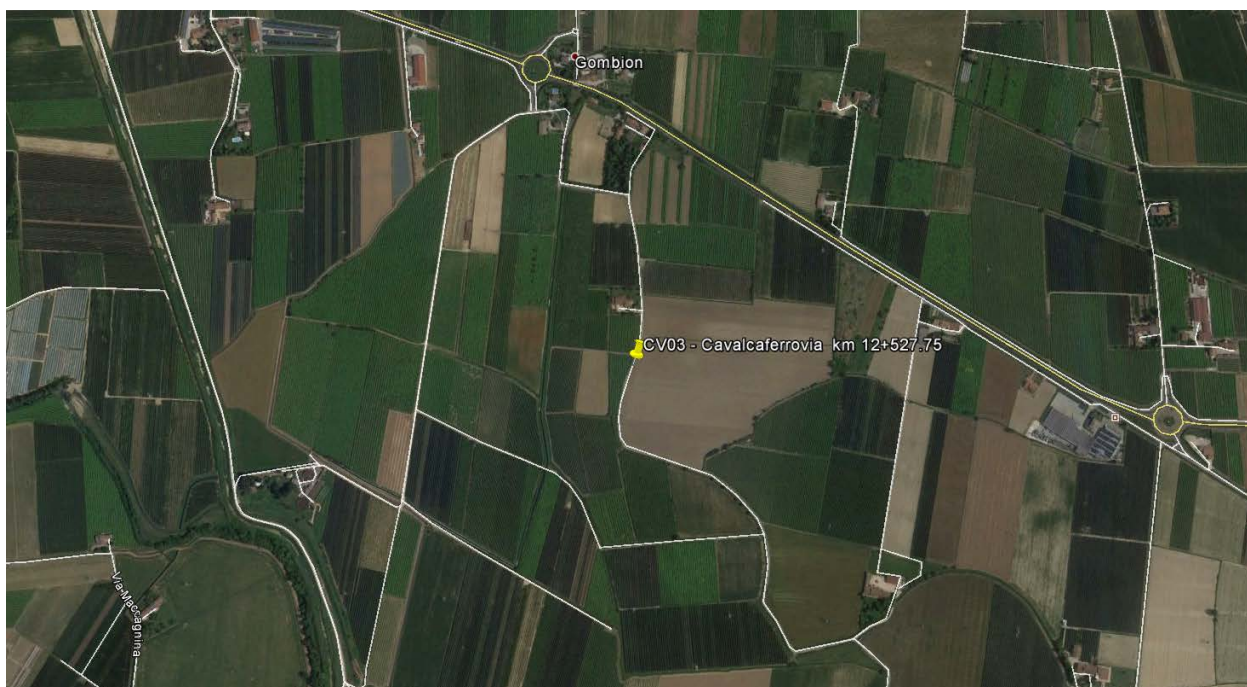


Figura 8: Inquadramento geografico

Da un esame qualitativo non si evincono vincoli esterni che possano interferire con l'ingombro dei macchinari utilizzati per la realizzazione o che possano richiedere particolari opere di presidio.

Le fasi costruttive possono essere di seguito sintetizzate:

1. Scavo di sbancamento per il raggiungimento del piano di posa delle fondazioni;
2. Realizzazione dei pali $\Phi 1200$;
3. Realizzazione delle fondazioni delle sottostrutture;
4. Realizzazione delle elevazioni delle spalle e delle pile;
5. Sollevamento e posa delle travi metalliche mediante autogrù;
6. Getto della soletta e completamento delle finiture.

Per la realizzazione dello scavalco non si prevede l'interruzione della viabilità esistente poiché l'opera è realizzata fuori dalla sede attuale.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 10 di 126
	IN0D 00 DI2 CL IV 03A0001A	

4 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Si riporta nel seguito l'elenco delle normative di riferimento.

Legge 5-1-1971 n° 1086: “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica”;

Legge. 2 febbraio 1974, n. 64.: “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;

D.M. 14 gennaio 2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni;

Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008;

UNI EN 206-1-2001: Calcestruzzo. “Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;

UNI ENV 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 2. Ponti di calcestruzzo;

“Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria” - RFI DTC INC PO SP IFS 002 A;

“Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie” - RFI DTC INC CS SP IFS 001 A;

“Specifica per il progetto, la produzione, il controllo della produzione e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti degli impalcati ferroviari e dei cavalcavia” - RFI DTC INC PO SP IFS 005 A.

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali impiegati con le classi di esposizione coerenti con la UNI EN 206.

Calcestruzzo di classe C12/15 (R_{ck} 15 N/mm²) per soффondazioni

5.1 CALCESTRUZZO

5.1.1 FONDAZIONI – PALI

Per le strutture in fondazione si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:

Classe d'esposizione: XC2

C25/30: $f_{ck} \geq 25$ MPa $R_{ck} \geq 30$ MPa

Classe minima di consistenza: S4

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	R_{ck}	30	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	24,90	N/mm ²
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	32,90	N/mm ²
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	16,60	N/mm ²
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{cd}$	14,11	N/mm ²
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3}$ [Rck<50/60]	2,56	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	1,79	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm} = 1.2 f_{ctm}$	3,07	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1,19	N/mm ²
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	31447	N/mm ²

5.1.2 ELEVAZIONE SOTTOSTRUTTURE

Per le strutture in elevazione si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:

Classe d'esposizione: XC4+XF1

C32/40: $f_{ck} \geq 32$ MPa $R_{ck} \geq 40$ MPa

Classe minima di consistenza: S4

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	R_{ck}	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	33,20	N/mm ²
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41,20	N/mm ²
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	22,13	N/mm ²
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lunqo durata)} = 0.85 f_{cd}$	18,81	N/mm ²
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3}$ [Rck<50/60]	3,10	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	2,17	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm} = 1.2 f_{ctm}$	3,72	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1,45	N/mm ²
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	33643	N/mm ²

5.1.3 MURI

Classe d'esposizione: XC4

C32/40: $f_{ck} \geq 32$ MPa $R_{ck} \geq 40$ MPa

Classe minima di consistenza: S4

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	R_{ck}	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	33,20	N/mm ²
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41,20	N/mm ²
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	22,13	N/mm ²

Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lunqo durata)} = 0.85 f_{cd}$	18,81	N/mm ²
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3} \quad [R_{ck} < 50/60]$	3,10	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	2,17	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	3,72	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1,45	N/mm ²
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	33643	N/mm ²

5.1.4 SOLETTA IMPALCATO

Per il getto in opera della soletta di impalcato si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:

Classe d'esposizione: XC4 – XF4

C32/40: $f_{ck} \geq 32 \text{ MPa}$ $R_{ck} \geq 40 \text{ MPa}$

Classe minima di consistenza: S4

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	R_{ck}	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	33,20	N/mm ²
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41,20	N/mm ²
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	22,13	N/mm ²
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lunqo durata)} = 0.85 f_{cd}$	18,81	N/mm ²
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3} \quad [R_{ck} < 50/60]$	3,10	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	2,17	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	3,72	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1,45	N/mm ²
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	33643	N/mm ²

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag
	IN0D 00 DI2 CL IV 03A0001A	14 di 126

5.2 ACCIAIO DA CARPENTERIA

5.2.1 TRAVI PRINCIPALI E ORDITURE SECONDARIE

La carpenteria metallica sarà realizzata in acciaio autopatinante tipo CORTEN, conforme alle prescrizioni delle NTC 2008 e della EN 10025 e dovranno essere collaudati nel rispetto dell'Istruzione RFI 44 M.

In particolare si utilizzerà:

Acciaio S355J2G3 per elementi saldati in acciaio ($S < 40\text{mm}$)

Acciaio S355K2G3 per elementi saldati in acciaio ($S > 40\text{mm}$)

Acciaio S355J0 per elementi non saldati e piastre sciolte,

con le seguenti caratteristiche:

tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	$\geq 510 \text{ MPa}$
tensione di snervamento ($t \leq 40\text{mm}$)	f_{yk}	$\geq 355 \text{ MPa}$
tensione di snervamento ($t > 40\text{mm}$)	f_{yk}	$\geq 335 \text{ MPa}$
allungamento	ϵ_t	$\geq 21\%$
tensione di calcolo ($t \leq 40\text{mm}$)	f_{yd}	$= f_{yk} / \gamma_{M0} = 338 \text{ MPa}$
(verifiche di resistenza)		$\gamma_{M0} = 1.05$
tensione di calcolo ($t > 40\text{mm}$)	f_{yd}	$= f_{yk} / \gamma_{M0} = 319 \text{ MPa}$
(verifiche di resistenza)		$\gamma_{M0} = 1.05$
tensione di calcolo ($t \leq 40\text{mm}$)	f_{yd}	$= f_{yk} / \gamma_{M0} = 322 \text{ MPa}$
(per le verifiche di stabilità delle membrature)		$\gamma_{M1} = 1.10$
tensione di calcolo ($t \leq 40\text{mm}$)	f_{yd}	$= f_{yk} / \gamma_{M0} = 305 \text{ MPa}$
(per le verifiche di stabilità delle membrature)		$\gamma_{M1} = 1.10$

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag 15 di 126
	IN0D 00 DI2 CL IV 03A0001A	

Tutte le giunzioni per l'assemblaggio dei conci delle travi portanti, sia quelle da eseguire in officina che quelle in cantiere, saranno di tipo saldato a completa penetrazione. I traversi intermedi, di pila e di spalla saranno collegati alle travi principali attraverso giunzioni bullonate.

5.2.2 BULLONATURE


Le giunzioni bullonate saranno realizzate con bulloni ad alta resistenza aventi le seguenti caratteristiche (UNI EN 20898):

giunzioni ad attrito	$i = 0.45$
vite	classe 10.9 (UNI 5712)
tensione di rottura a trazione	$f_t \geq 1000 \text{ MPa}$
tensione di snervamento	$f_y \geq 900 \text{ MPa}$
tensione caratteristica	$f_{k,N} \geq 700 \text{ MPa}$
dado	classe 10 (UNI 5713)
rosetta	acciaio C50 UNI EN 10083
forza di serraggio	$N_s = 0,8 f_{k,N} A_{res}$
coppia di serraggio	$T_s = 0,2 N_s d$

5.2.3 PIOLATURE

L'acciaio costituente il piolo deve essere compatibile per la saldatura con il materiale costituente l'elemento strutturale interessato dai pioli; esso dovrà avere le seguenti caratteristiche meccaniche risultanti dal prodotto secondo UNI EN ISO 13918 qualità S235 J2 G3 + C 450 (ex ST37-3K DIN 20049)

materiale base	Acciaio S235J2G3+C450 (ex ST37-3K)
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} > 350 \text{ MPa}$
tensione di rottura a trazione	$f_{tk} > 510 \text{ MPa}$

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag
	IN0D 00 DI2 CL IV 03A0001A	16 di 126

5.2.4 SALDATURE

Le saldature dovranno essere realizzate secondo le indicazioni della normativa vigente, NTC 2008, ISO 4063, EN 1011, EN 29692 e EN 12062

Tutte le giunzioni per l'unione dei conci delle travi principali e dei traversi saranno eseguite con saldature testa a testa a completa penetrazione di 1^a classe.

Tutte le saldature dovranno essere realizzate e collaudate nel rispetto dell'istruzione RFI 44 S.

5.3 ACCIAIO PER ARMATURE

Tipo B450C saldabile, per diametri compresi tra 6 e 40 mm:

$$f_{y\text{nom}} = 450 \text{ MPa}$$

$$f_{t\text{nom}} = 540 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} \geq f_{y\text{nom}} \text{ frattile } 5\%$$

$$f_{tk} \geq f_{t\text{nom}} \text{ frattile } 5\%$$

$$1.15 \leq (f_t/f_y)_k \leq 1.35 \text{ frattile } 10\%$$

$$(f_y/f_{y\text{nom}})_k \leq 1.25 \text{ frattile } 10\%$$

$$\text{Allungamento } (A_{gt})_k \geq 7.5\% \text{ frattile } 10\%$$

Reti e tralicci elettrosaldati:

$$f_{yk} \geq 390 \text{ MPa}$$

$$f_{tk} \geq 440 \text{ MPa}$$

$$(f_{tk}/f_{yk}) \geq 1.10$$

5.4 COPRIFERRI MINIMI

Si riportano di seguito i copriferri minimi per le strutture in calcestruzzo armato:

Soletta impalcato	4.5 cm
Elevazione pile e spalle	4.5 cm
Fondazione pile e spalle	5.0 cm
Pali	6.0 cm

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA 1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL IV 03A0001A	. Pag 17 di 126

6 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

6.1 TERRENO DI FONDAZIONE

Si individua la presenza di falda a quota +25.16 m s.l.m. Relativamente alle caratteristiche geotecniche del terreno si rimanda agli elaborati specifici.

6.2 TERRENO DI RINFIANCO

Sono riassunte nel prospetto riportato di seguito le caratteristiche del terreno di rinfianco (con γ pari al peso specifico del terreno; γ_{sat} pari al peso specifico saturo del terreno; c' pari alla coesione; ϕ' pari all'angolo di attrito; K_0 coefficiente di spinta a riposo):

Parametri del terreno				
γ	γ_{sat}	c'	ϕ'	K_0
(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(-)
20.00	20.00	0.0	35.0	0.426

Figura 9: Parametri geotecnici del terreno di rinfianco

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL IV 03A0001A	. Pag 18 di 126

7 ANALISI DEI CARICHI E CONDIZIONI DI CARICO

L'analisi dei carichi è stata effettuata considerando le azioni provenienti dagli impalcati e le azioni direttamente applicate alle pile ed alla spalla.

I carichi dovuti all'impalcato sono relativi alle condizioni di carico elementari, riportate di seguito, combinate secondo quanto previsto dalle norme stradali. La scelta della dislocazione del traffico stradale sull'impalcato è stata effettuata in modo tale da massimizzare le azioni verticali, flessionali e taglianti sulla spalla. Si riporta nei paragrafi successivi la valutazione dei carichi agenti sul ponte.

Le azioni agenti sulle pile per le condizioni di carico elementari sono di seguito indicate:

AZIONI PERMANENTI

G₁ peso proprio degli elementi strutturali;

G₂ carichi permanenti portati;

G₃ spinta della terra

AZIONI VARIABILI

Q₁ azioni variabili da traffico (compreso effetto dinamico);

Q₃ azione longitudinale di frenamento;

Q₄ azione centrifuga;

AZIONI CLIMATICHE

Q₅ azione del vento

AZIONI SISMICHE

Q₆ azione sismica

AZIONI ECCEZIONALI

Q₇ urti da traffico ferroviario

Q₈ urti accidentali

AZIONI DEI VINCOLI


Q₉ resistenze parassite dei vincoli

DEFORMAZIONI IMPRESSE

ε_2 : ritiro del calcestruzzo;

ε_3 : variazioni termiche uniformi e differenziali;

ε_4 : scorrimenti viscosi.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 19 di 126
	IN0D 00 DI2 CL IV 03A0001A	

7.1 CARICHI PERMANENTI G

Le azioni permanenti relative ai ponti stradali (par. 5.1.3.1. NTC08) includono:

1. Peso proprio degli elementi strutturali: G_1
2. Carichi permanenti portati: G_2 (pavimentazione stradale, marciapiedi, parapetti, attrezzature stradali, rinfianchi e simili)
3. Altre azioni permanenti: G_3 (spinta delle terre).

7.1.1 PESO PROPRIO ELEMENTI STRUTTURALI G1


I carichi permanenti sono costituiti dai pesi propri delle strutture portanti e delle sovrastrutture. Essi sono valutati sulla base della geometria degli elementi strutturali e del peso specifico assunto per il calcestruzzo ($\gamma_{cls}=25\text{kN/m}^3$) e per l'acciaio ($\gamma_{acc}=78.5\text{kN/m}^3$).

Si riportano di seguito i dati considerati per il calcolo del peso proprio degli elementi strutturali:

Peso specifico cls	γ_{cls}	25,00	kN/m^3
Peso specifico acciaio	γ_{acc}	78,50	kN/m^3
Larghezza impalcato	B	10,10	m
Numero di travi	n	4,00	
Incidenza carpenteria metallica	i	2,65	kg/m^2
Peso proprio carpenteria metallica Impalcato	$P_{g1,1}$	26,76	kN/m
Peso proprio carpenteria metallica x trave	$p_{g1,1}$	6,69	kN/m
Spessore soletta impalcato	s_s	0,30	m
Spessore soletta marciapiede	s_m	0,51	m
Larghezza marciapiede	bm	1,8	m
Area sezione trasversale	A_{sez}	3,79	m^2
Peso Proprio soletta Impalcato	$P_{g1,2}$	94,65	kN/m
Peso Proprio soletta per trave	$p_{g1,2}$	23,66	kN/m

7.1.2 PESO PROPRIO ELEMENTI NON STRUTTURALI G2

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione. Si riportano di seguito i dati considerati per il calcolo del peso proprio degli elementi non strutturali:

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 20 di 126
	IN0D 00 DI2 CL IV 03A0001A	

Peso specifico pavimentazione	γ	18,00	kN/m ³
Larghezza pavimentazione stradale	b	6,50	m
Spessore pavimentazione	s _p	0,10	m
Peso Pavimentazione	p _{g2,1,a}	1,80	kPa
Spessore medio massetto pendenze	s _m	0,08	m
Peso massetto	p _{g2,1,b}	1,60	kPa
Peso Pavimentazione e massetto impalcato	P _{g2,1}	22,10	kN/m
Peso recinzione e veletta	p _{g2,2}	10,00	kN/m
Peso barriera antirumore impalcato	P _{g2,2}	20,00	kN/m

7.1.3 SPINTA DELLA TERRA G3

Per il calcolo della spinta statica del terreno sulla struttura è stato considerato il coefficiente di spinta attiva k_0 (0,426). Le caratteristiche geotecniche del rilevato risultano:

Angolo di attrito	$\varnothing = 35^\circ$
Peso specifico	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
Altezza massima terreno	$h = 10.00 \text{ m}$

La spinta è applicata direttamente agli elementi plate che modellano i muri delle spalle ed ha andamento triangolare con la profondità.

Relativamente alla spinta del sovraccarico accidentale, si considera un sovraccarico accidentale di 20 kN/m^2 , per cui è assunta una spinta pari a:

$$\sigma_{\text{sovraccarico_statica}} = q \cdot k_0 = 20 \cdot 0.426 = 8.52 \text{ kN/m}^2$$

7.2 CARICHI ACCIDENTALI MOBILI Q1

Si prendono in esame nel presente paragrafo le azioni variabili da traffico. I carichi accidentali mobili presi in considerazione sono quelli indicati dalla normativa per ponti di prima categoria. Tali azioni, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti schemi di carico convenzionali e disposte su corsie convenzionali. In particolare, lo Schema

di Carico 1 è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato nella Figura riportata di seguito. Questo schema si assume a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

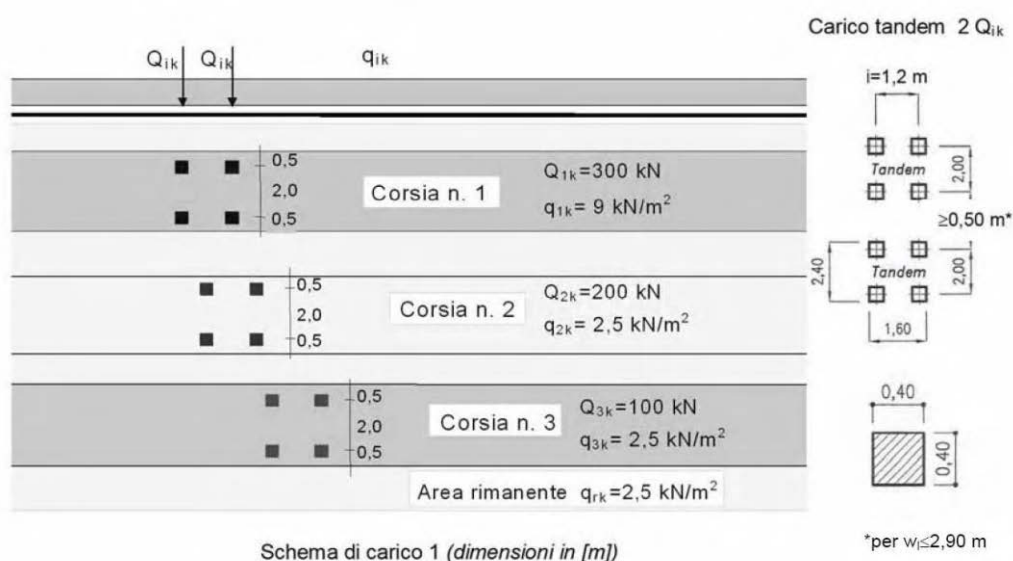


Figura 10: Schema di carico 1 per la definizione delle azioni variabili da traffico - carichi Q_{ik} e q_{ik}

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Figura 11: Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti di prima categoria è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m.

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_l = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_l = 2$	w/2	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_l)$

Figura 12: Numero e larghezza delle corsie - Tabella 5.1.I del D.M. 14 gennaio 2008

In accordo con la Tabella sopra riportata, per l'impalcato in esame la larghezza della carreggiata (6,50 m) è compatibile con 2 colonne di carico:

- colonna di carico sulla Corsia n.1 costituita da un mezzo Q_{1k} (600 kN) e carico q_{1k} (9.0 kN/m²).
- colonna di carico sulla Corsia n.2 costituita da un mezzo Q_{2k} (400 kN) e carico q_{2k} (2.50 kN/m²).

Si riporta di seguito lo schema delle colonne di carico sull'impalcato.

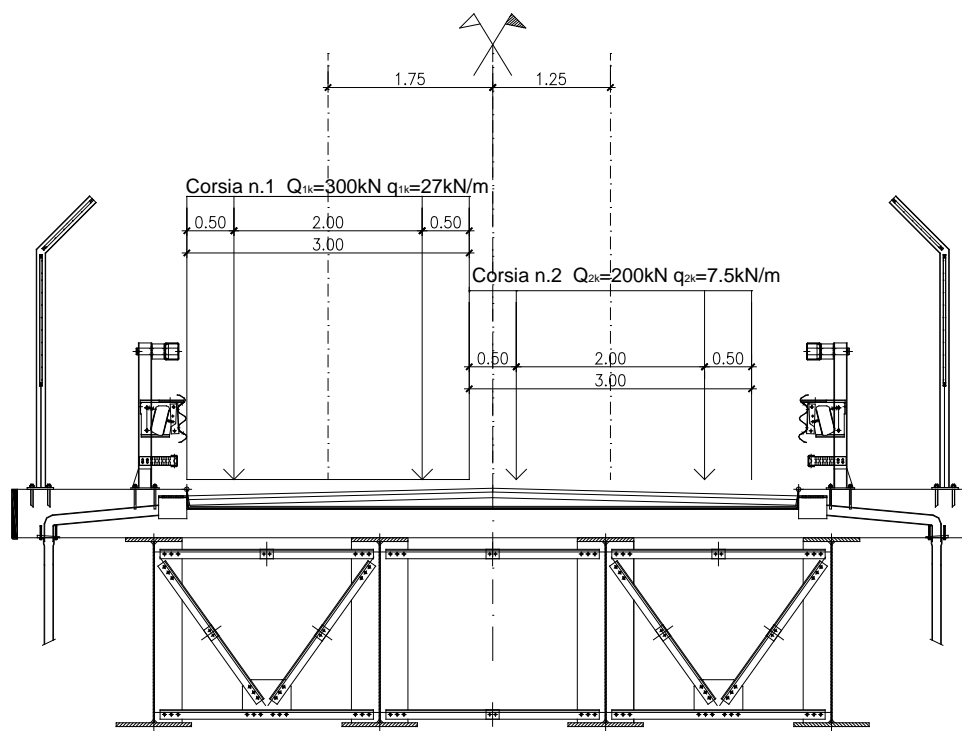


Figura 13: Disposizione delle colonne di carico sull'impalcato

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag
	INOD 00 DI2 CL IV 03A0001A	23 di 126

Risulta pertanto:

1. Eccentricità prima colonna: 1,75 m
2. Eccentricità seconda colonna: 1,25 m

7.3 INCREMENTO DINAMICO IN PRESENZA DI DISCONTINUITA' STRUTTURALI Q2

I carichi mobili sopra valutati includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità. Non si registrano, nel caso in esame, casi particolari che rendano necessario considerare un coefficiente dinamico addizionale Q_2 .

7.4 AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO Q3

La forza di frenamento o di accelerazione Q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale, per i ponti di prima categoria, a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata. Risulta pertanto nel caso in esame:

$$q_{3_1} = 0.6 \cdot 2Q_{1k} + (0.10) q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 0.6 \cdot 2 \cdot 300 + (0.1) \cdot 9.00 \cdot 3 \cdot 160 = 792 \text{ kN}$$

La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

7.5 AZIONE CENTRIFUGA Q4

L'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico risulta funzione dei raggi di curvatura come mostrato nel prospetto seguente:

Raggio di curvatura R (m)	Q_4 (kN)
$R > 200$	$0,2 \cdot Q_v$
$200 \leq R < 1500$	$40 \cdot Q_v / R$
$R \geq 1500$	0
$Q_v = \sum 2 \cdot Q_{ik}$ = carico totale degli assi tandem dello schema di carico 1.	

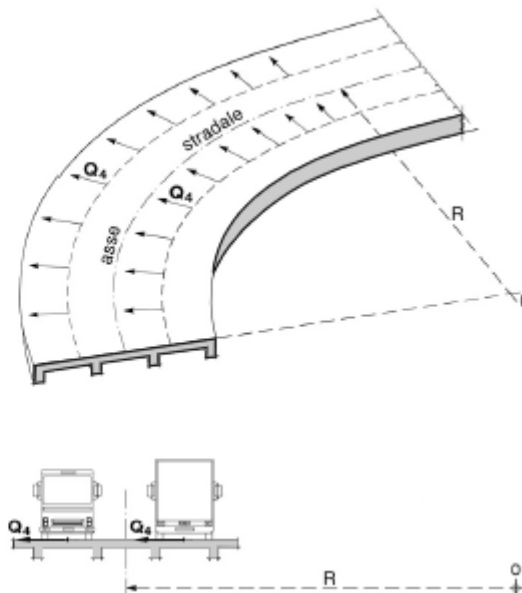


Figura 14: Valori caratteristici delle forze centrifughe - Tabella 5.1.III del D.M. 14 gennaio 2008

Il carico concentrato Q_4 , applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte.

Il cavalcaferrovia in esame si sviluppa interamente in rettilineo (raggio di curvatura tendente all'infinito) e la forza centrifuga risulta pertanto nulla.

7.6 AZIONE DEL VENTO Q5


Il vento agente trasversalmente all'opera, oltre ad interessare la stessa, agisce sulla sagoma longitudinale dei carichi transitanti.

In accordo con le norme tecniche per le costruzioni (NTC08), la struttura in esame, situata in Veneto, ricade in Zona 1, su suolo riconducibile a una Classe di Rugosità D, a meno di 30 Km dal mare e a 59 m s.l.m. Pertanto la Categoria di Esposizione è la II. Si ottiene:

Velocità di riferimento

$$v_b = 25 \text{ m/s}$$

Velocità di riferimento relativa al periodo di ritorno

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA 1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL IV 03A0001A	. Pag 25 di 126

$$v_b(T_r=500) = \alpha_r(T_r) v_b = 1.12318 \cdot 25 = 28.079 \text{ m/s}$$

Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 0.50 \rho v_{b500}^2 = 0.50 \cdot 1.25 \cdot 28.08^2 = 492.79 \text{ N/m}^2$$

dove

$$\rho = 1.25 \text{ Kg/m}^3 \text{ densità dell'aria;}$$

Coefficiente di esposizione

$$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] = 2.181 \xrightarrow{\text{con}} c_t = 1$$

dove:

$$K_r = 0.19 ;$$

$$z_0 = 0.05 \text{ m ;}$$

$$z_{\min} = 4.0 \text{ m} < z = 7.30 \text{ m (altezza impalcato rispetto al suolo);}$$

Pressione del vento

$$p = q_b c_e c_p c_d = 492.79 \times 2.181 \times 1 \times 1 = \mathbf{1.07 \text{ kN/m}^2}$$

dove

$$c_p = 1 \quad \text{è il coefficiente di forma;}$$

$$c_d = 1 \quad \text{è il coefficiente dinamico.}$$

L'azione del vento viene assimilata a un carico orizzontale statico con direzione perpendicolare all'asse del ponte. Tale azione agisce sulla proiezione nel piano verticale delle superfici degli elementi strutturali del ponte direttamente investite e su una parete rettangolare continua verticale alta 3,00 m, che convenzionalmente rappresenta i carichi che transitano sul ponte, come mostrato nella Figura riportata di seguito.

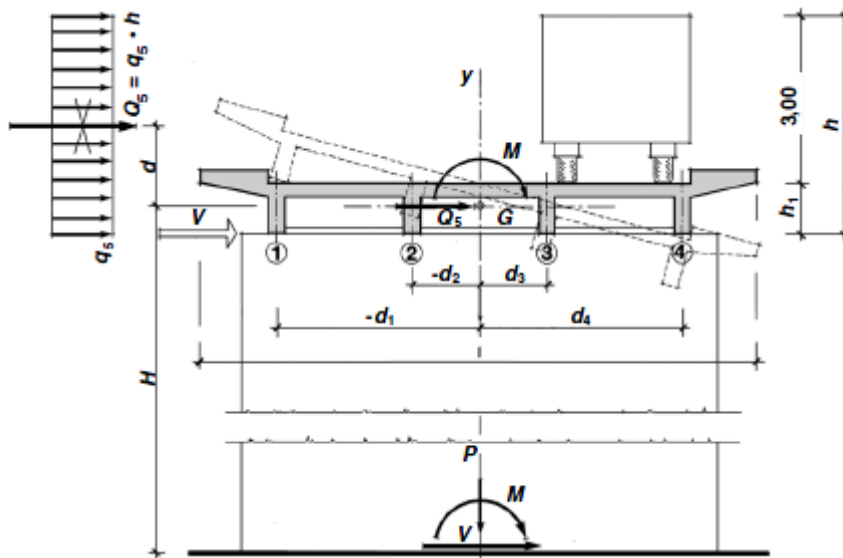


Figura 15: Direzione dell'azione del vento sul ponte

Vento trasmesso dall'impalcato a ponte carico

Il carico trasversale, per unità di lunghezza, è pari a:

$$q_{\text{vento1}} = (H_{\text{trave}} + H_{\text{soletta}}) \cdot p =$$

$$q_{\text{vento2}} = (H_{\text{carico}}) \cdot p =$$

dove:

q_{vento1} è il carico trasversale dovuto al vento sull'impalcato;

q_{vento2} è il carico trasversale dovuto al vento sulla superficie trasversale dei carichi transitanti, che da normativa si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3m a partire dal piano stradale.

Le risultanti trasversali totali indotte dal vento sull'impalcato, sono pari a:


$$T_{\text{trasv1}} = q_{\text{vento1}} \cdot L_{\text{ponte}}$$

$$T_{\text{trasv2}} = q_{\text{vento2}} \cdot L_{\text{ponte}}$$

$$T_{\text{trasv_ponte carico}} = (T_{\text{trasv1}} + T_{\text{trasv2}})$$

Il baricentro dell'azione del vento rispetto a quota estradosso spalla risulta pari a:

$$e_{v1} = d + [(H_{\text{trave}} + H_{\text{soletta}})/2]$$

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag 27 di 126
	IN0D 00 DI2 CL IV 03A0001A	

$$e_{v2} = d + (H_{trave} + H_{soletta}) \cdot (3/2)$$

dove:

d = distanza tra intradosso trave in c.a.p. e estradosso spalla (baggiolo+appoggio)

Gli impalcati trasmettono quindi alla spalla un momento pari a:

$$M_{\text{vento_ponte carico}} = T_{\text{trasv1}} \cdot e_{v1} + T_{\text{trasv2}} \cdot e_{v2}$$

Si ottiene quindi:

pressione del vento	p	1.07	kPa
Lunghezza impalcato	l	160.0	m
altezza impalcato e soletta	h	2.30	m
carico sull'impalcato	q _{vento1}	2.46	kN/m
carico sulla superficie trasversale dei carichi transitanti (h = 3 m dal piano stradale)	q _{vento2}	3.21	kN/m
azione trasversale totale sull'impalcato (uniformemente distribuita)	q _{vento}	5.67	kN/m
Risultante trasversale	T _r	510.3	kN
Eccentricità dell'impalcato	e _{v1}	9	m
Eccentricità dei carichi viaggianti	e _{v2}	1.55	m
Momento uniformemente distribuito Ponte carico	M_{v_p.}	17.94	(kN/m)*
	carico		m

Vento trasmesso dall'impalcato a ponte scarico

Il carico trasversale, per unità di lunghezza, è pari a:

$$q_{\text{vento1}} = (H_{\text{trave}} + H_{\text{soletta}} + H_{\text{barriera}}) \cdot p$$

dove:

q_{vento1} è il carico trasversale dovuto al vento sull'impalcato e sulla barriera di protezione;

La risultante trasversale totale indotta dal vento sull'impalcato, risulta pari a:

$$T_{\text{trasv1}} = q_{\text{vento1}} \cdot L_{\text{ponte}}$$

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag
	IN0D 00 DI2 CL IV 03A0001A	28 di 126

$$T_{\text{trasv_ponte scarico}} = T_{\text{trasv1}}$$

Il baricentro dell'azione del vento rispetto a quota estradosso spalla risulta pari a:

$$e_{v3} = d + [(H_{\text{trave}} + H_{\text{soletta}} + H_{\text{barriera}}) / 2]$$

Il momento agente per metro lineare di opera è pari ad:

$$M_{\text{vento_ponte scarico}} = T_{\text{trasv1}} \cdot e_{v1}$$

altezza max barriera di protezione	h_{barriera}	3,11	m
Altezza totale	H_{tot}	5,41	m
carico sull'impalcato $[p \cdot (H_{\text{tot}})]$	q_{vento1}	5,79	kN/m
Risultante trasversale Ponte scarico	T_r	520,98	kN
Eccentricità ponte scarico	e_{v3}	3,11	m
Momento uniformemente distribuito Ponte scarico	$M_{v_p. \text{scarico}}$	17,97	(kN/m)*m

7.7 AZIONI SISMICHE Q6

Nel presente paragrafo si riporta la descrizione e la valutazione dell'azione sismica secondo le specifiche del D.M. 14 gennaio 2008.


L'azione sismica è descritta mediante spettri di risposta elastici e di progetto. In particolare nel D.M. 14 gennaio 2008, vengono presentati gli spettri di risposta in termini di accelerazioni orizzontali e verticali.

L'espressione analitica dello spettro di risposta elastico in termini di accelerazione orizzontale è la seguente:

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

$$T_B \leq T \leq T_C \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 29 di 126
	IN0D 00 DI2 CL IV 03A0001A	

$$T_D \leq T_D \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

In cui:

$$S = S_s \cdot S_T;$$

S_s : coefficiente di amplificazione stratigrafico;

S_T : coefficiente di amplificazione topografica.

η : fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ , espresso in punti percentuali diverso da 5 ($\eta=1$ per $\xi=5$):

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

a_g : accelerazione massima al suolo;

T: periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;

T_B, T_C, T_D : periodi che separano i diversi rami dello spettro, e che sono pari a:

$$T_C = C_C \cdot T^*_c$$

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

$$T_D = 4.0 + \frac{a_g}{g} + 1.6$$

In cui :

C_C : coefficiente che tiene conto della categoria del terreno;

T^*_c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

L'espressione analitica dello spettro di risposta elastico in termini di accelerazione verticale è la seguente

$$0 \leq T \leq T_B \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T \leq T_D \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$$

$$T_D \leq T_D \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T}\right)$$

nelle quali:

$S = S_S \times S_T$: con S_S pari sempre a 1

η : fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ , espresso in punti percentuali diverso da 5 ($\eta=1$ per $\xi=5$):

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

T: periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;

T_B, T_C, T_D : periodi che separano i diversi rami dello spettro, e che sono pari a:

$$T_C = 0.05; \quad T_B = 0.15; \quad T_D = 1.0;$$


$$F_v = 1.35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0.5}$$

Di seguito si riporta il calcolo dei parametri per la valutazione degli spettri in accelerazione orizzontale e verticale.

Vita Nominale

La vita nominale di un'opera strutturale (V_N), è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella tabella seguente.

	TIPI DI COSTRUZIONE	Vita Nominale (VN)
1	Opere provvisorie- Opere provvisionali- Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di	≥ 100

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. INOD 00 DI2 CL IV 03A0001A	Pag 31 di 126

importanza strategica	
-----------------------	--

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale $V_N = 100$ anni (categoria 3).

Classi D'uso

Il Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 prevede quattro categorie di classi d'uso riportate nel seguito:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe III o in Classe IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Classe III Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione di strade", e di tipo quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti o reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per l'opera in oggetto si considera una Classe d'uso III.

Periodo di Riferimento dell'Azione Sismica

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

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_u è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella tabella seguente:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0.7	1	1.5	2

Pertanto per l' opera in oggetto il periodo di riferimento è pari a $100 \times 1.5 = 150$ anni.

Stati limite e relative probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Stati limite di esercizio

Stato Limite di Operatività (**SLO**): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

Stato Limite di Danno (**SLD**): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile all'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Stati limite ultimi

Stato Limite di salvaguardia della Vita (**SLV**): a seguito del terremoto la costruzione

subisce rotture o crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione invece conserva una parte della resistenza e della rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche.

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportati nella tabella successiva.

Stati Limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento
		V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

In accordo alle specifiche di norma le azioni sismiche per il dimensionamento dell'opera sono quelle relative allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV). Le azioni sismiche relative allo stato limite di operatività (SLO) e allo stato limite di danno (SLD) non sono state considerate perché poco significative in relazione alle combinazioni di natura statica.

Accelerazione (a_g), fattore (F_0) e periodo (T_c^*)

Ai fini del D.M. 14-01-2008 le forme spettrali, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g : accelerazione orizzontale massima sul sito;

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.

I parametri prima elencati dipendono dalle coordinate geografiche, espresse in termini di latitudine e longitudine, del sito interessato dall'opera, dal periodo di riferimento (V_R), e

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 34 di 126
	IN0D 00 DI2 CL IV 03A0001A	

quindi dalla vita nominale (VN) e dalla classe d'uso (C_u) e dallo stato limite considerato. Si riporta nel seguito la valutazione di detti parametri per i vari stati limite.

Latitudine: 45.396252°

Longitudine: 11.166574°

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_n	0.234 g
F_n	2.434
T_C^*	0.284 s
S_s	1.359
C_C	1.591
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.359
η	1.000
T_B	0.151 s
T_C	0.452 s
T_D	2.535 s

Figura 16: Valutazione dei parametri di pericolosità sismica

Classificazione dei terreni

Per la definizione dell'azione sismica di progetto, la valutazione dell'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, deve essere basata su studi specifici di risposta sismica locale esistenti nell'area di intervento.

In mancanza di tali studi la normativa prevede la classificazione, riportata nella tabella seguente, basata sulla stima dei valori della velocità media delle onde sismiche di taglio V_{s30} , ovvero sul numero medio di colpi NSPT ottenuti in una prova penetrometrica dinamica (per terreni prevalentemente granulari), ovvero sulla coesione non drenata media c_u (per terreni prevalentemente coesivi).

Categoria di suolo di fondazione	Descrizione

Cat. A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo di 3 m.
Cat. B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{spt,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)
Cat. C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{spt,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)
Cat. D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{spt,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina)
Cat. E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_{s} > 800$ m/s)
Cat. S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
Cat. S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Dalle prove eseguite risulta che i terreni di fondazione risultano appartenere alla **categoria**

C.

Amplificazione stratigrafica

I due coefficienti prima definiti, S_s e C_c , dipendono dalla categoria del sottosuolo come mostrato nel prospetto seguente.


Per i terreni di categoria A, entrambi i coefficienti sono pari a 1, mentre per le altre categorie i due coefficienti sono pari a:

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Amplificazione topografica

Per poter tenere conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella seguente tabella.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo con inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1.2

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL IV 03A0001A	Pag 37 di 126

T4	In corrispondenza della cresta del rilievo con inclinazione media $i > 30^\circ$	1.4
----	--	-----

Nel caso in esame $S_T = 1$

Spettri di risposta elastici

Utilizzando i parametri definiti nei paragrafi precedenti, di seguito si riportano gli spettri di risposta corrispondenti allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) con uno smorzamento ξ pari al 5%. Si precisa che l'opera è stata progettata considerando lo spettro di risposta elastico.

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

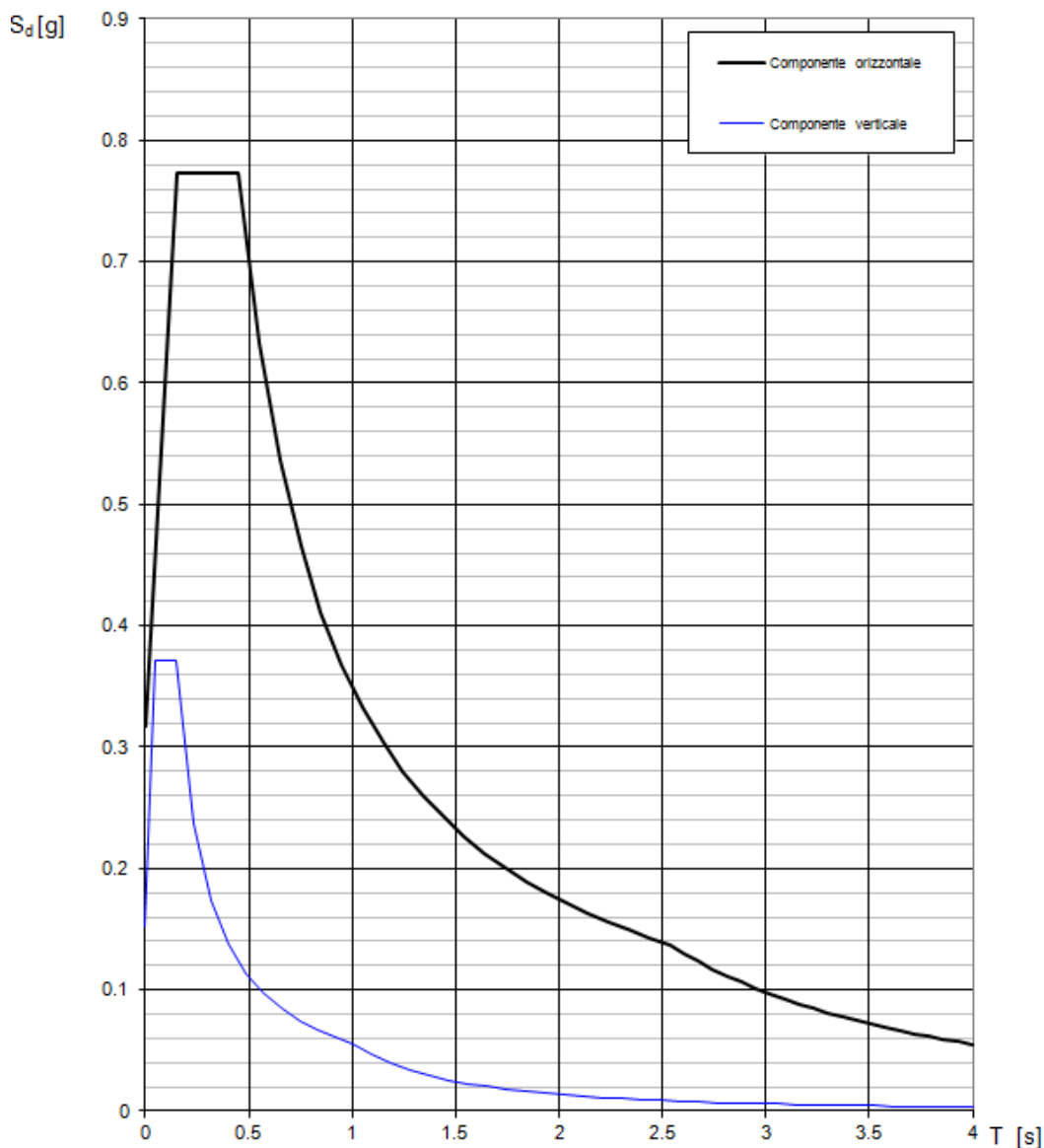



Figura 17: Spettri elastici dell'accelerazione orizzontale e verticale (SLV)

Incremento sismico del terreno

L'analisi in condizione sismica è eseguita con il metodo pseudo-statico, definendo l'azione sismica mediante una forza statica equivalente pari al prodotto delle masse per il coefficiente sismico ed applicato a metà dell'altezza del paramento.

Parametri sismici

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 39 di 126
	IN0D 00 DI2 CL IV 03A0001A	

- Accelerazione max. di progetto a_{max_g} : 0.234
- Fattore F_0 di amplificazione dello spettro: 2.434
- Fattore S_s : 1.359

Azioni trasmesse dall'impalcato

L'azione sismica trasmessa dall'impalcato è stata dedotta dall'analisi dinamica lineare della struttura.

Forze inerziali

Sono state considerate le azioni inerziali orizzontali. Per porzione di rilevato contenuto all'interno dei muri andatori è stato assunto un valore di accelerazione pari a k_h . Si è assunta un'accelerazione pari ad $a_g \cdot S$.

Sisma verticale


La componente verticale è stata considerata agente verso l'alto e verso il basso in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

7.8 URTI DA TRAFFICO FERROVIARIO Q7

Nel presente paragrafo si riportano i criteri di verifica delle sottostrutture in presenza dell'azione eccezionale legata agli urti da traffico ferroviario sulle spalle del cavalcaferrovia in esame.

All'occorrenza di un deragliamento può infatti verificarsi il rischio di collisione fra i veicoli deragliati e le strutture adiacenti la ferrovia. Queste ultime dovranno essere progettate in modo da resistere alle azioni conseguenti ad una tale evenienza.

Dette azioni devono determinarsi sulla base di una specifica analisi di rischio, tenendo conto della presenza di eventuali elementi protettivi o sacrificali (respingenti) ovvero di condizioni di impianto che possano ridurre il rischio di accadimento dell'evento (marciapiedi, controrotaie, ecc.).

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 40 di 126
	IN0D 00 DI2 CL IV 03A0001A	

In mancanza di specifiche analisi di rischio, in accordo con NTC &3.6.3.4, possono assumersi le seguenti azioni statiche equivalenti, in funzione della distanza d degli elementi esposti dall'asse del binario:

1. $5\text{ m} < d \leq 15\text{ m}$:
 - 2000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
 - 750 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari.
2. $d > 15\text{ m}$:
 - Pari ad zero in entrambe le direzioni.

Queste forze dovranno essere applicate a 1,80 m dal piano del ferro e non dovranno essere considerate agenti simultaneamente.

Per l'opera in esame il carico agente è nullo poiché le sottostrutture sono più distanti di 15m dal binario più vicino.

7.9 RESISTENZE PARASSITE DEI VINCOLI Q9

Le resistenze passive dei vincoli sono valutate pari al 3% del carico verticale:


peso proprio dell'impalcato $q_{9_1} = 0.03 \cdot N_{imp} = 0.03 \cdot 1200\text{ kN} = 36.42\text{ kN}$

carichi accidentali $q_{9_2} = 0.03 \cdot 2400/2\text{ kN} = 36\text{ kN}$

7.10 URTI ACCIDENTALI Q8

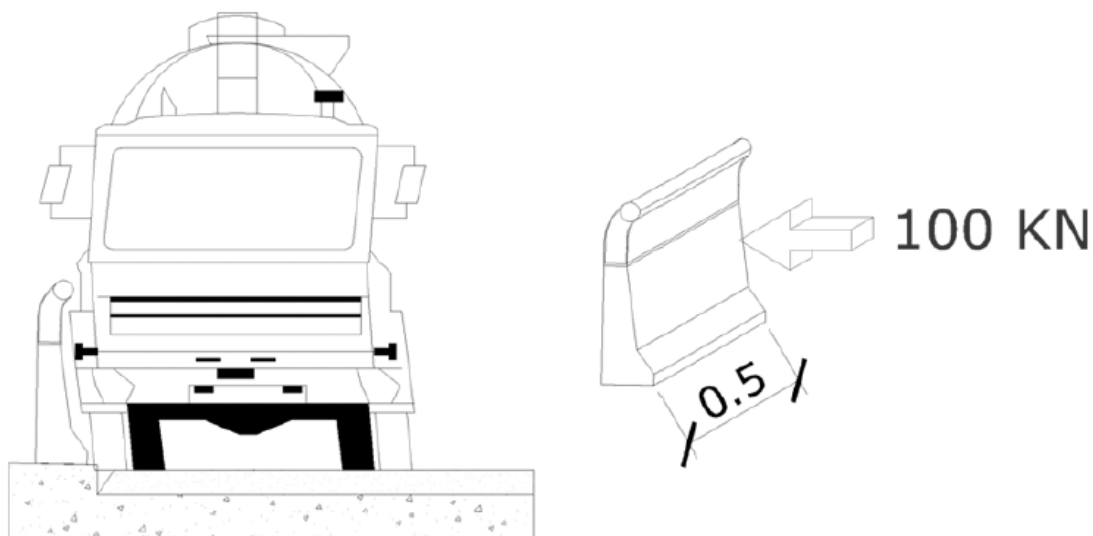
Per tener conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza (§ 3.6.3.3.2 – NTC2008) si è considerata una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 KN. Essa è stata considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 1,0 m sopra il livello del piano di marcia e applicata su una linea lunga 0,5 m in corrispondenza dell'inizio dei cordoli.

Ne consegue che sulla soletta viene trasmesso un momento torcente di calcolo pari a

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag
	IN0D 00 DI2 CL IV 03A0001A	41 di 126

$$M_{t,d} = 100 \times 1 \times 0,5 = 50 \text{ KN m.}$$

Questo momento torcente è stato associato allo schema 2 dei carichi da traffico e quindi per ogni appoggio è stato disposto il momento in prossimità dell'inizio del cordolo con adiacente il pneumatico.



L'altezza dei parapetti (§ 5.1.3.10 – NTC 2008) non deve essere inferiore a 1,10 m. I parapetti sono calcolati in base ad un'azione orizzontale di 1,5 KN/m applicata al corrimano.

7.11 DEFORMAZIONI IMPRESSE ϵ

In accordo con la normativa vigente (par. 5.1.3.2 NTC08) si intendono per deformazioni impresse sui ponti stradali:

1. Distorsioni e presollecitazioni di progetto: ϵ_1 .

Ai fini delle verifiche si devono considerare gli effetti delle distorsioni e delle presollecitazioni eventualmente previste in progetto.

2. Effetti reologici: ritiro e viscosità ϵ_2 ;

3. Variazioni termiche ϵ_3 .

Il calcolo degli effetti del ritiro del calcestruzzo, delle variazioni termiche e della viscosità deve essere effettuato in accordo al carattere ed all'intensità di tali distorsioni definiti nelle relative sezioni delle vigenti Norme Tecniche.

4. Cedimenti vincolari: ϵ_4

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag 42 di 126
	INOD 00 DI2 CL IV 03A0001A	

Sono stati considerati cedimenti delle fondazioni pari ad 1/5000 della luce media relativa ad ogni pila:

Pile interne: 0.8cm

Ritiro e viscosità del calcestruzzo (ϵ_2)

In accordo con le NTC 2008 e e RFI DTC INC PO SP IFS 002 A par. 2.8.2 la deformazione totale da ritiro è calcolata attraverso la seguente espressione:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

ϵ_{cs} deformazione totale per ritiro

ϵ_{cd} deformazione per ritiro per essiccamento

ϵ_{ca} deformazione per ritiro autogeno

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento $\epsilon_{cd,\infty} = k_h \epsilon_{c0}$, si ricava dalle immagini seguenti riportata dalle NTC 2008 (§ 11.2.10.6) e risulta dipendente dalla resistenza caratteristica a compressione, dall'umidità relativa, assunta pari a 75% e dal parametro h_0 pari a

$$h_0 = 2A_c/u = 0.4m$$

dove:

A_c = area della sezione di conglomerato;

u =perimetro della sezione di conglomerato a contatto con l'atmosfera.

Si precisa che nel computo dell'area A_c non sono state considerate le lastre prefabbricate; il perimetro u a contatto con l'atmosfera comprende la sola superficie superiore, essendo la parte inferiore del getto protetta dalle lastre.

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

Figura 18: Valori di ϵ_{c0}

h_n (mm)	K_h
100	1.0
200	0.85
300	0.75
> 500	0.70

Figura 19: Valori di K_h – Tabella 11.2.Vb del D.M. 14 gennaio 2008

Relativamente a ϵ_{c0} , considerando un' umidità relativa di circa il 75% e una resistenza caratteristica cilindrica del cls pari a $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 0.83 \cdot 40 = 33.20 \text{ N/mm}^2$, risulta, per interpolazione lineare, $\epsilon_{c0} = -0.417 \text{ ‰}$, facendo riferimento al prospetto riportato di seguito:

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

Figura 20: Valori di ϵ_{c0} – Tabella 11.2.Va del D.M. 14 gennaio 2008

Risulta dunque:

$$\epsilon_{cd} = K_h \cdot \epsilon_{c0}$$

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno ϵ_{ca} può essere valutato mediante l'espressione:

$$\epsilon_{ca,\infty} = -2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \text{ con } f_{ck} \text{ in } \text{N/mm}^2$$

Si ottiene quindi:

R_{ck}	=	40 Mpa	
f_{ck}	=	33,2 Mpa	
ϵ_{c0}	=	-4,17E-04	valore tabella 11.2.Va
h_0	=	$2A_c/u$	
A_c	=	3,27 m ²	area della sezione di cls
u	=	11,5 m	perimetro della sezione esposta all'aria
h_0	=	0,569 m	
k_h	=	0,725	
$\epsilon_{cd,\infty} = k_h * \epsilon_{c0}$	=	-3,03E-04	
$\epsilon_{cd}(t)$	=	$\beta_{ds}(t-t_s) * \epsilon_{cd,\infty}$	
$\beta_{ds}(t-t_s)$	=	$(t-t_s) / [(t-t_s)+0.04*h_0^{3/2}]$	
$(t-t_s)$	=	18250 giorni	50
$\beta_{ds}(t-t_s)$	=	0,9999991	
$\epsilon_{cd}(t)$	=	-0,000303	
$\epsilon_{ca,\infty} = -2.5 (f_{ck} - 10) 10^{-6}$	=	-5,80E-05	
ϵ_{cs}	=	-3,61E-04	

Il ritiro del calcestruzzo è stato schematizzato attraverso un'azione assiale di trazione

$$N_r = A_c \epsilon_{cs} E_{ct\infty}$$

AZIONE ASSIALE NELLA SOLETTA (SLE) $N_R = -13079$ kN

applicata alla sola soletta e una presso-flessione retta ($N_r - M$) applicata alla sezione mista. Infine gli effetti iperstatici dovuti al ritiro impedito sono stati sommati agli effetti isostatici precedentemente calcolati.

Nelle medesime condizioni di umidità risultano i valori dei coefficienti di omogeneizzazione di seguito riportati (NTC 2008 § 11.2.10.7):

Coefficiente di viscosità	Φ_{∞}	=	2,0	
Resistenza caratteristica calcestruzzo	R_{ck}	=	40	N/mm ²
Resistenza cilindrica	f_{ck}	=	33,2	N/mm ²
Valore medio resistenza cilindrica	f_{cm}	=	41,2	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo calcestruzzo	E_{cm}	=	33643	N/mm ²
Modulo elastico calcestruzzo a $t = \infty$	$E_{ct\infty}$	=	11091	N/mm ²
Modulo elastico dell'acciaio	E_a	=	210000	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione a $t=0$	n	=	6,2	
Coefficiente di omogeneizzazione a $t = \infty$	n	=	18,93	

Effetti termici (ϵ_3)

Relativamente alle variazioni termiche sono state considerate le seguenti distorsioni termiche:

- variazione termica uniforme per gli elementi strutturali +/-15°C
- gradiente termico tra soletta e trave metallica +/-5°C

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag 46 di 126
	IN0D 00 DI2 CL IV 03A0001A	

8 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni delle azioni per lo svolgimento delle verifiche strutturali sono state definite in accordo a quanto riportato nella Normativa vigente, par.2.5.3 del D.M. 14 gennaio 2008 (si è tenuto inoltre conto di quanto specificato al riguardo nel par. 5.1.3.12 relativo al capitolo sui 'Ponti stradali'):

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

I valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi sono riportate nel prospetto seguente:

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00
⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO. ⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti. ⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna ⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali					

Figura 21: Valori dei coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU – Tabella 5.1.V del D.M. 14 gennaio 2008

Nel prospetto sopra riportato il significato dei simboli è il seguente:

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

Relativamente ai valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni per i ponti stradali si fa riferimento al prospetto riportato di seguito, in accordo con la normativa vigente:

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

Figura 22: Valori dei coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali – Tabella 5.1.VI del D.M. 14 gennaio 2008

In definitiva, si riportano nel prospetto seguente i coefficienti dedotti per ciascuna delle combinazioni delle azioni per lo svolgimento delle verifiche strutturali:

		g1+g2+g3	ε2	ε3	q1	q3	q4	q5	q6	q7	q9	
SLE	SLE(QP)	1	1	0.5	0	0	0	0	0	0	0	
	SLE(FR)	1	1	0.6	0.75 Q _{ik}	0	0	0	0	0	0	
					0.4 q _{ik}							
					0.75 q _{011a}							
EQU (STR)	EQU1	1.1	1.2	1.2	0	0	0	1.5	0	0	1.35-0.75	
	EQU2	1.1	1.2	1.2-0.6	1.35	0	0	0.9	0	0	1.35-0.75	
	EQU3	1.1	1.2	1.2-0.6	1.35-0.75 Q _{ik}	1.5	0	0.9	0	0	0	1.35-0.75
					1.35-0.40 q _{ik}							
					1.35-0.75 q _{011a}							
EQU4	1.1	1.2	1.2-0.6	1.35-0.75 Q _{ik}	0	1.5	0.9	0	0	0	1.35-0.75	
				1.35-0.40 q _{ik}								
					1.35-0.75 q _{011a}							
SLU (STR)	STR1	1.35	1.2	1.2-0.6	0	0	0	1.5	0	0	1.35-0.75	
	STR2	1.35	1.2	1.2-0.6	1.35	0	0	0.9	0	0	1.35-0.75	
	STR3	1.35	1.2	1.2-0.6	1.35-0.75 Q _{ik}	1.5	0	0.9	0	0	0	1.35-0.75
					1.35-0.40 q _{ik}							
						1.35-0.75 q _{011a}						
STR4	1.35	1.2	1.2-0.6	1.35-0.75 Q _{ik}	0	1.5	0.9	0	0	0	1.35-0.75	
				1.35-0.40 q _{ik}								
					1.35-0.75 q _{011a}							
STR5	1.35	1.2	1.2-0.6	0	0	0	0	0	0	1.5	0	
SLU (STR)	GEO1	1	1	0.6	0	0	0	1.3	0	0	1.15-0.75	
	GEO2	1	1	0.6	1.15	0	0	1.3-0.6	0	0	1.15-0.75	
	GEO3	1	1	0.6	1.15-0.75 Q _{ik}	1.3	0	1.3-0.6	0	0	0	1.15-0.75
					1.15-0.40 q _{ik}							
					1.15-0.75 q _{011a}							
GEO4	1	1	0.6	1.15-0.75 Q _{ik}	0	1.3	1.3-0.6	0	0	0	1.15-0.75	
				1.15-0.40 q _{ik}								
					1.15-0.75 q _{011a}							
Sisma (SLV)	Sisma (SLV)	1	1	0.5	0	0	0	0	±1	0	0	

Figura 23: Valori dei coefficienti delle combinazioni di carico adottate per la verifica degli elementi strutturali

Per le combinazioni sismiche è stato considerato lo stato limite di salvaguardia “SLV” che comprende tre combinazioni in cui il sisma nelle tre direzioni (longitudinale, trasversale e verticale) è combinato come segue.

$$E_1+0.3E_t\pm 0.3E_v; \quad 0.3E_1+E_t\pm 0.3E_v; \quad 0.3E_1+0.3E_t\pm E_v$$

Le azioni combinate considerate sono dunque le seguenti:

G₁: peso proprio degli elementi strutturali;

G₂ : carichi permanenti portati;

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag 50 di 126
	IN0D 00 DI2 CL IV 03A0001A	

- G₃ : spinta delle terre;
- ε₂ : ritiro e viscosità della soletta;
- ε₃ : variazioni termiche uniformi e differenziali;
- Q₁: carichi mobili;
- Q₃: azione longitudinale di frenamento;
- Q₄: azione centrifuga;
- Q₅: azione trasversale del vento;
- Q₆: azioni sismiche;
- Q₇: urti da traffico ferroviario
- Q₉: resistenze parassite dei vincoli

Per lo svolgimento delle verifiche della portanza dei pali, in accordo con la normativa vigente, si applicano i coefficienti parziali di sicurezza alle azioni, ai materiali e alla resistenza del terreno, come di seguito esplicitato:

Approccio 1

Combinazione1: A1+M1+R1

Combinazione2: A2+M1+R2

Approccio 2

Combinazione1: A1+M1+R3

Carichi	Effetto	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	1.00	1.00
	Sfavorevole	1.30	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	0.00	0.00
	Sfavorevole	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	0.00	0.00
	Sfavorevole	1.50	1.30

Figura 24: Valori dei coefficienti parziali per le azioni

Parametro	Grandezza alla quale	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan(\varphi')$	1.00	1.25
Coesione efficace	c'	1.00	1.25
Resistenza non drenata	c'_u	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	1.00	1.00

Figura 25: Valori dei coefficienti parziali per i parametri del terreno

Resistenza	Simbolo	R1	R2	R3
Base	γ_b	1.00	1.70	1.35
Laterale in compressione	γ_s	1.00	1.45	1.15
Tot/combinazione (comp)	γ_t	1.00	1.60	1.30
Laterale in trazione	$\gamma_{s,t}$	1.00	1.60	1.25

Figura 26: Valori dei coefficienti parziali per le resistenze

9 CRITERI DI MODELLAZIONE

Il calcolo della struttura è stato svolto utilizzando MidasGen ver. 11.12. Il modello di calcolo è costituito da elementi frame, monodimensionali, rappresentativi delle travi a sezione composta acciaio-clc e dei traversi. La soletta è stata modellata come elementi beam equivalenti.

Il collegamento dell'impalcato con le sottostrutture è stato modellato attraverso link elastici: le caratteristiche di rigidezza degli elementi inseriti modellano lo schema di vincolo riportato in seguito:

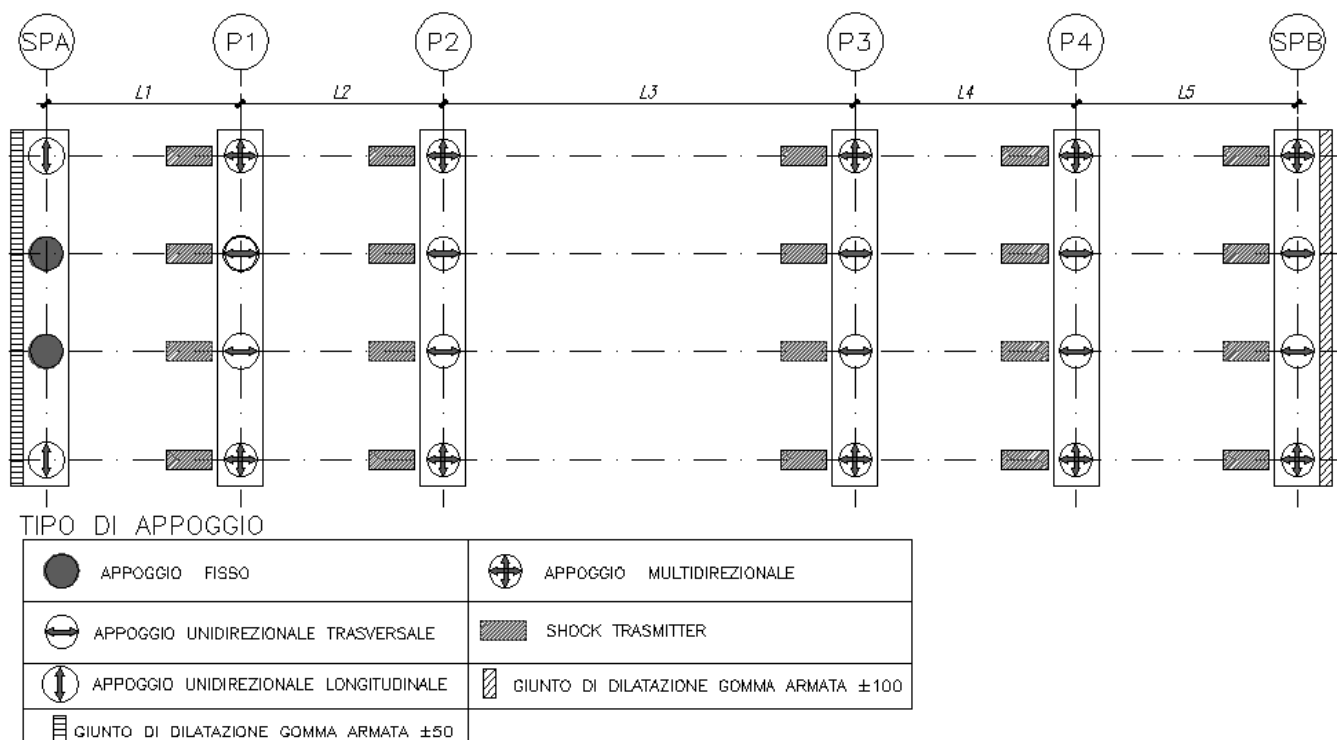


Figura 27: Schema dei vincoli di appoggio dell'impalcato

Tutti gli elementi strutturali della spalla sono stati descritti come elementi bidimensionali a piastra (shell), la palificata di sostegno è stata descritta con elementi monodimensionali a trave (beam): l'interazione tra il terreno e i pali di fondazione è modellata tramite l'applicazione di molle non lineari orizzontali e molle lineari verticali.

I carichi assegnati nei vari punti della struttura sono desunti dall'analisi dei carichi descritta in precedenza.

Il calcolo delle sollecitazioni è stato condotto attraverso il modello tridimensionale agli elementi finiti schematizzato nelle figure seguenti.

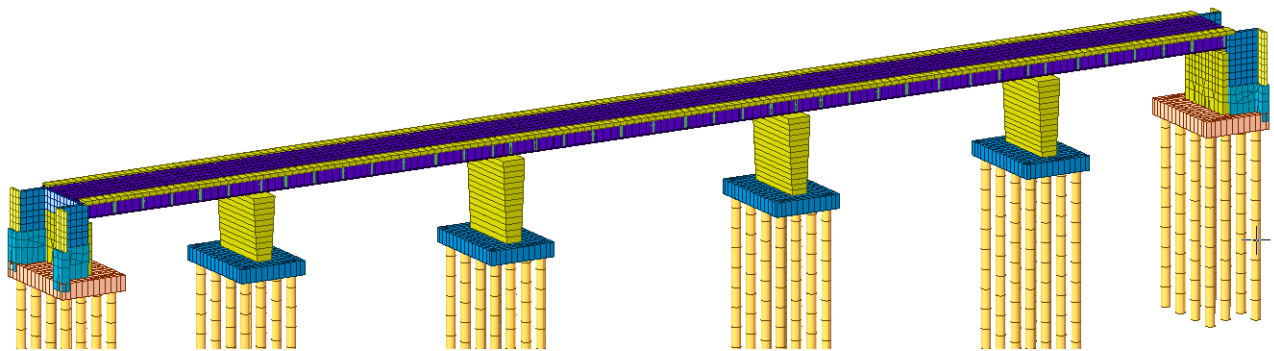


Figura 28: Modellazione tridimensionale Elementi finiti – modello 3d globale

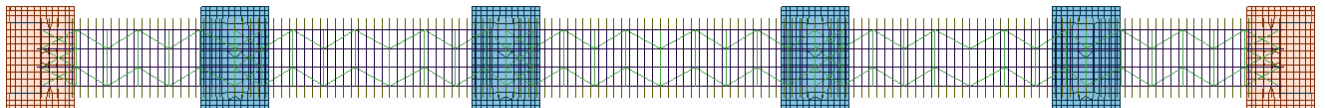


Figura 29: Modellazione tridimensionale Elementi finiti – pianta

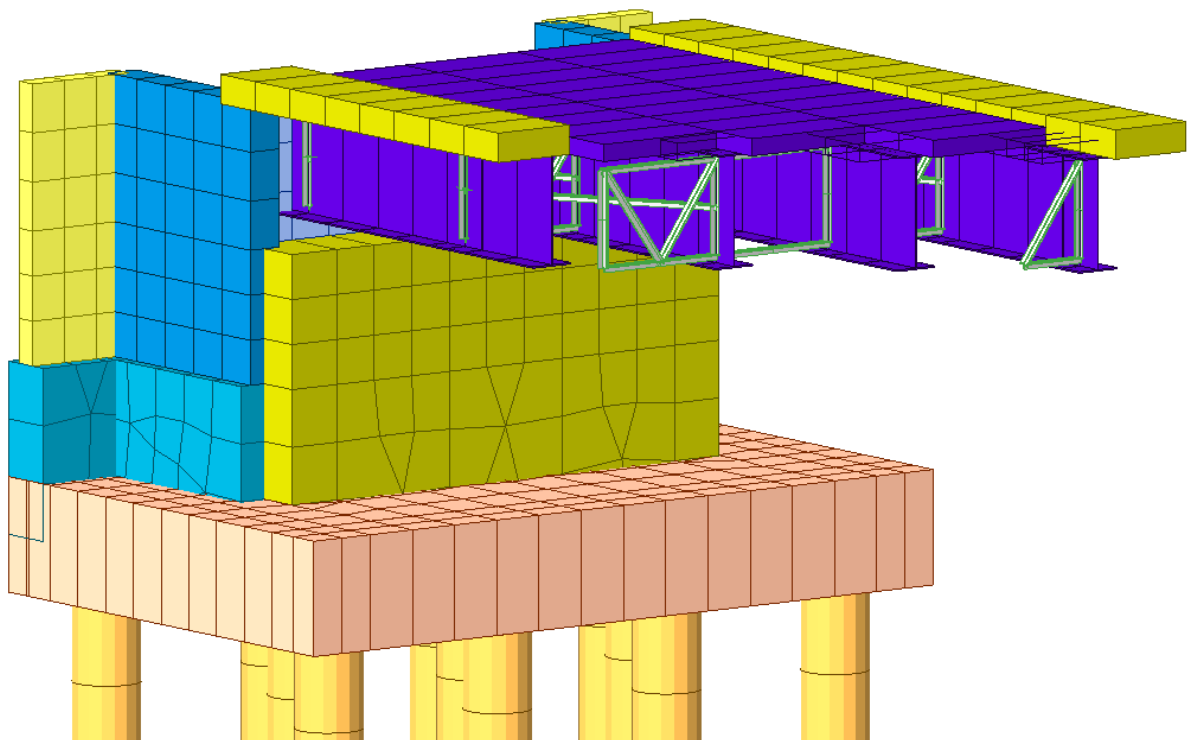


Figura 30: Modellazione tridimensionale Elementi finiti – spalla

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO

Titolo:
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.

IN0D 00 DI2 CL IV 03A0001A

. Pag
54 di 126

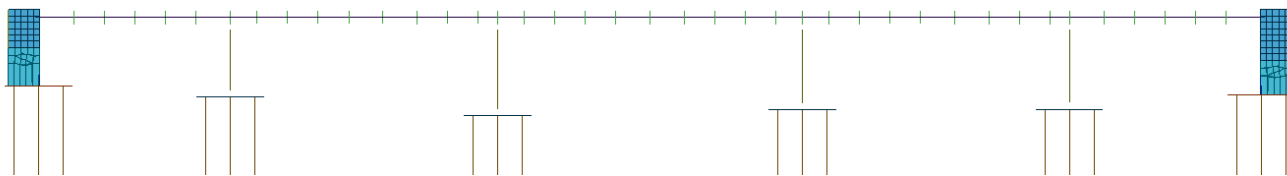



Figura 31: Modellazione tridimensionale Elementi finiti – prospetto longitudinale

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 55 di 126
	INOD 00 DI2 CL IV 03A0001A	

10 CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche di sicurezza sulle varie parti dell'opera, per le varie combinazioni di carico e per le diverse fasi costruttive, vengono effettuate sulla base dei criteri definiti dalle vigenti norme tecniche ("Norme tecniche per le costruzioni" D.M. 14 gennaio 2008), tenendo inoltre conto delle integrazioni riportate nella "Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria"- *RFI*, sostitutiva dell'Istruzione Tecnica "FS 44 A" del Settembre 1971, relativa alla progettazione e all'esecuzione di cavalcavia stradali e passerelle pedonali sovrappassanti la sede ferroviaria.

In particolare vengono effettuate le verifiche agli stati limite di servizio, riguardanti gli stati di fessurazione e di deformazione, ed allo stato limite ultimo, ivi compresa la verifica allo stato limite di fatica. Le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche sono quelle stabilite, secondo quanto definito nei criteri generali enunciati al Cap. 2 delle nuove norme tecniche per le costruzioni, nei precedenti paragrafi.

Si specificano di seguito i criteri di verifica adottati per le verifiche della struttura.

10.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

10.1.1 VERIFICA A FESSURAZIONE

Le verifiche a fessurazione sono eseguite adottando i criteri definiti nel paragrafo 4.1.2.2.4.5 del D.M. 14 gennaio 2008, tenendo inoltre conto delle ulteriori prescrizioni riportate nella "Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria"- *RFI*.

Con riferimento alle classi di esposizione delle varie parti della struttura (si veda il paragrafo relativo alle caratteristiche dei materiali impiegati, nella presente relazione), alle corrispondenti condizioni ambientali (condizioni molto aggressive) ed alla sensibilità delle armature alla corrosione (poco sensibili per gli acciai ordinari), si individua lo stato limite di fessurazione per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Figura 32: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione - Tabella 4.1.IV del D.M. 14 gennaio 2008

1. Per le strutture di fondazione:

- *Classe di esposizione e condizioni ambientali:*

Lato terra e lato scavo: XC2 → condizioni ambientali ordinarie

- *Stati limite di fessurazione:*

Lato scavo e lato terra (cond. amb. Ordinarie + RFI ...002A & 2.2.2)

- Combinazione di carico frequente: $w_d \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$
- Combinazione di carico quasi permanente: $w_d \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

2. Per le strutture di elevazione:

- *Classe di esposizione e condizioni ambientali:*

XC4+XF1 → condizioni ambientali aggressive

- *Stati limite di fessurazione:* (cond. amb. aggressive)

- Combinazione di carico frequente: $w_d \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$
- Combinazione di carico quasi permanente: $w_d \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

3. Per la soletta d'impalcato:

- *Classe di esposizione e condizioni ambientali:*

XC4 – XF4 → condizioni ambientali molto aggressive

- *Stati limite di fessurazione:* (cond. amb. molto aggressive)

- Combinazione di carico frequente: $w_d \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$
- Combinazione di carico quasi permanente: $w_d \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

In accordo con la vigente normativa, il valore di calcolo di apertura delle fessure w_d è dato da:

$$w_d = 1,7 w_m$$

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 57 di 126
	IN0D 00 DI2 CL IV 03A0001A	

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \varepsilon_{sm} \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ε_{sm} , e Δ_{sm} vanno utilizzati i criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica.

10.1.2 VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si verifica che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.}$$


Per l'acciaio ordinario, la tensione massima σ_s per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,75 f_{yk}$$

dove f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

10.1.3 VERIFICA DELLA DEFORMABILITA'

In accordo alle prescrizioni contenute nella "Specifiche per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria"- *RFI*, le deformazioni massime del cavalcavia devono risultare compatibili con la geometria della struttura in relazione alle esigenze del traffico, nonché ai vincoli ed ai dispositivi di giunto previsti in progetto.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag
	IN0D 00 DI2 CL IV 03A0001A	58 di 126

In tutte le strutture, limitatamente agli elementi principali, si dovrà rispettare il seguente limite di deformazione sotto l'azione dei carichi accidentali di progetto incrementati dinamicamente nella combinazione caratteristica (rara) agli S.L.E.:

$$f \leq L/700$$

dove:

L = luce di calcolo;

f = massima freccia verticale.

Per le strutture in c.a. la verifica sarà condotta considerando la struttura in primo stadio (non fessurato) senza considerare il contributo delle armature.

Inoltre saranno valutate le deformazioni elastiche dovute ai seguenti carichi:

- peso proprio della struttura metallica e della soletta d'impalcato (f_p);
- peso delle opere di finitura (f_f);
- carichi verticali da traffico (f_s);
- effetti del ritiro della soletta ed effetto viscoso (f_r).

Dovrà essere assorbita da opportuna controfreccia di costruzione (c_f) la somma dei seguenti contributi:

$$c_f = f_p + f_f + f_r + 0.25 f_s \Phi$$

Tale controfreccia dovrà essere ottenuta di norma mediante sagomatura dell'anima all'atto del taglio delle lamiere o tramite spezzata realizzata in corrispondenza dei giunti tra conci. L'asse del giunto sarà disposto lungo il raggio dell'arco e l'apertura del varco tra i conci dovrà risultare costante lungo tutta l'altezza della trave. Dovrà inoltre risultare:

$$f_p \leq 1/300 L$$

10.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

10.2.1 SOLLECITAZIONI FLETTENTI

La verifica di resistenza (SLU) è stata condotta attraverso il calcolo dei domini di interazione N-M, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica secondo i criteri di resistenza da normativa.

Nel calcolo dei domini sono state mantenute le consuete ipotesi, tra cui:

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag
	IN0D 00 DI2 CL IV 03A0001A	59 di 126

- conservazione delle sezioni piane;
- legame costitutivo del calcestruzzo parabello-rettangolo non reagente a trazione, con plateau ad una deformazione pari a 0.002 e a rottura pari a 0.0035 ($\sigma_{max} = 0.85 \times 0.83 \times R_{ck} / 1.5$);
- legame costitutivo dell'armatura d'acciaio elastico-perfettamente plastico con deformazione limite di rottura a 0.01 ($\sigma_{max} = f_{yk} / 1.15$)

10.2.2 SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi sprovvisti di specifica armatura è stata calcolata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove:

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);


b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg}\theta \leq 2.5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag
	IN0D 00 DI2 CL IV 03A0001A	60 di 126

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" è stata calcolata con:

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

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" è stata calcolata con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

In cui:

- d è l'altezza utile della sezione;
- b_w è la larghezza minima della sezione;
- σ_{cp} è la tensione media di compressione della sezione;
- A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;
- S è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;
- α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd}=0.5f_{cd}$);
- α è un coefficiente maggiorativo par ad 1 per membrature non compresse.

10.3 VERIFICA A FATICA

Le verifiche a fatica sono state condotte confrontando il delta ideale di tensione di progetto $\Delta\sigma_{E,D}$ con la classe del particolare e consistono nel verificare che nel dettaglio considerato lo spettro di carico produca un danneggiamento ΔS_C , nell'ipotesi che il delta di tensione $\Delta\sigma_{E,D}$ sia in grado di produrre in 2×10^6 cicli, lo stesso danneggiamento prodotto dallo spettro di tensione di progetto.

Il delta di tensione $\Delta\sigma_{E,D}$ è fornito dalla seguente relazione:

$$\Delta\sigma_{E,D} = \lambda \Phi_2 \Delta\sigma_p$$

dove :

λ è il fattore di equivalenza del danneggiamento.

$\Phi 2$ è il fattore dinamico equivalente di danneggiamento., assunto pari ad 1 (ENV 1993-2).

$\Delta s p = | \sigma p_{max} - \sigma p_{min} | =$ è il massimo delta di tensione indotto nel dettaglio in esame dal modello di carico da fatica 3.

Le verifiche saranno condotte considerando lo spettro di tensione indotto nel dettaglio dal modello di fatica semplificato n°3, riportato nella figura seguente, costituito da un veicolo di fatica simmetrico a 4 assi, ciascuno di peso 120kN e dal modello di fatica n°4, ove è indicata la percentuale di veicoli previsti per il viadotto in esame.

Per la verifica a danneggiamento si considererà sulla corsia lenta il flusso annuo di veicoli superiori a 100kN, rilevanti ai fini della verifica a fatica dedotto dalla tabella seguente.

Categorie di traffico	Flusso annuo di veicoli di peso superiore a 100 kN sulla corsia lenta
1 - Strade ed autostrade con 2 o più corsie per senso di marcia, caratterizzate da intenso traffico pesante	2,0x10 ⁶
2 - Strade ed autostrade caratterizzate da traffico pesante di media intensità	0,5x10 ⁶
3 - Strade principali caratterizzate da traffico pesante di modesta intensità	0,125x10 ⁶
4 - Strade locali caratterizzate da traffico pesante di intensità molto ridotta	0,05x10 ⁶

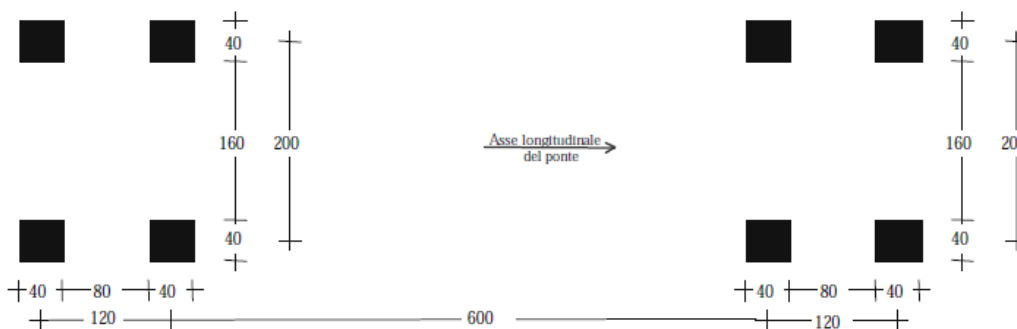


Figura 33 : modello di carico a fatica 3

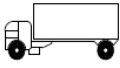
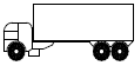


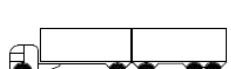
Sagoma del veicolo	Tipo di pneumatico (Tab.5.1-IX)	Interassi [m]	Valori equivalenti dei carichi asse [kN]	Composizione del traffico		
				Lunga percorrenza	Media percorrenza	Traffico locale
	A B	4,50	70 130	20,0	40,0	80,0
	A B B	4,20 1,30	70 120 120	5,0	10,0	5,0
	A B C C	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90	50,0	30,0	5,0
	A B B B	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15,0	15,0	5,0
	A B C C C	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	5,0	5,0

Figura 34 : modello di carico a fatica 4

Dall'analisi della struttura, considerando i carichi dallo schema di fatica 3, si individuano, per differenza tra le sollecitazioni massime e minime nelle varie sezioni di indagine, i Δ di Momento flettente, taglio e momento torcente in ogni sezione della struttura.

Il coefficiente λ è ottenuto dalla seguente relazione:

$$\lambda = \lambda_1 \times \lambda_2 \times \lambda_3 \times \lambda_4 \qquad \lambda \leq \lambda_{\max}$$

dove:

λ_1 è un parametro che dipende dalla lunghezza della superficie di influenza

λ_2 è un parametro che porta in conto il volume di traffico,

λ_3 è un parametro che tiene conto della vita di progetto del ponte,

λ_4 è un fattore che tiene conto del traffico pesante sulle altre corsie.

λ_{\max} è il massimo valore di λ .

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA 1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL IV 03A0001A	. Pag 63 di 126

il coefficiente λ_1 si ricava confrontando il danneggiamento effettivo provocato dal veicolo di fatica con il danneggiamento prodotto da un singolo ciclo di ampiezza $\Delta\sigma_{\max}$ come:

$$\lambda_1 = \left(\frac{\sum_i n_i \cdot \Delta\sigma_i^m}{\Delta\sigma_{\max}^m} \right)^{\frac{1}{m}}$$

Dove m è la pendenza della curva S-N.

Per il calcolo di λ_1 si assume la luce della campata come segue:

Per i momenti:

- Per una campata semplicemente appoggiata, la luce della campata, L_i
- Per campate continue, la luce della campata, L , per la campata considerata e la media delle campate coinvolte per le sezioni sugli appoggi come mostra la seguente
- Per travature trasversali facenti da appoggio ad irrigidimenti, la somma della luce degli irrigidimenti sostenuti dalla travatura trasversale.

Per il taglio:

- Per una campata semplicemente appoggiata (e in via approssimata per una campata continua)
- Per la sezione sull'appoggio, vedi figura seguente, la campata considerata, L_i
- Per la sezione di mezzzeria, 0.4 x la campata considerata L_i

- 1 Sezione di mezzeria
- 2 Sezione sull'appoggio
- 3 Sezione di mezzeria

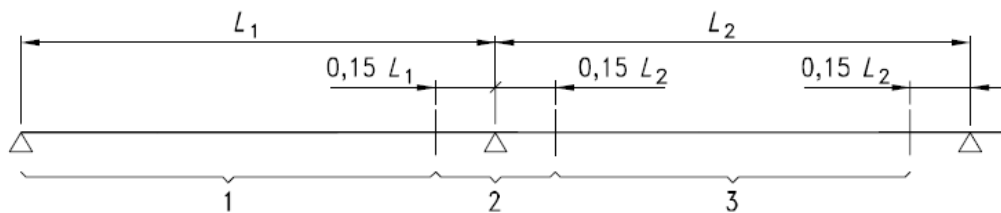
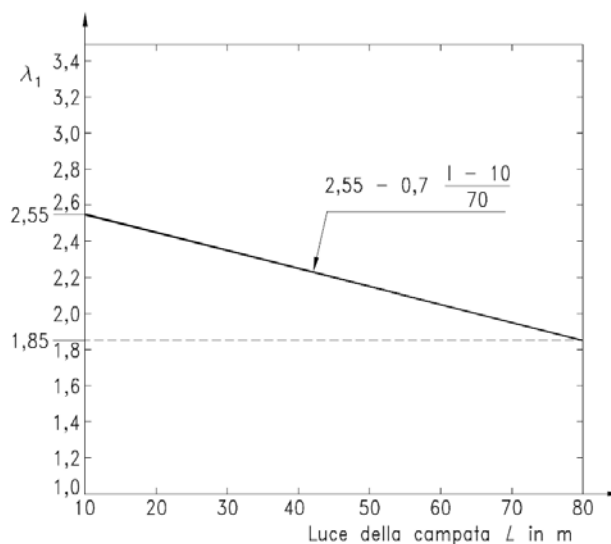


Figura 35 : aree dove si considerano la sezione di mezzeria e la sezione sull'appoggio



λ_1 per i momenti agli appoggi di ponti stradali

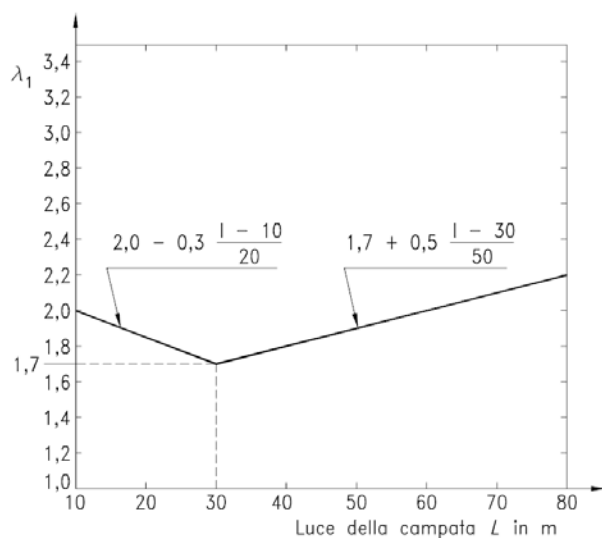



Figura 36 : valori di λ_1 per sezioni di campata (sx) e sezioni di appoggio (dx)

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 65 di 126
	IN0D 00 DI2 CL IV 03A0001A	

Il coefficiente λ_2 ottiene della seguente relazione:

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \left(\frac{N_{Obs}}{N_0} \right)^{1/5}$$

in cui Q_{m1} è il peso lordo medio degli autocarri sulla corsia lenta (kN) così come specificato dal modello di carico a fatica 4, ottenuto da:

$$Q_{m1} = \left(\frac{\sum_i n_i \cdot Q_i^5}{\sum_i n_i} \right)^{1/5}$$

Con

$$Q_0 = 480 \text{ kN}$$

$$N_0 = 0.5 \cdot 10^6$$

N_{obs} = è il numero totale annuo di autocarri sulla corsia lenta,

Q_i = è il peso lordo dell'autocarro i-esimo nella corsia lenta,

n_i = è il numero di autocarri di peso lordo Q_i nella corsia lenta.

Il coefficiente λ_2 risulta pari a **0.67**.

Il coefficiente λ_3 si calcola con la relazione:


$$\lambda_3 = (t_{Ld}/100)^{1/5}$$

dove:

T_R = vita a fatica di riferimento

T = vita di progetto dell'opera in esame, pari a 150 anni.

Il coefficiente λ_3 risulta pari a **1.08**

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 66 di 126
	IN0D 00 DI2 CL IV 03A0001A	

Il coefficiente λ_4 , che tiene conto della possibile simultaneità di più veicoli, può essere espressa come:

$$\lambda_4 = \left(\sum_i \left(\frac{N_i \cdot \eta_i \cdot Q_{mi}}{N_1 \cdot \eta_1 \cdot Q_{m1}} \right)^m \right)^{\frac{1}{m}}$$

dove:

N_1 = è il flusso di veicoli sulla corsia principale

N_i = è il flusso di veicoli sulla corsia i-esima

Q_{mi} = è il peso medio lordo degli autocarri dell'i-esima corsia

η_i = è il valore dell'ordinata della superficie di influenza per la forza interna che produce il campo di tensione relativamente al veicolo che corre sull'i-esima corsia.

Il coefficiente λ_4 risulta pari a **1.01**.

Quindi la verifica a fatica risulta soddisfatta se:

$$\Delta\sigma_{eq} = \lambda \cdot \varphi_{fat} \cdot \Delta\sigma_{max} \leq \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_M}$$

Con:

$\Delta\sigma_C$ = classe del dettaglio.

γ_M = coefficiente parziale di sicurezza definito nella Tabella 1

Criteri di valutazione	Conseguenze della rottura	
	Conseguenze moderate	Conseguenze significative
Danneggiamento accettabile	$\gamma_M = 1,00$	$\gamma_M = 1,15$
Vita utile a fatica	$\gamma_M = 1,15$	$\gamma_M = 1,35$

Tabella 1 : coefficiente di sicurezza da assumere per la verifica a fatica

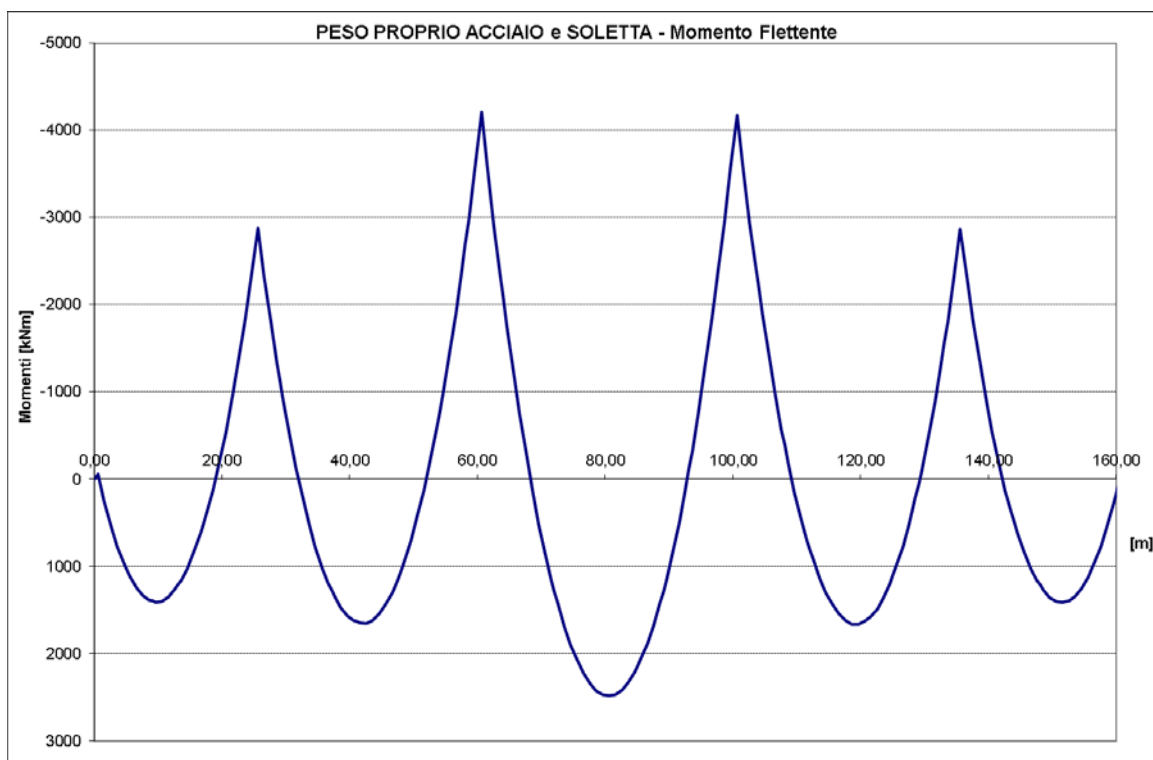
11 ANALISI DEI RISULTATI IMPALCATO

Si riportano di seguito le sollecitazioni della trave più caricata a causa degli effetti di eccentricità del carico.

11.1 SOLLECITAZIONI AGENTI 1^A FASE

Con riferimento ai carichi di 1^a fase, costituiti dal peso proprio delle parti in acciaio e della soletta, sono rappresentate le caratteristiche delle sollecitazioni flettenti e taglianti.

In tali fasi, la sezione reagente è costituita dalle sole travi in acciaio, in quanto l'eventuale soletta non è collaborante ed è presente solo come carico applicato.



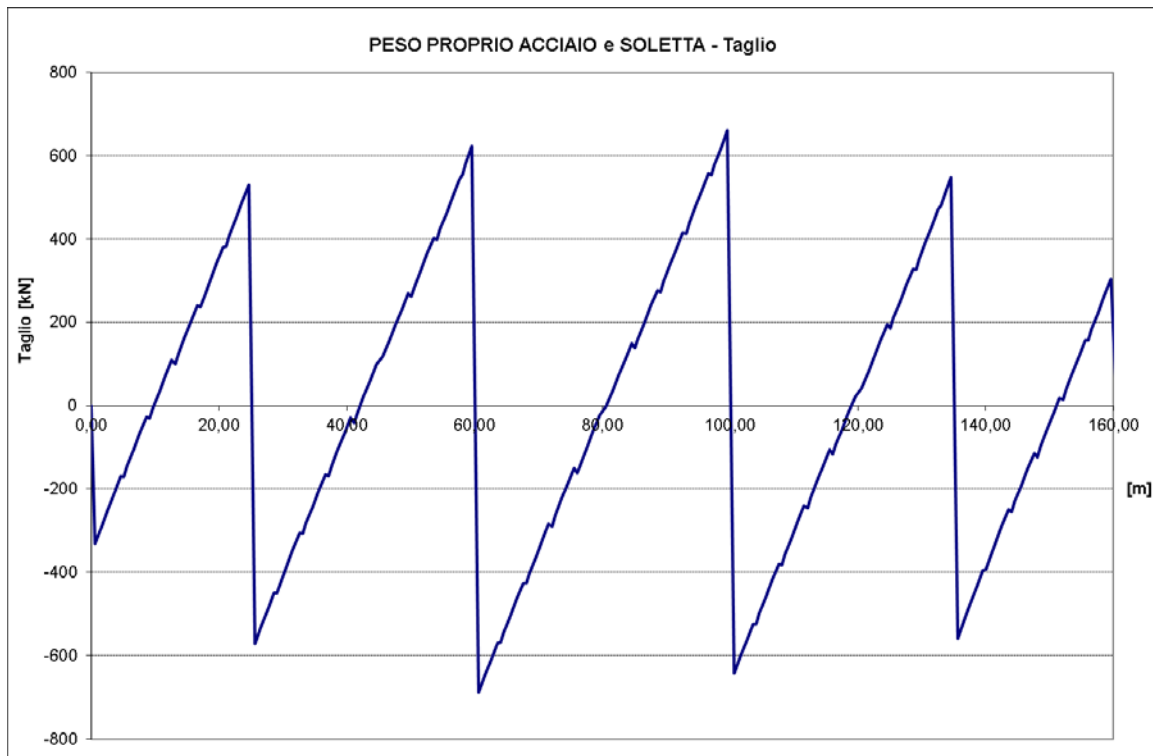


Figura 37 – Peso proprio acciaio e soletta (Momento e Taglio)

11.2 SOLLECITAZIONI 2^A FASE

Con riferimento ai carichi di 2^a fase, definiti in precedenza, si considerano a tempo t_0 e t_{∞} i seguenti contributi:

- permanenti portati (t_{∞})
- effetti termici uniformi (t_0)
- effetti termici differenziali (t_0)
- cedimenti fondazioni (t_{∞})
- ritiro (t_{∞})
- spostamenti impressi (t_{∞})
- carico accidentale $((t_0))$
- vento (t_0)

Si riportano a seguire le sollecitazioni principali.

Si riportano di seguito i diagrammi di taglio e momento flettente nel piano verticale dei singoli contributi dei carichi di 2a fase.

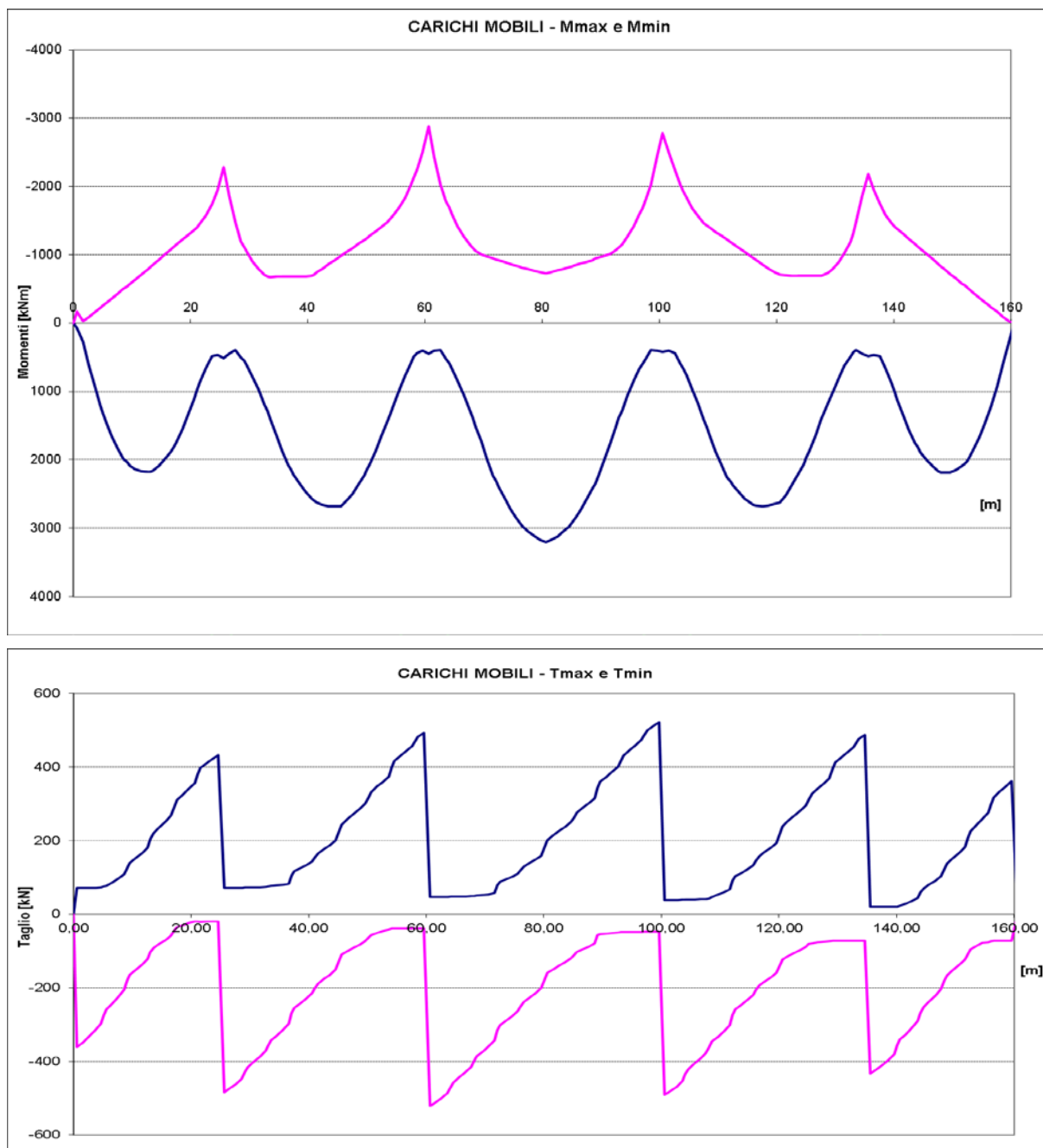


Figura 38 – Carichi accidentali (Momento e Taglio)

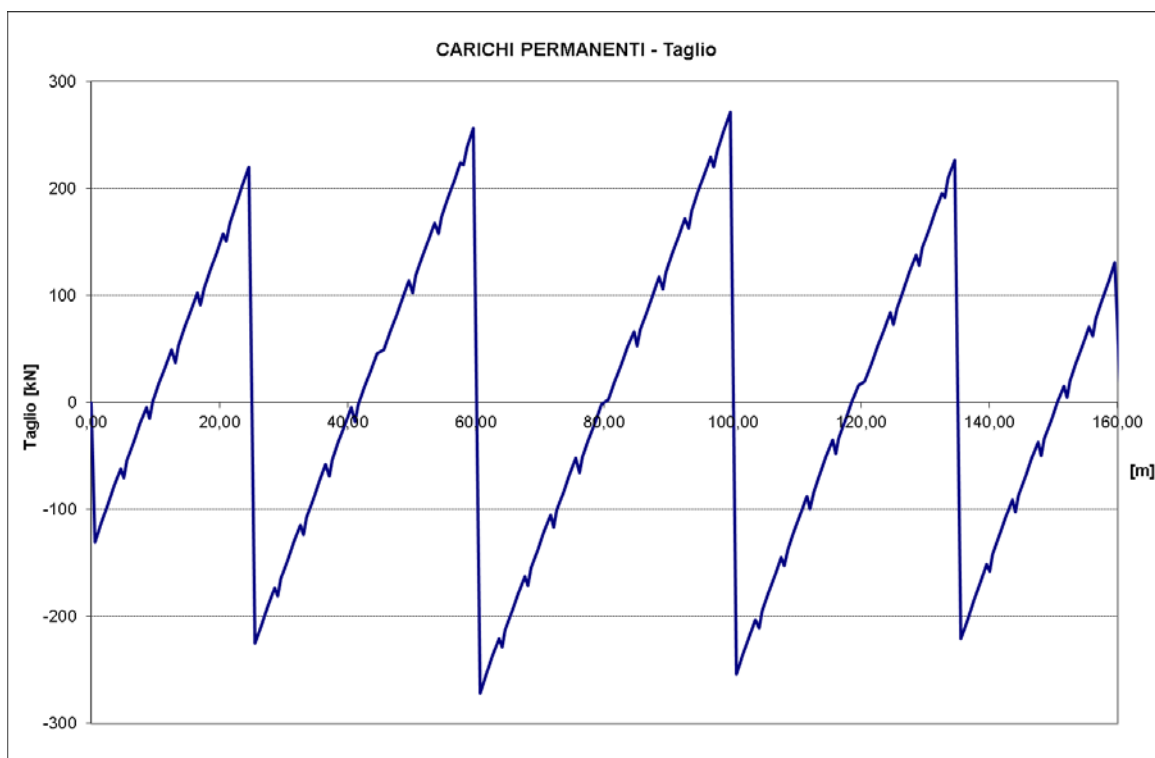
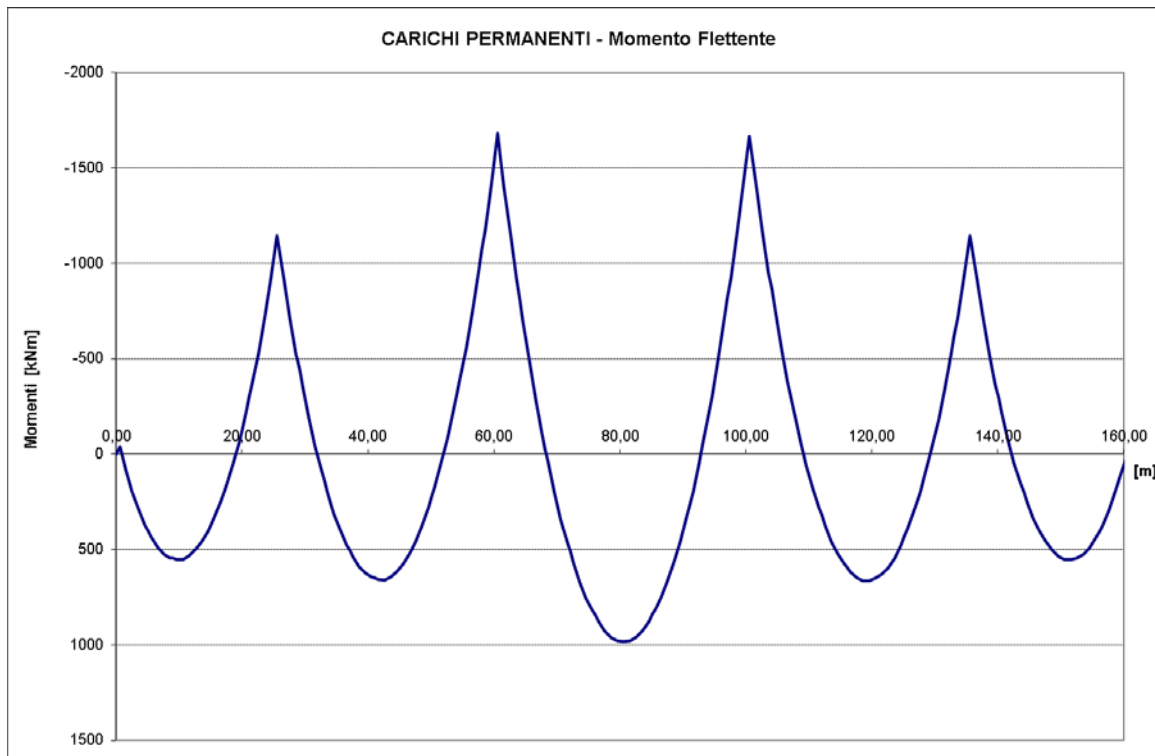


Figura 39 – Carichi permanenti

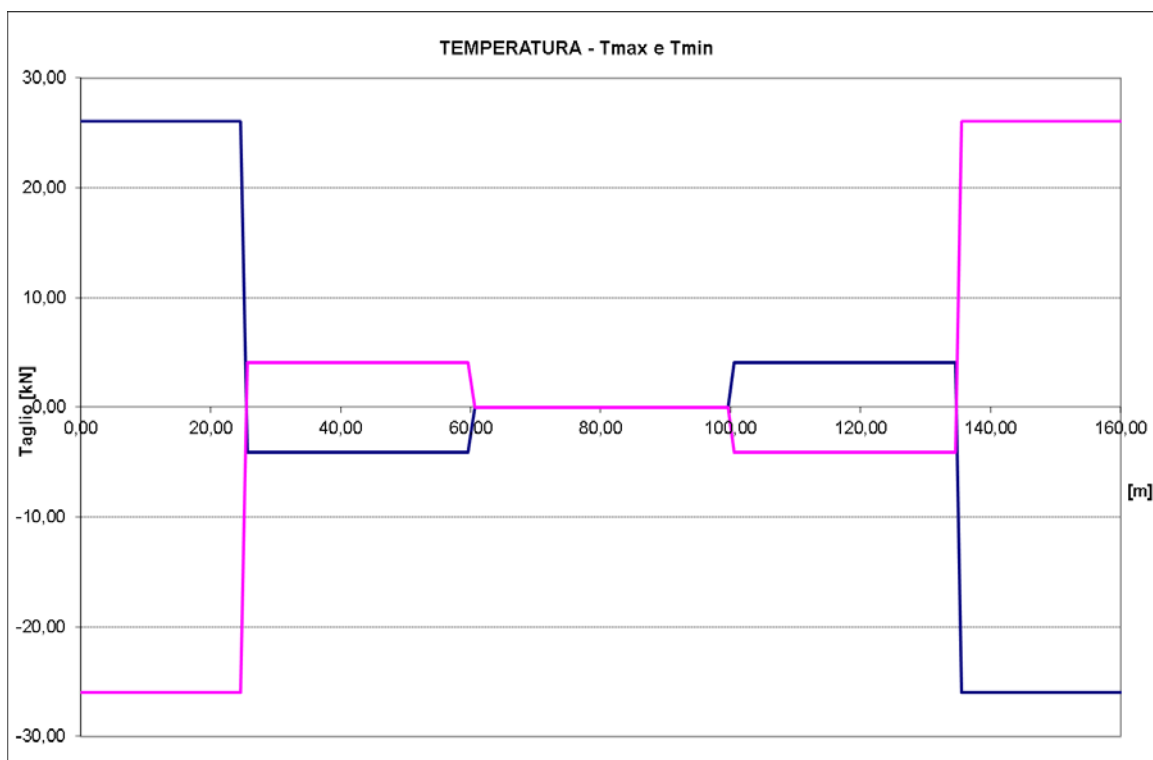
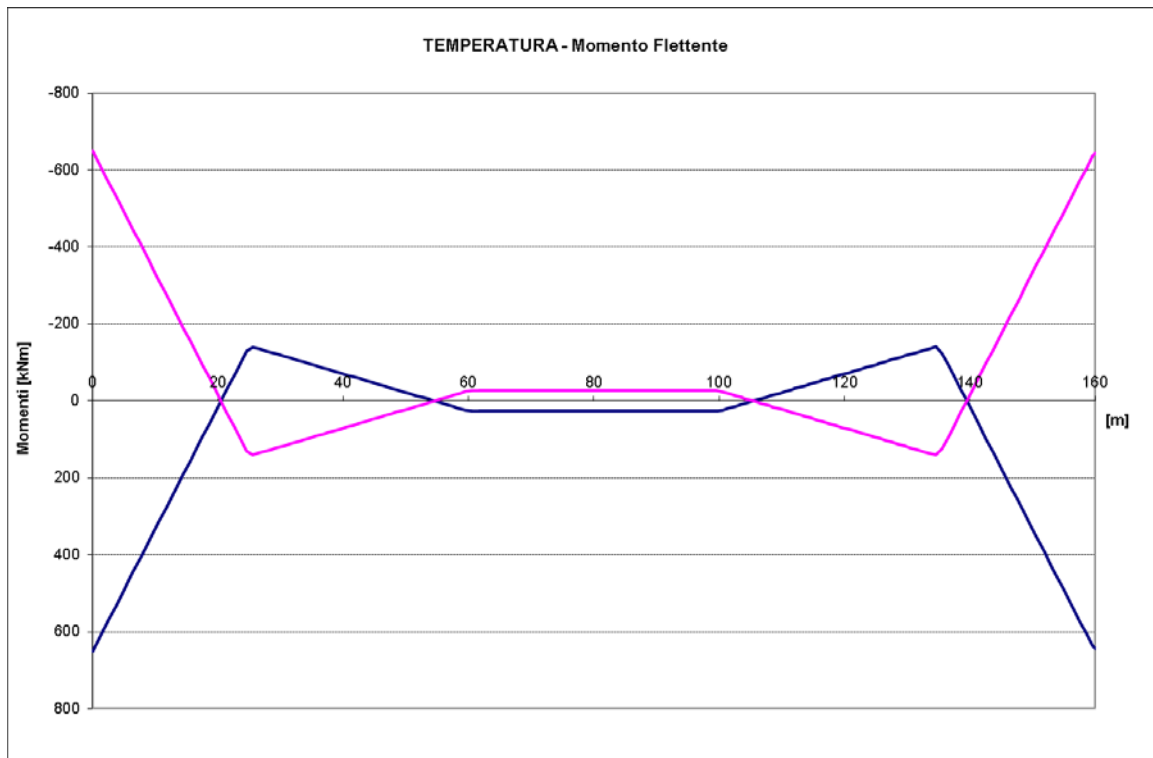


Figura 40 – Temperatura

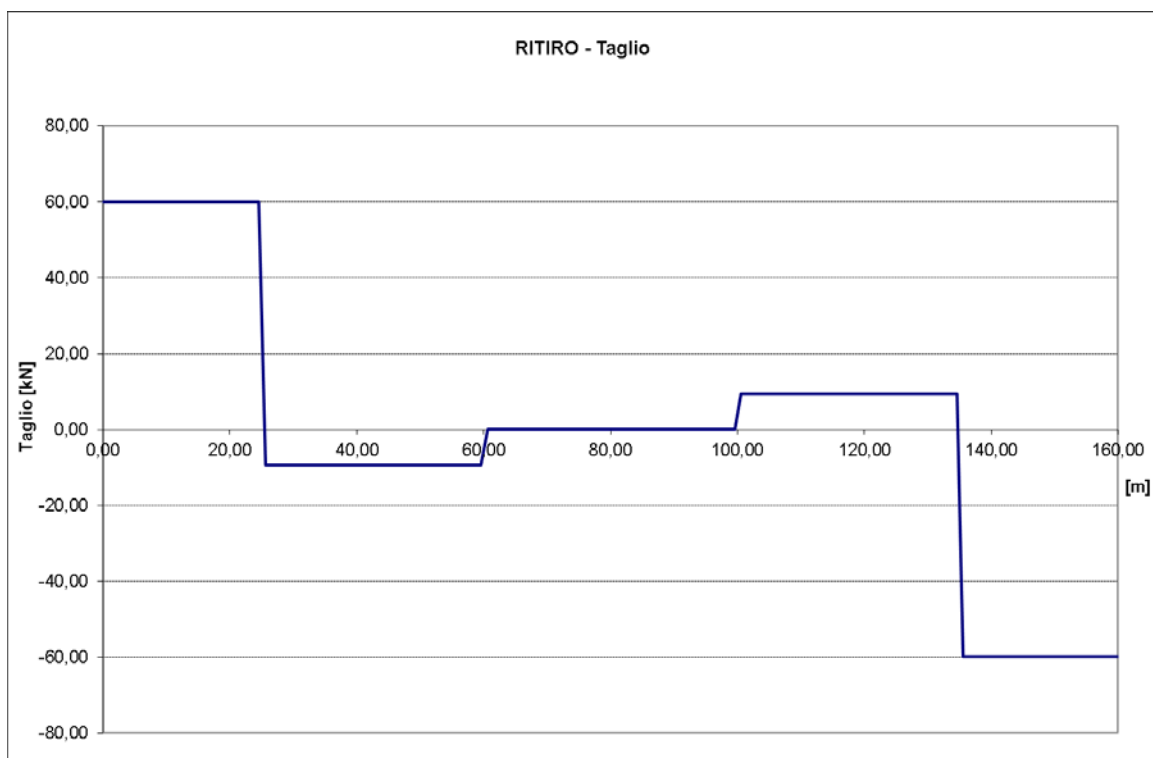
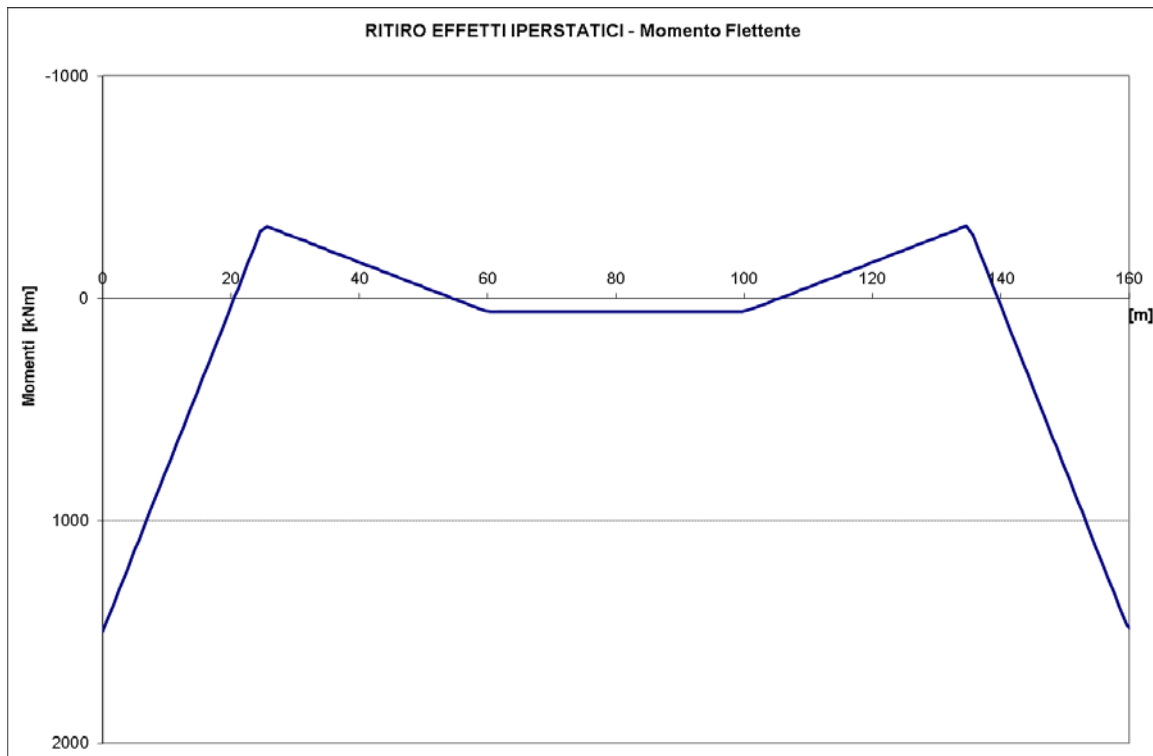


Figura 41 – Ritiro

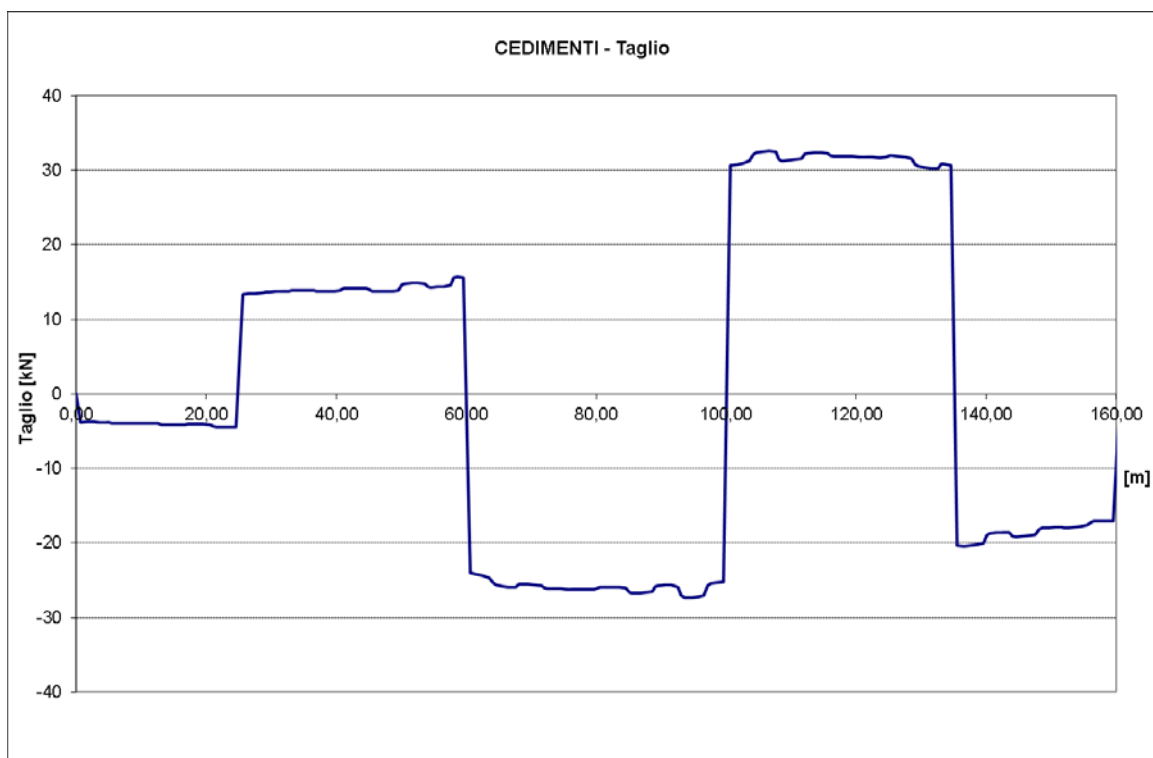
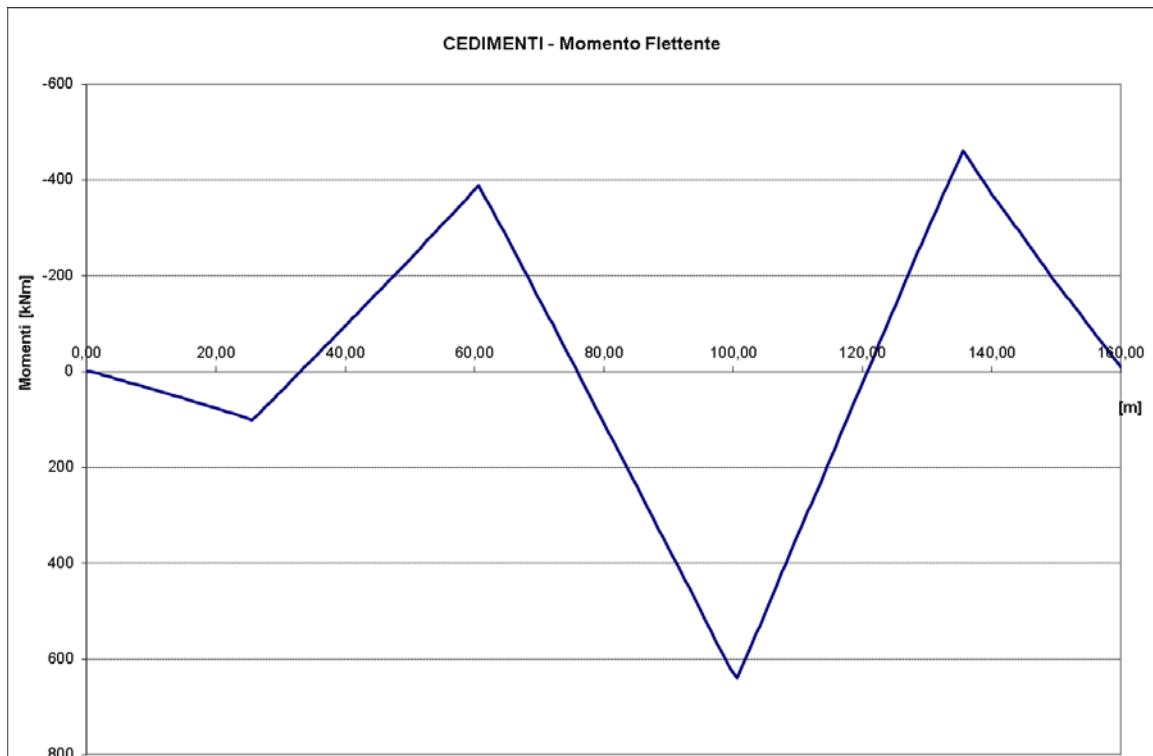


Figura 42 – Cedimento vincolare

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA 1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. INOD 00 DI2 CL IV 03A0001A	. Pag 74 di 126

11.3 MODI DI VIBRARE

L'analisi è stata condotta con il modello strutturale illustrato in precedenza.

Il modello è tridimensionale e rappresenta in modo puntuale le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza. Nell'analisi svolta si sono eseguiti i seguenti step:

- determinazione dei modi di vibrare del ponte (analisi modale),
- calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto per ciascuno dei modi di vibrare;
- combinazione degli effetti.

E' stato considerato un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi è stata utilizzata la combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo (SRSS).

Si riportano nelle figure seguenti le deformate corrispondenti ai primi modi più significativi in termini di massa partecipante x e y.

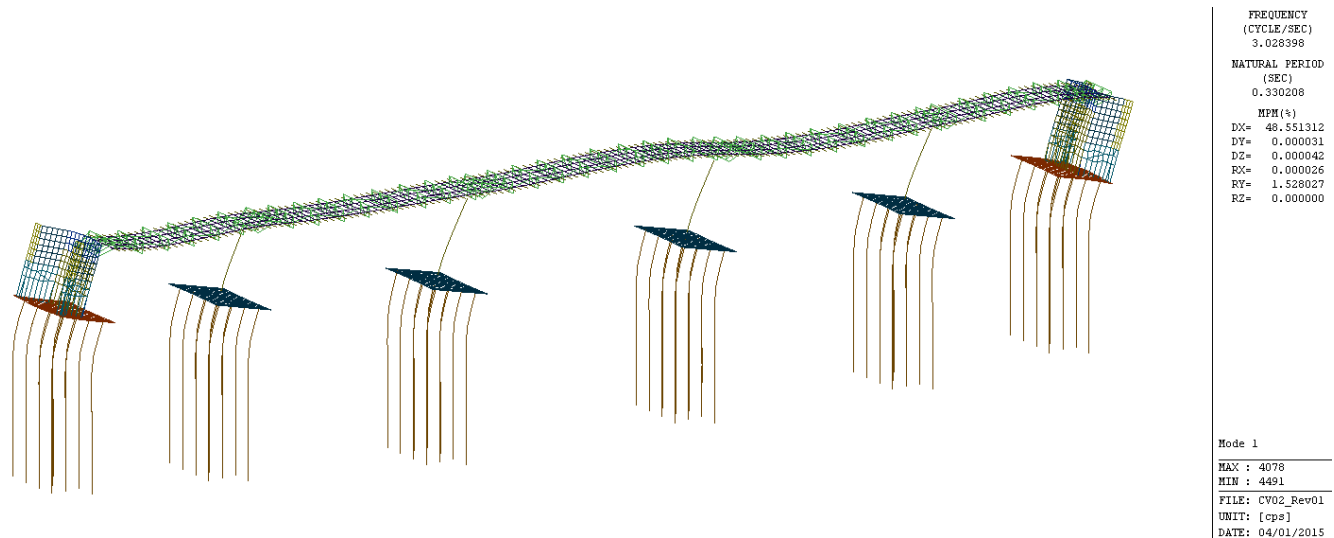



Figura 43: Modo 1: T=0.33 sec

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL IV 03A0001A	. Pag 75 di 126

12 VERIFICHE IMPALCATO

Si riportano nei paragrafi seguenti le verifiche di tutte le sezioni dell'impalcato in 1a e 2a fase per le combinazioni di carico di normativa. Nelle verifiche sono state assunte, convenzionalmente, come positive le tensioni di trazione. L'unità di misura utilizzata per le tensioni è il N/mm^2 (Mpa).

Le caratteristiche inerziali delle sezioni di verifica sono state calcolate per tutti gli elementi del modello tenendo conto della larghezza collaborante B variabile.

Per ciascuna sezione e ciascun elemento strutturale (trave, soletta, armature) si riportano la tensione massima (di trazione) e minima (di compressione) relativa alla combinazione in esame. Tali valori sono stati ricavati come somma dei contributi in termini di tensioni ottenuti utilizzando i moduli di resistenza pertinenti alla fase della sollecitazione:

1^a fase:

- tutti i carichi utilizzano i moduli di resistenza del solo acciaio

2^a fase a tempo T_0 :

- il peso proprio delle travi e della soletta utilizzano i moduli di resistenza dell'acciaio - tutti gli altri carichi utilizzano i moduli di resistenza a tempo T_0

2a fase a tempo T_∞ :

- il peso proprio delle travi e della soletta utilizzano i moduli di resistenza dell'acciaio
- termica differenziale, accidentali e vento utilizzano i moduli di resistenza a T_0
- tutti gli altri carichi utilizzano i moduli di resistenza a T_∞

Nel momento in cui la somma delle tensioni sulla soletta di calcestruzzo è di trazione, la verifica viene svolta considerando la soletta non reagente.

Per calcolare correttamente lo stato tensionale, in presenza di stati di coazione interni (ritiro, termica differenziale), oltre alle sollecitazioni globali lette dal modello di calcolo agli elementi finiti, è necessario tenere in conto lo sforzo normale interno che ha prodotto la coazione. Questo sforzo normale, in presenza di soletta reagente, è ripartito tra soletta ed armature, in presenza di soletta fessurata verrà assorbito integralmente dalle armature.

12.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE SEZIONI

12.1.1 VALUTAZIONE DELLA LARGHEZZA COLLABORANTE DELLA SOLETTA

Con riferimento alle NTC2008, si definisce la larghezza collaborante della soletta attraverso la relazione:

$$b_{eff} = b_o + b_{e1} + b_{e2}$$

dove:

$$b_{ei} = \min [L_e/8 ; (b_i - b_o)/2]$$

b_o = distanza tra i connettori perpendicolarmente all'asse della trave

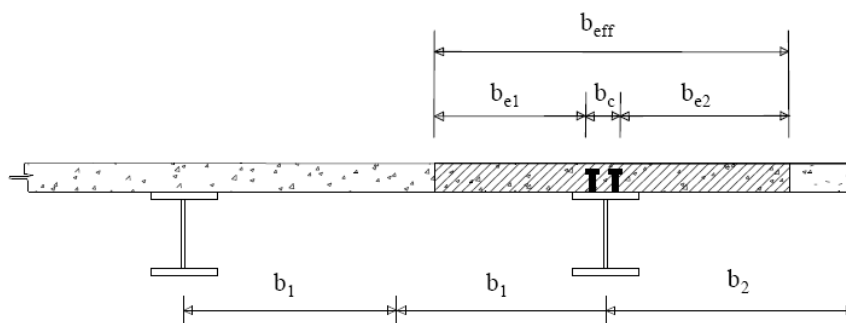


Figura 44 : definizione della larghezza efficace beff

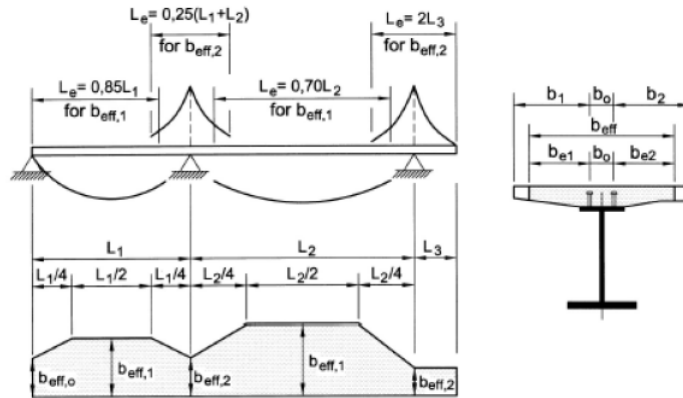


Figura 45 : Larghezza efficace b_{eff} e luci equivalenti L_e per le travi continue

LARGHEZZA EFFICACE APPOGGIO CAMPATA INTERMEDIA 35m				
Distanza tra gli assi dei connettori	b_0	=	420	mm
Luce delle travi (vedi fig. 4.3.2)	L_e	=	15000	mm
Semi interasse travi longitudinali	b_1	=	1200	mm
Sbalzo della soletta	b_2	=	1450	mm
Larghezza efficace 1 (vedi C4.3.2.3)	b_{e1}	=	990	mm
Larghezza efficace 2 (vedi C4.3.2.3)	b_{e2}	=	1240	mm
Larghezza efficace	b_{eff}	=	2650	mm
LARGHEZZA EFFICACE MEZZERIA CAMPATA ESTREMITA' 35m				
Distanza tra gli assi dei connettori	b_0	=	420	mm
Luce delle travi (vedi fig. 4.3.2)	L_e	=	21250	mm
Semi interasse travi longitudinali	b_1	=	1200	mm
Sbalzo della soletta	b_2	=	1450	mm
Larghezza efficace 1 (vedi C4.3.2.3)	b_{e1}	=	990	mm
Larghezza efficace 2 (vedi C4.3.2.3)	b_{e2}	=	1240	mm
Larghezza efficace	b_{eff}	=	2650	mm
LARGHEZZA EFFICACE APPOGGIO CAMPATA ESTREMITA' 25m				
Distanza tra gli assi dei connettori	b_0	=	420	mm
Luce delle travi (vedi fig. 4.3.2)	L_e	=	21250	mm
Semi interasse travi longitudinali	b_1	=	1200	mm
Sbalzo della soletta	b_2	=	1450	mm
Larghezza efficace 1 (vedi C4.3.2.3)	b_{e1}	=	990	mm
Larghezza efficace 2 (vedi C4.3.2.3)	b_{e2}	=	1240	mm
	β_1	=	1,0000	
	β_1	=	0,9784	
Larghezza efficace	b_{eff}	=	2623	mm

LARGHEZZA EFFICACE MEZZERIA CAMPATA 40m				
Distanza tra gli assi dei connettori	b_0	=	420	mm
Luce delle travi (vedi fig. 4.3.2)	L_e	=	28000	mm
Semi interasse travi longitudinali	b_1	=	1200	mm
Sbalzo della soletta	b_2	=	1450	mm
Larghezza efficace 1 (vedi C4.3.2.3)	b_{e1}	=	990	mm
Larghezza efficace 2 (vedi C4.3.2.3)	b_{e2}	=	1240	mm
Larghezza efficace	b_{eff}	=	2650	mm

12.1.2 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE SEZIONI D'ACCIAIO

Le dimensioni geometriche delle sezioni delle travi d'acciaio, in corrispondenza dei traversi e dei giunti, sono riportate nella tabella seguente:

H_{tot}	altezza totale della trave
t	spessore dell'anima
B_{sup}	larghezza della piattabanda superiore
s_{sup}	spessore della piattabanda superiore
B_{inf}	larghezza della piattabanda inferiore
s_{inf}	spessore della piattabanda inferiore

Si riportano le dimensioni delle travi per tutti i conci individuati

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO

Titolo:
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.

INOD 00 DI2 CL IV 03A0001A

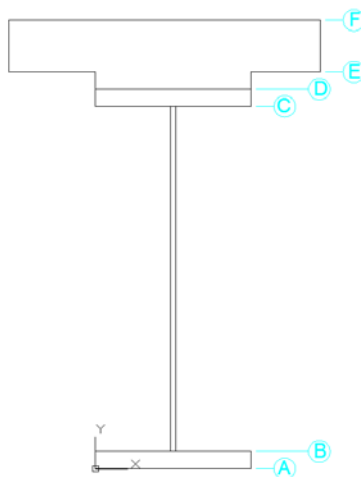
. Pag
80 di 126

SEZIONE	INIZIO	L-TRATTO	FINE	Anima	Piattabanda sup.		Piattabanda inf.	
				t_w	B_{sup}	s_{sup}	B_{inf}	s_{inf}
[m]	[m]	[m]	[m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1	0,00	12	11,59	12	500	20	700	20
2	11,59	7,6	19,19	12	500	20	700	20
3	19,19	12	31,19	16	500	30	700	30
4	31,19	12	43,19	12	500	20	700	20
5	43,19	11	54,19	12	500	20	700	20
6	54,19	12	66,19	16	500	30	700	30
7	66,19	8	74,19	12	500	20	700	25
8	74,19	12	86,19	12	500	20	700	25
9	86,19	8	94,19	12	500	20	700	25
10	94,19	12	106,19	16	500	30	700	30
11	106,19	11	117,19	12	500	20	700	20
12	117,19	12	129,19	12	500	20	700	20
13	129,19	12	141,19	16	500	30	700	30
14	141,19	7,6	148,79	12	500	20	700	20
15	148,79	12	160,79	12	500	20	700	20

12.1.3 CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE TRAVI

Per ciascuna sezione si riportano omogeneizzate in acciaio:

A	[m ²] area
Y_G	[m] ascissa della sezione
J_3	[m ⁴] momento d'inerzia principale
Trave W_A	[m ³] modulo di resistenza per flessione dell' intradosso della trave d'acciaio
Trave W_D	[m ³] modulo di resistenza per flessione dell' estradosso della trave d'acciaio
Sol W_{cs}	[m ³] modulo di resistenza per flessione dell'estradosso della soletta
Sol W_{ci}	[m ³] modulo di resistenza per flessione dell'intradosso della soletta
Arm $W_{\phi_{sup}}$	[m ³] modulo di resistenza per flessione del 1° strato di armature
Arm $W_{\phi_{sinf}}$	[m ³] modulo di resistenza per flessione del 2° strato di armature



SEZIONE SOLO ACCIAIO

Progressiva	TRAVE METALLICA						
	CARATTERISTICHE INERZIALI						
x	A _{trave}	Y _g	J	W _A	W _B	W _C	W _D
[m]	[m ²]	[m]	[m ⁴]	[m ³]	[m ³]	[m ³]	[m ³]
0,00	4,75E-02	1,083	3,07E-02	3,35E-02	3,43E-02	-2,89E-02	-2,84E-02
5,10	4,75E-02	1,083	3,07E-02	3,35E-02	3,43E-02	-2,89E-02	-2,84E-02
10,60	4,75E-02	1,083	3,07E-02	3,35E-02	3,43E-02	-2,89E-02	-2,84E-02
15,60	4,75E-02	1,083	3,07E-02	3,35E-02	3,43E-02	-2,89E-02	-2,84E-02
20,60	6,70E-02	1,088	4,41E-02	4,84E-02	5,01E-02	-4,17E-02	-4,06E-02
25,60	6,70E-02	1,088	4,41E-02	4,84E-02	5,01E-02	-4,17E-02	-4,06E-02
30,60	6,70E-02	1,088	4,41E-02	4,84E-02	5,01E-02	-4,17E-02	-4,06E-02
35,60	4,75E-02	1,083	3,07E-02	3,35E-02	3,43E-02	-2,89E-02	-2,84E-02
40,60	4,75E-02	1,083	3,07E-02	3,35E-02	3,43E-02	-2,89E-02	-2,84E-02
45,60	4,75E-02	1,083	3,07E-02	3,35E-02	3,43E-02	-2,89E-02	-2,84E-02
50,10	4,75E-02	1,083	3,07E-02	3,35E-02	3,43E-02	-2,89E-02	-2,84E-02
55,60	6,70E-02	1,088	4,41E-02	4,84E-02	5,01E-02	-4,17E-02	-4,06E-02
60,60	6,70E-02	1,088	4,41E-02	4,84E-02	5,01E-02	-4,17E-02	-4,06E-02
65,60	6,70E-02	1,088	4,41E-02	4,84E-02	5,01E-02	-4,17E-02	-4,06E-02
70,60	5,10E-02	1,144	3,33E-02	3,89E-02	4,00E-02	-2,96E-02	-2,91E-02
75,60	5,10E-02	1,144	3,33E-02	3,89E-02	4,00E-02	-2,96E-02	-2,91E-02
80,60	5,10E-02	1,144	3,33E-02	3,89E-02	4,00E-02	-2,96E-02	-2,91E-02
85,60	5,10E-02	1,144	3,33E-02	3,89E-02	4,00E-02	-2,96E-02	-2,91E-02
90,60	5,10E-02	1,144	3,33E-02	3,89E-02	4,00E-02	-2,96E-02	-2,91E-02
95,60	6,70E-02	1,088	4,41E-02	4,84E-02	5,01E-02	-4,17E-02	-4,06E-02
100,60	6,70E-02	1,088	4,41E-02	4,84E-02	5,01E-02	-4,17E-02	-4,06E-02
105,60	6,70E-02	1,088	4,41E-02	4,84E-02	5,01E-02	-4,17E-02	-4,06E-02
110,60	4,75E-02	1,083	3,07E-02	3,35E-02	3,43E-02	-2,89E-02	-2,84E-02
115,60	4,75E-02	1,083	3,07E-02	3,35E-02	3,43E-02	-2,89E-02	-2,84E-02
120,60	4,75E-02	1,083	3,07E-02	3,35E-02	3,43E-02	-2,89E-02	-2,84E-02
125,60	4,75E-02	1,083	3,07E-02	3,35E-02	3,43E-02	-2,89E-02	-2,84E-02
130,60	6,70E-02	1,088	4,41E-02	4,84E-02	5,01E-02	-4,17E-02	-4,06E-02
135,60	6,70E-02	1,088	4,41E-02	4,84E-02	5,01E-02	-4,17E-02	-4,06E-02
140,60	6,70E-02	1,088	4,41E-02	4,84E-02	5,01E-02	-4,17E-02	-4,06E-02
145,60	4,75E-02	1,083	3,07E-02	3,35E-02	3,43E-02	-2,89E-02	-2,84E-02
150,60	4,75E-02	1,083	3,07E-02	3,35E-02	3,43E-02	-2,89E-02	-2,84E-02
155,60	4,75E-02	1,083	3,07E-02	3,35E-02	3,43E-02	-2,89E-02	-2,84E-02
160,60	4,75E-02	1,083	3,07E-02	3,35E-02	3,43E-02	-2,89E-02	-2,84E-02

SEZIONE MISTA A T0

Progressiva	n(t ₀) = 6,2								
	CARATTERISTICHE INERZIALI			TRAVE		SOLETTA		ARMATURA	
x	A _{mista_0}	Y _g	J	W _A	W _D	W _{cs}	W _{ci}	W _{is}	W _{ij}
[m]	[m ²]	[m]	[m ⁴]	[m ³]	[m ³]	[m ³]	[m ³]	[m ³]	[m ³]
0,00	1,83E-01	0,470	8,53E-02	0,04661	-0,50203	-1,13305	-3,13372	-0,20313	-0,38788
5,10	1,83E-01	0,470	8,53E-02	0,04661	-0,50203	-1,13305	-3,13372	-0,20313	-0,38788
10,60	1,83E-01	0,470	8,53E-02	0,04661	-0,50203	-1,13305	-3,13372	-0,20313	-0,38788
15,60	1,83E-01	0,470	8,53E-02	0,04661	-0,50203	-1,13305	-3,13372	-0,20313	-0,38788
20,60	2,07E-01	0,549	1,15E-01	0,06570	-0,46160	-1,30741	-2,88135	-0,23043	-0,38446
25,60	2,07E-01	0,549	1,15E-01	0,06570	-0,46160	-1,30741	-2,88135	-0,23043	-0,38446
30,60	2,07E-01	0,549	1,15E-01	0,06570	-0,46160	-1,30741	-2,88135	-0,23043	-0,38446
35,60	1,83E-01	0,470	8,53E-02	0,04661	-0,50203	-1,13305	-3,13372	-0,20313	-0,38788
40,60	1,83E-01	0,470	8,53E-02	0,04661	-0,50203	-1,13305	-3,13372	-0,20313	-0,38788
45,60	1,83E-01	0,470	8,53E-02	0,04661	-0,50203	-1,13305	-3,13372	-0,20313	-0,38788
50,10	1,83E-01	0,470	8,53E-02	0,04661	-0,50203	-1,13305	-3,13372	-0,20313	-0,38788
55,60	2,07E-01	0,549	1,15E-01	0,06570	-0,46160	-1,30741	-2,88135	-0,23043	-0,38446
60,60	2,07E-01	0,549	1,15E-01	0,06570	-0,46160	-1,30741	-2,88135	-0,23043	-0,38446
65,60	2,07E-01	0,549	1,15E-01	0,06570	-0,46160	-1,30741	-2,88135	-0,23043	-0,38446
70,60	1,87E-01	0,503	9,63E-02	0,05361	-0,47402	-1,19489	-2,95887	-0,21254	-0,38042
75,60	1,87E-01	0,503	9,63E-02	0,05361	-0,47402	-1,19489	-2,95887	-0,21254	-0,38042
80,60	1,87E-01	0,503	9,63E-02	0,05361	-0,47402	-1,19489	-2,95887	-0,21254	-0,38042
85,60	1,87E-01	0,503	9,63E-02	0,05361	-0,47402	-1,19489	-2,95887	-0,21254	-0,38042
90,60	1,87E-01	0,503	9,63E-02	0,05361	-0,47402	-1,19489	-2,95887	-0,21254	-0,38042
95,60	2,07E-01	0,549	1,15E-01	0,06570	-0,46160	-1,30741	-2,88135	-0,23043	-0,38446
100,60	2,08E-01	0,547	1,15E-01	0,06575	-0,46629	-1,31472	-2,91060	-0,23181	-0,38783
105,60	2,14E-01	0,533	1,17E-01	0,06604	-0,50034	-1,36596	-3,12316	-0,24147	-0,41201
110,60	1,90E-01	0,454	8,65E-02	0,04687	-0,56146	-1,18923	-3,50464	-0,21409	-0,42390
115,60	1,95E-01	0,445	8,72E-02	0,04702	-0,60256	-1,22422	-3,76124	-0,22097	-0,44787
120,60	2,00E-01	0,434	8,80E-02	0,04718	-0,65487	-1,26482	-4,08771	-0,22898	-0,47732
125,60	2,06E-01	0,423	8,89E-02	0,04736	-0,72125	-1,31091	-4,50210	-0,23815	-0,51308
130,60	2,66E-01	0,438	1,27E-01	0,06795	-0,91681	-1,80302	-5,72279	-0,32607	-0,67297
135,60	2,81E-01	0,417	1,29E-01	0,06833	-1,09662	-1,92431	-6,84515	-0,35024	-0,76891
140,60	2,98E-01	0,397	1,31E-01	0,06871	-1,34831	-2,05594	-8,41624	-0,37683	-0,88962
145,60	2,38E-01	0,374	9,27E-02	0,04812	-1,25595	-1,54780	-7,83971	-0,28625	-0,74870
150,60	2,47E-01	0,361	9,37E-02	0,04831	-1,53438	-1,61943	-9,57770	-0,30114	-0,84351
155,60	2,58E-01	0,348	9,46E-02	0,04849	-1,95579	-1,69570	-12,20815	-0,31718	-0,96191
160,60	2,69E-01	0,336	9,56E-02	0,04868	-2,66104	-1,77644	-16,61036	-0,33436	-1,11260

SEZIONE MISTA A T_{∞}

Progressiva	$n(t_0) = 18,5$								
	CARATTERISTICHE INERZIALI			TRAVE		SOLETTA		ARMATURA	
x	$A_{mista_{\infty}}$	Y_g	J	W_A	W_D	W_{cs}	W_{ci}	$W_{\phi s}$	$W_{\phi i}$
[m]	[m ²]	[m]	[m ⁴]	[m ³]	[m ³]	[m ³]	[m ³]	[m ³]	[m ³]
0,00	9,88E-02	0,743	6,86E-02	0,04409	-0,15482	-1,70987	-2,86691	-0,09899	-0,13913
5,10	9,88E-02	0,743	6,86E-02	0,04409	-0,15482	-1,70987	-2,86691	-0,09899	-0,13913
10,60	9,88E-02	0,743	6,86E-02	0,04409	-0,15482	-1,70987	-2,86691	-0,09899	-0,13913
15,60	9,88E-02	0,743	6,86E-02	0,04409	-0,15482	-1,70987	-2,86691	-0,09899	-0,13913
20,60	1,22E-01	0,824	9,17E-02	0,06212	-0,17479	-2,05896	-3,23679	-0,11837	-0,15958
25,60	1,22E-01	0,824	9,17E-02	0,06212	-0,17479	-2,05896	-3,23679	-0,11837	-0,15958
30,60	1,22E-01	0,824	9,17E-02	0,06212	-0,17479	-2,05896	-3,23679	-0,11837	-0,15958
35,60	9,88E-02	0,743	6,86E-02	0,04409	-0,15482	-1,70987	-2,86691	-0,09899	-0,13913
40,60	9,88E-02	0,743	6,86E-02	0,04409	-0,15482	-1,70987	-2,86691	-0,09899	-0,13913
45,60	9,88E-02	0,743	6,86E-02	0,04409	-0,15482	-1,70987	-2,86691	-0,09899	-0,13913
50,10	9,88E-02	0,743	6,86E-02	0,04409	-0,15482	-1,70987	-2,86691	-0,09899	-0,13913
55,60	1,22E-01	0,824	9,17E-02	0,06212	-0,17479	-2,05896	-3,23679	-0,11837	-0,15958
60,60	1,22E-01	0,824	9,17E-02	0,06212	-0,17479	-2,05896	-3,23679	-0,11837	-0,15958
65,60	1,22E-01	0,824	9,17E-02	0,06212	-0,17479	-2,05896	-3,23679	-0,11837	-0,15958
70,60	1,02E-01	0,795	7,65E-02	0,05080	-0,15447	-1,78108	-2,86058	-0,10264	-0,14030
75,60	1,02E-01	0,795	7,65E-02	0,05080	-0,15447	-1,78108	-2,86058	-0,10264	-0,14030
80,60	1,02E-01	0,795	7,65E-02	0,05080	-0,15447	-1,78108	-2,86058	-0,10264	-0,14030
85,60	1,02E-01	0,795	7,65E-02	0,05080	-0,15447	-1,78108	-2,86058	-0,10264	-0,14030
90,60	1,02E-01	0,795	7,65E-02	0,05080	-0,15447	-1,78108	-2,86058	-0,10264	-0,14030
95,60	1,22E-01	0,824	9,17E-02	0,06212	-0,17479	-2,05896	-3,23679	-0,11837	-0,15958
100,60	1,23E-01	0,819	9,22E-02	0,06224	-0,17757	-2,08392	-3,28834	-0,11985	-0,16197
105,60	1,29E-01	0,783	9,56E-02	0,06301	-0,19766	-2,25868	-3,66037	-0,13029	-0,17914
110,60	1,06E-01	0,696	7,19E-02	0,04481	-0,18125	-1,91053	-3,35638	-0,11115	-0,16095
115,60	1,10E-01	0,670	7,37E-02	0,04519	-0,19900	-2,03535	-3,68516	-0,11877	-0,17532
120,60	1,16E-01	0,642	7,56E-02	0,04558	-0,22099	-2,18002	-4,09236	-0,12767	-0,19280
125,60	1,22E-01	0,613	7,76E-02	0,04598	-0,24798	-2,34411	-4,59208	-0,13783	-0,21381
130,60	1,82E-01	0,572	1,16E-01	0,06690	-0,42544	-3,74476	-7,87841	-0,22160	-0,35934
135,60	1,97E-01	0,532	1,19E-01	0,06753	-0,51456	-4,15568	-9,52863	-0,24769	-0,42334
140,60	2,13E-01	0,495	1,23E-01	0,06810	-0,63115	-4,60095	-11,68774	-0,27639	-0,50222
145,60	1,53E-01	0,497	8,55E-02	0,04742	-0,43359	-3,18438	-8,02929	-0,19119	-0,34588
150,60	1,63E-01	0,470	8,73E-02	0,04773	-0,51236	-3,43747	-9,48798	-0,20770	-0,39615
155,60	1,73E-01	0,445	8,91E-02	0,04802	-0,61426	-3,70646	-11,37491	-0,22549	-0,45676
160,60	1,85E-01	0,421	9,07E-02	0,04828	-0,74999	-3,99063	-13,88842	-0,24455	-0,53064

12.2 VERIFICHE 1^A FASE

In tale fase si riportano le tensioni relative alle travi principali al lembo superiore ed inferiore. La soletta di calcestruzzo in questa fase è presente esclusivamente come carico.

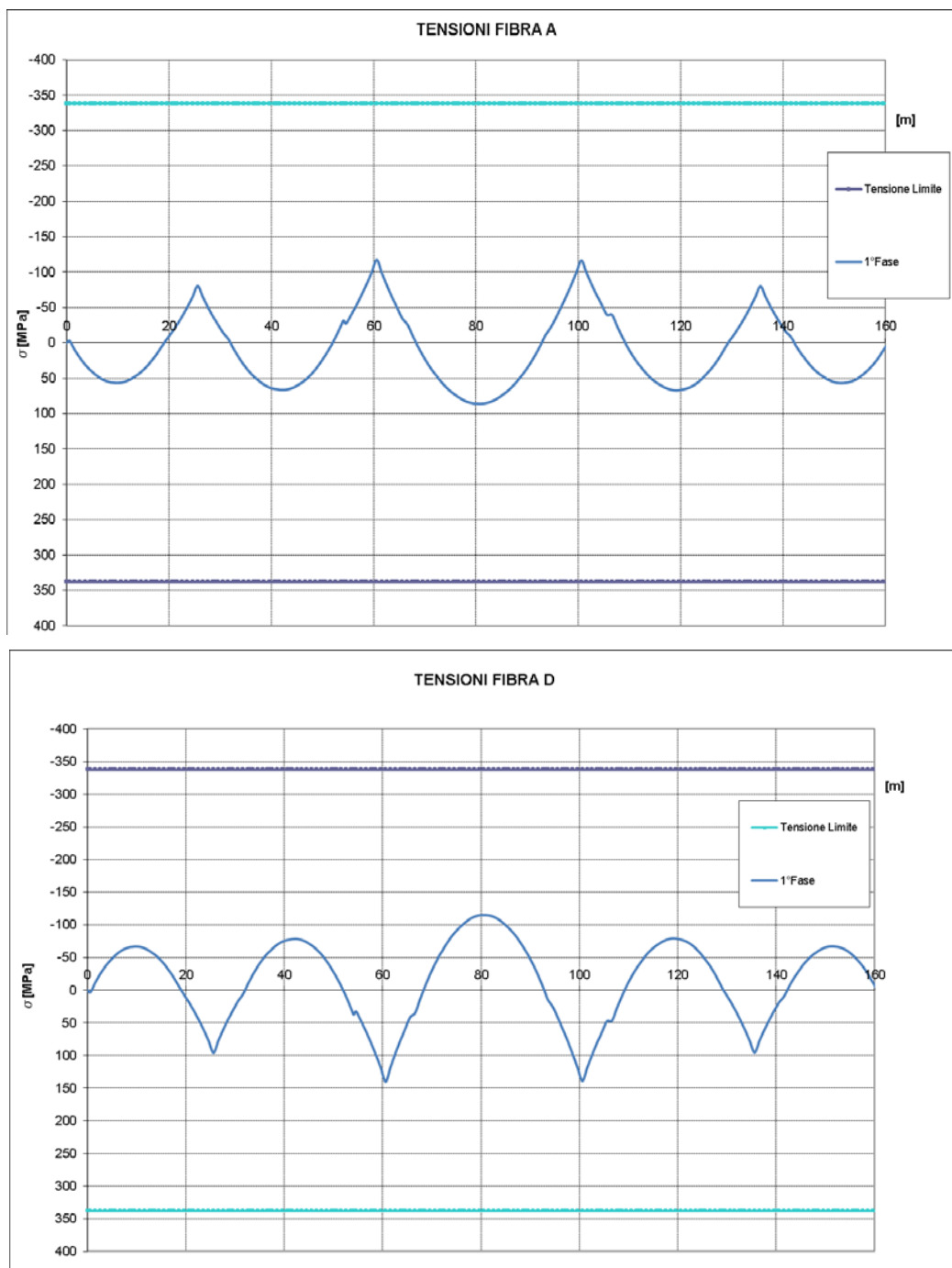


Figura 46 – Peso travi + Peso Soletta (Tensioni normali)

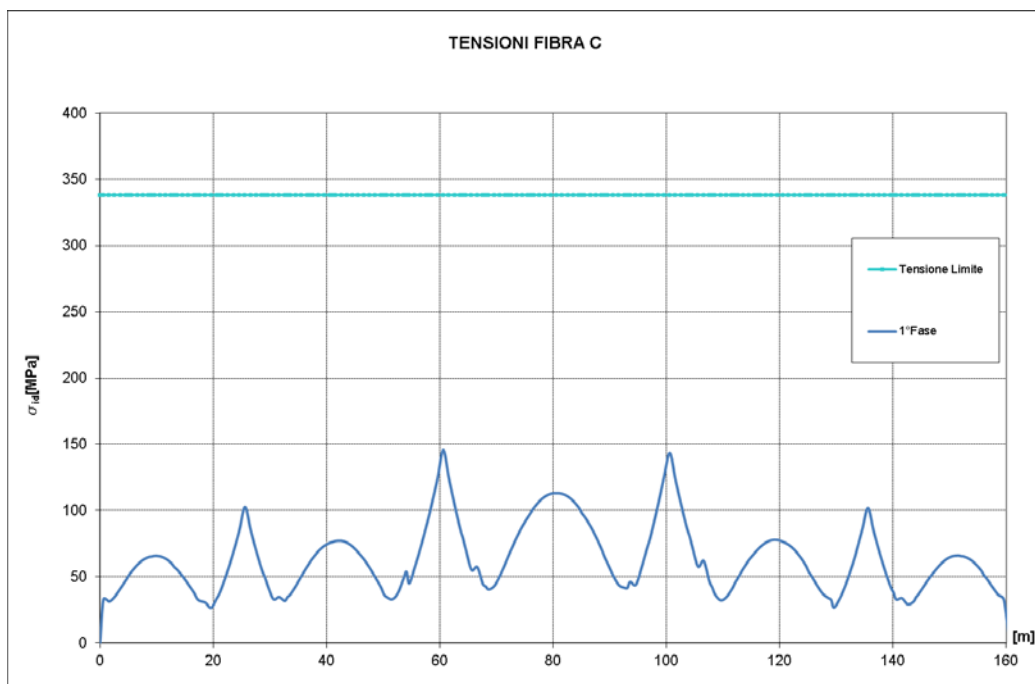
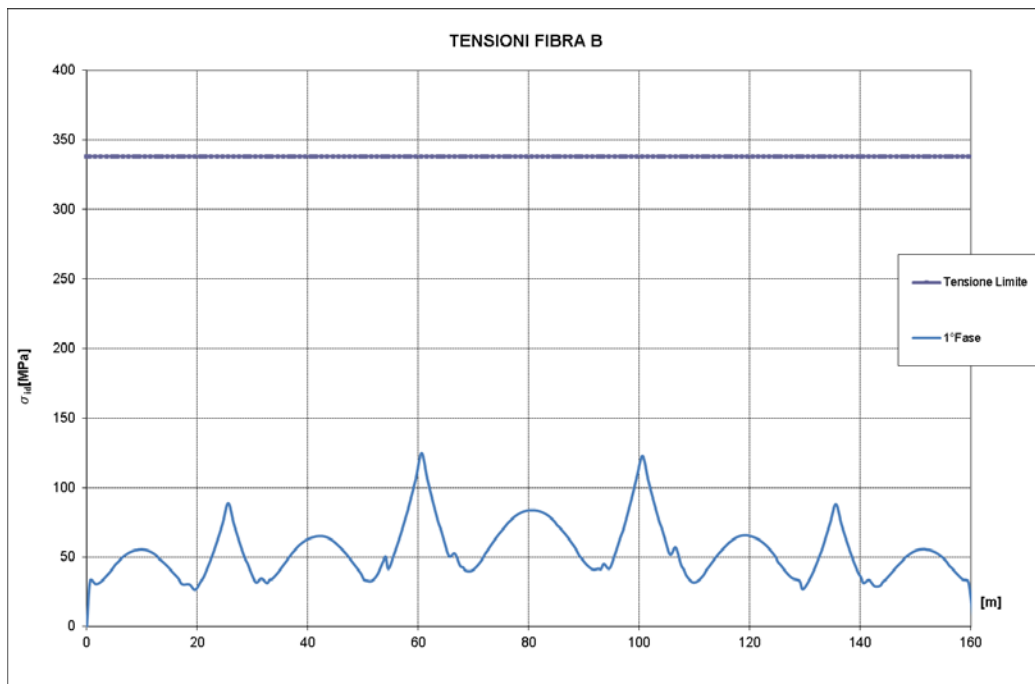


Figura 47 – Peso travi + Peso Soletta (Tensioni ideali)

Le tensioni indotte sugli elementi strutturali sono inferiori ai rispettivi valori limite.

12.3 VERIFICHE 2A FASE (TEMPO T0)

In tale fase si riportano le tensioni relative alle travi principali al lembo superiore ed inferiore con riferimento ai carichi di 2^a fase. Si riportano per le travi principali le tensioni normali, tangenziali ed ideali. Alle tensioni, riportate nei diagrammi seguenti, è stato già sommato lo stato tensionale indotto dai carichi di 1^a fase.

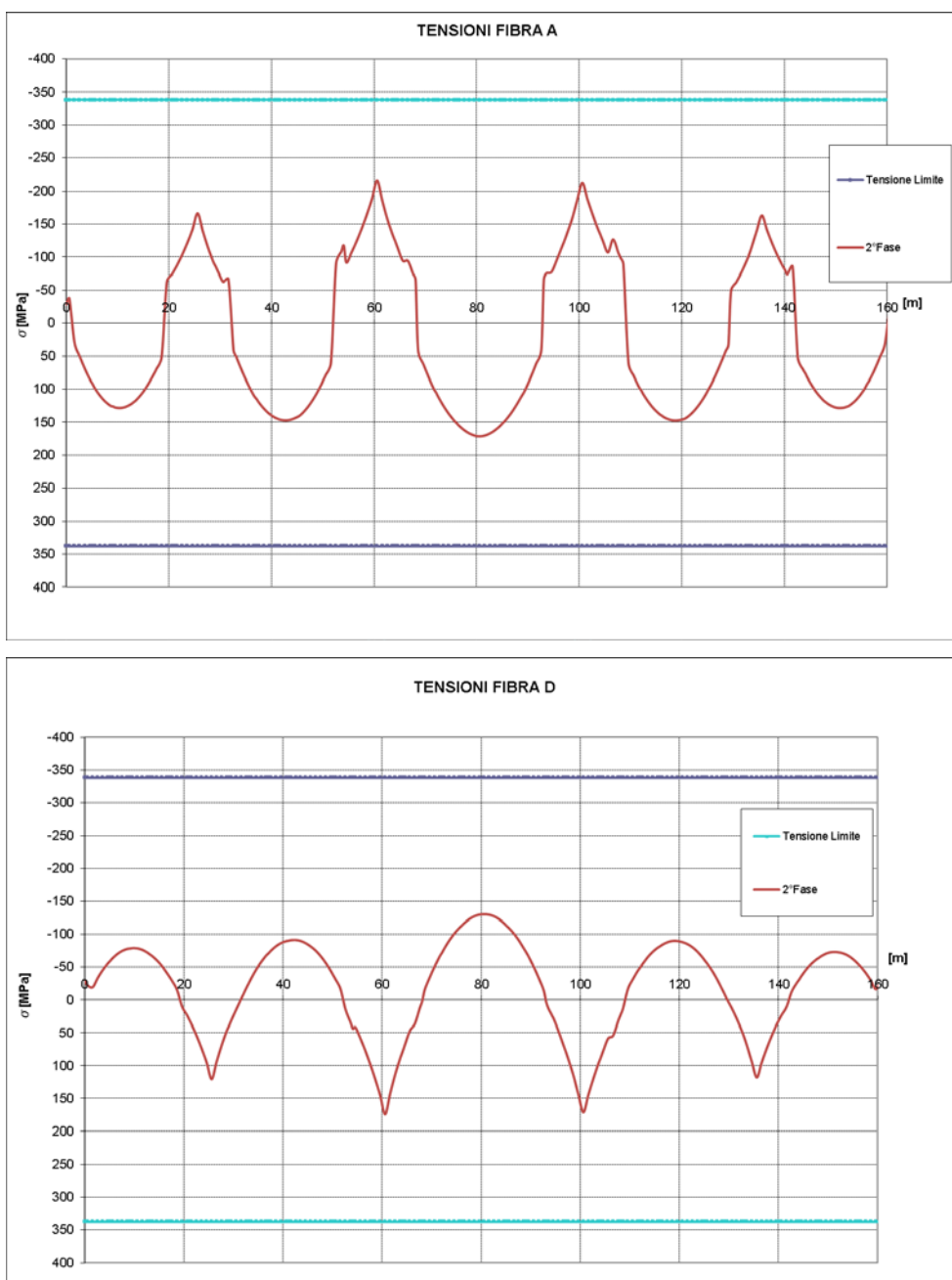


Figura 48 – Involuppo tensioni normali

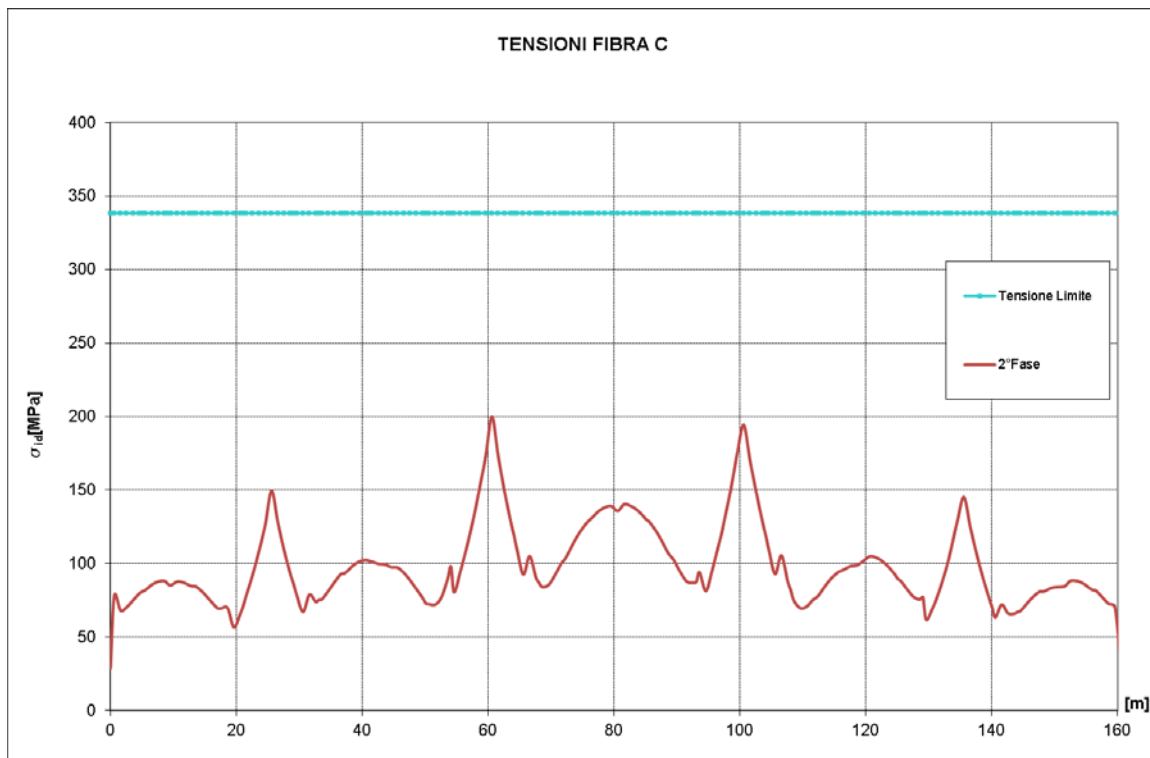
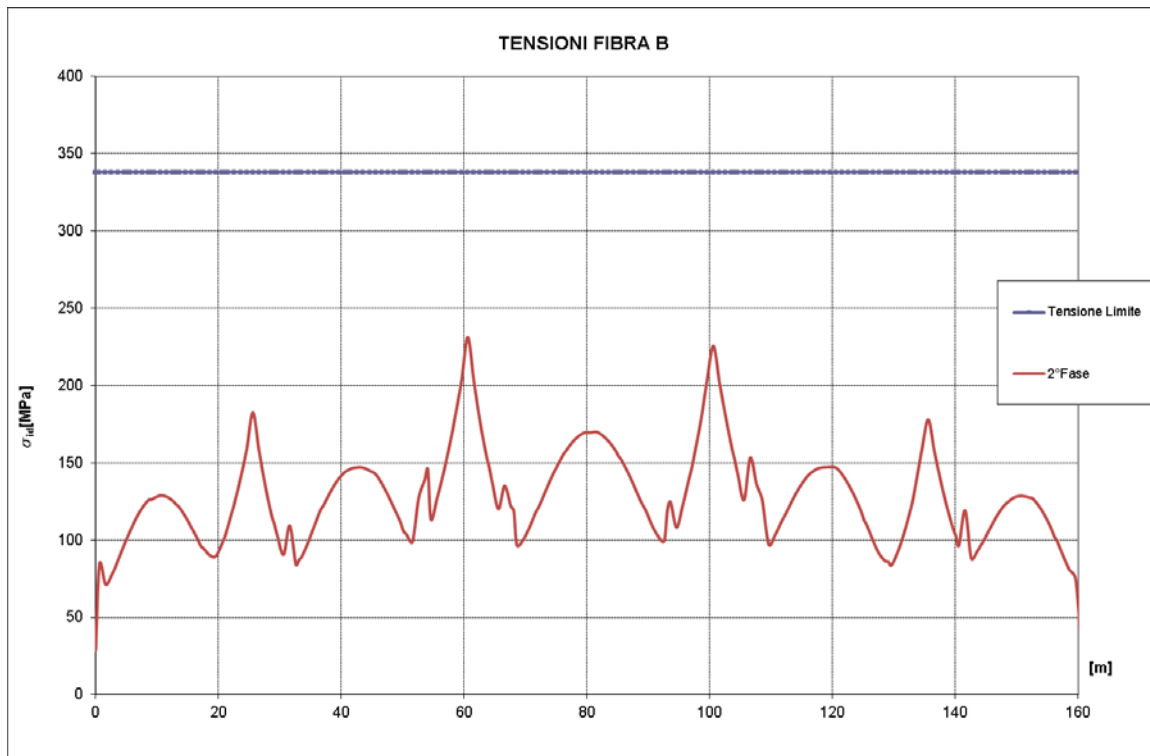


Figura 49 – Involuppo tensioni ideali

12.4 VERIFICHE 2^A FASE (TEMPO T_{∞})

In tale fase si riportano le tensioni relative alle travi principali al lembo superiore ed inferiore. Si riportano per le travi principali le tensioni normali ed ideali.

Alle tensioni, riportate nei diagrammi seguenti, è stato già sommato lo stato tensionale indotto dai carichi.

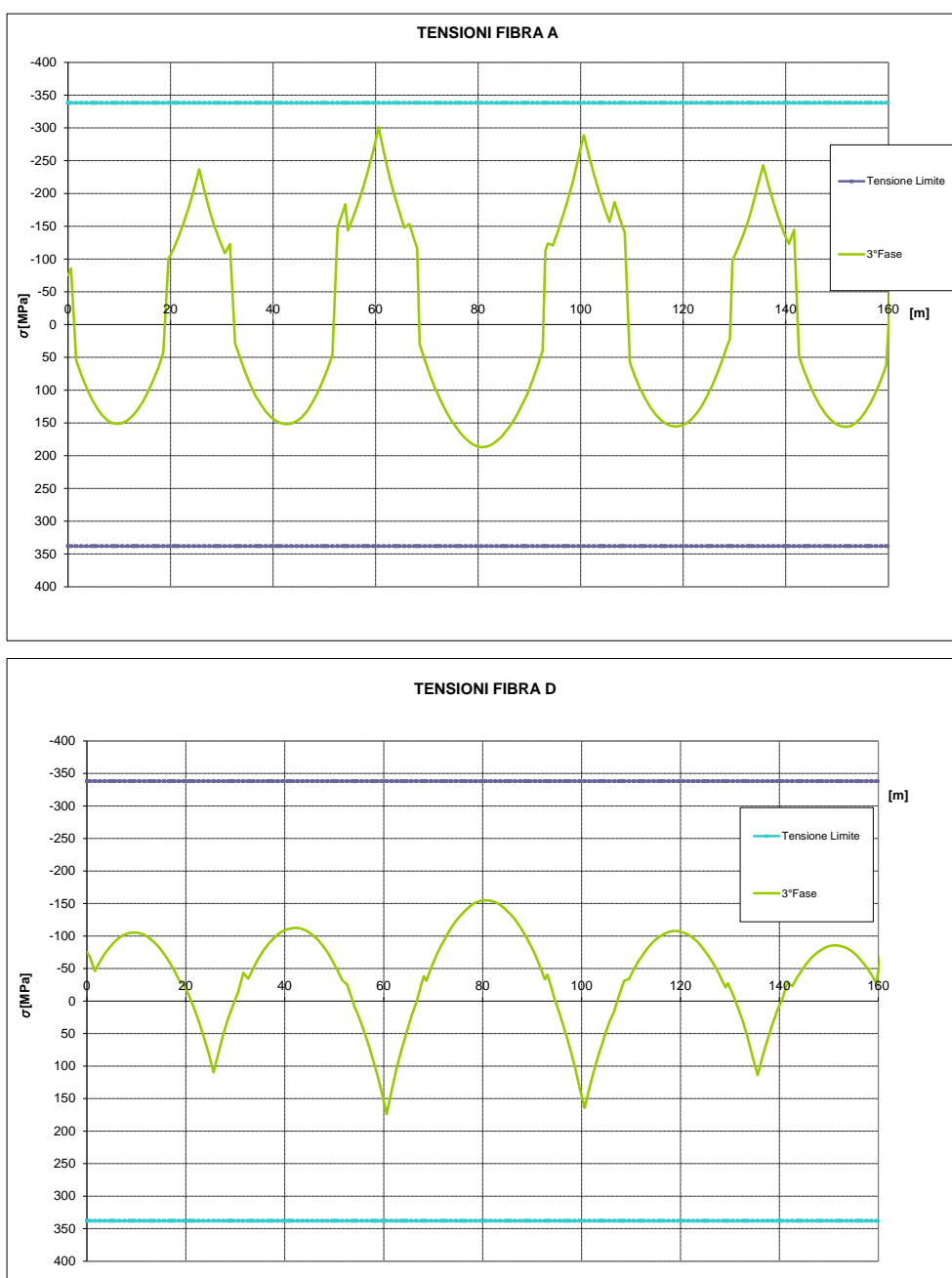


Figura 50 – Involuppo tensioni normali

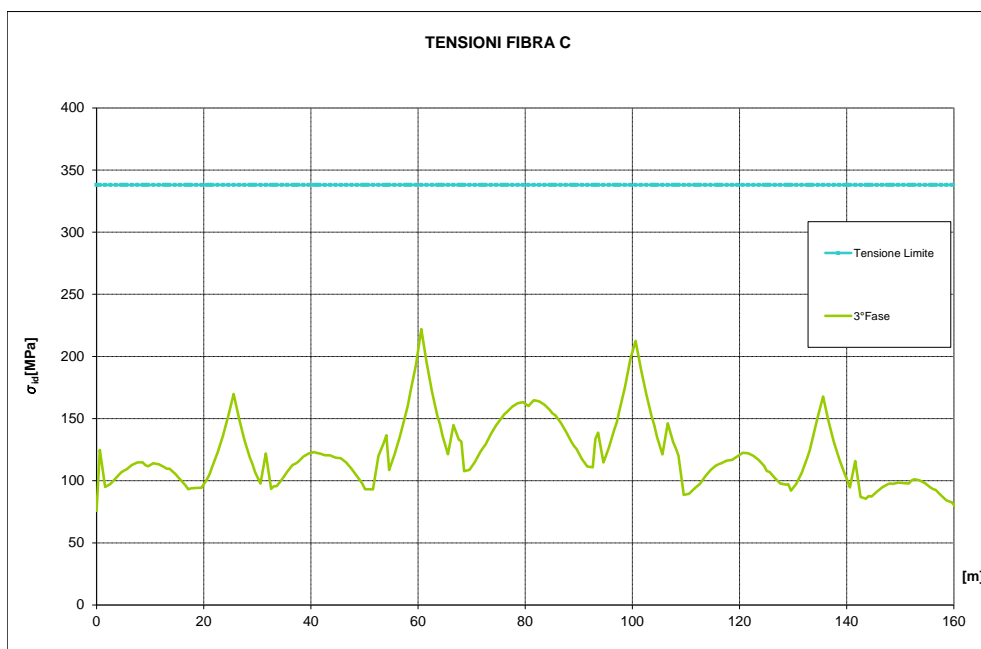
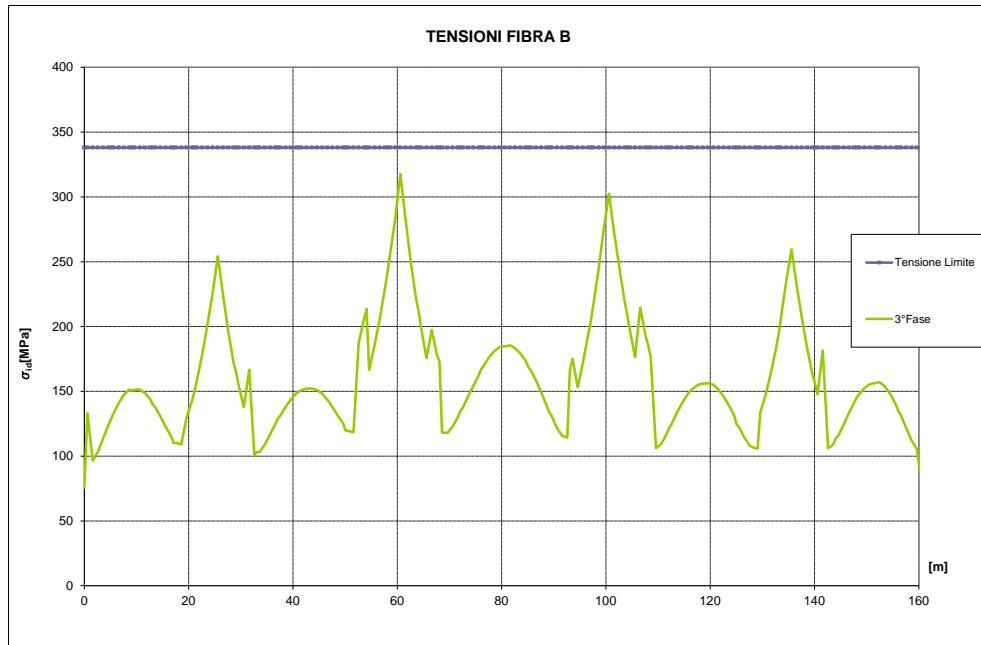


Figura 51 – Involuppo tensioni ideali

12.5 VERIFICHE DI INSTABILITÀ

Al fine di evitare fenomeni di instabilità nelle strutture principali di acciaio sono stati disposti opportuni irrigidimenti trasversali e longitudinali. Questi suddividono l'anima in campi di passo costante ed altezza variabile. Si riporta di seguito la verifica forma tabellare di tutti i pannelli dell'impalcato.

La verifica risulta soddisfatta.

x	a	b	H _{tot}	h _{panna}	σ ₁	σ ₂	τ _{am}	σ _{id}	ψ	α	k _σ	k _T	σ _{cr,0}	σ _{cr}	τ _{cr}	σ _{cr,id}	0.8f _d	σ _{cr,red}	VERIFICA
[m]	[m]	[m]	[mm]	[mm]	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)					(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
0,00	3,00	0,98	1960	12	-75	-75	4	75,85	1,00	3,06	4,00	4,61	27,92	111,67	128,80	111,95	258,2	112,0	1,48
5,10	3,00	0,98	1960	12	-85	16	27	96,88	-0,19	3,06	9,21	4,61	27,92	257,25	128,80	240,28	258,2	240,3	2,48
10,60	3,00	0,98	1960	12	-102	23	17	106,04	-0,22	3,06	9,52	4,61	27,92	265,74	128,80	258,39	258,2	265,7	2,51
15,60	3,00	0,98	1960	12	-71	15	37	95,36	-0,21	3,06	9,38	4,61	27,92	261,87	128,80	230,86	258,2	261,9	2,75
20,60	3,00	0,97	1940	16	-114	-62	44	136,75	0,55	3,09	5,10	4,61	50,66	258,42	233,37	274,09	258,2	258,4	1,89
25,60	3,00	0,97	1940	16	-232	-64	38	240,97	0,27	3,09	6,11	4,61	50,66	309,62	233,37	311,33	258,2	274,2	1,14
30,60	3,00	0,97	1940	16	-107	-62	29	118,83	0,57	3,09	5,02	4,61	50,66	254,23	233,37	263,17	258,2	263,2	2,21
35,60	3,00	0,98	1960	12	-75	8	37	98,47	-0,10	3,06	8,39	4,61	27,92	234,25	128,80	218,62	258,2	218,6	2,22
40,60	3,00	0,98	1960	12	-108	18	16	111,62	-0,17	3,06	8,99	4,61	27,92	250,86	128,80	246,27	258,2	246,3	2,21
45,60	3,00	0,98	1960	12	-99	20	24	107,91	-0,20	3,06	9,30	4,61	27,92	259,51	128,80	247,29	258,2	259,5	2,40
50,60	3,00	0,98	1960	12	-47	10	44	89,07	-0,22	3,06	9,47	4,61	27,92	264,51	128,80	221,08	258,2	264,5	2,97
51,60	3,00	0,98	1960	12	-31	7	48	88,66	-0,23	3,06	9,57	4,61	27,92	267,20	128,80	218,22	258,2	267,2	3,01
55,60	3,00	0,97	1940	16	-153	-62	49	175,15	0,40	3,09	5,58	4,61	50,66	282,84	233,37	291,97	258,2	264,3	1,51
61,60	3,00	0,97	1940	16	-250	-62	42	260,11	0,25	3,09	6,23	4,61	50,66	315,74	233,37	317,23	258,2	276,5	1,06
65,60	3,00	0,97	1940	16	-140	-61	35	152,19	0,44	3,09	5,46	4,61	50,66	276,50	233,37	282,84	258,2	257,1	1,69
70,60	3,00	0,98	1955	12	-68	4	49	108,03	-0,05	3,07	8,00	4,61	28,06	224,59	129,41	211,10	258,2	211,1	1,95
75,60	3,00	0,98	1955	12	-129	11	28	138,41	-0,09	3,07	8,27	4,61	28,06	232,02	129,41	226,81	258,2	226,8	1,64
80,60	3,00	0,98	1955	12	-151	15	10	151,76	-0,10	3,07	8,34	4,61	28,06	234,10	129,41	233,43	258,2	233,4	1,54
85,60	3,00	0,98	1955	12	-129	12	31	139,57	-0,09	3,07	8,28	4,61	28,06	232,33	129,41	226,28	258,2	226,3	1,62
90,60	3,00	0,98	1955	12	-67	4	51	111,23	-0,06	3,07	8,04	4,61	28,06	225,50	129,41	211,23	258,2	211,2	1,90
101,60	3,00	0,97	1940	16	-252	-62	39	261,03	0,25	3,09	6,24	4,61	50,66	316,04	233,37	317,31	258,2	276,5	1,06
105,60	3,00	0,97	1940	16	-154	-62	32	163,43	0,40	3,09	5,59	4,61	50,66	282,98	233,37	287,23	258,2	260,9	1,60
115,60	3,00	0,98	1960	12	-95	22	21	101,81	-0,23	3,06	9,61	4,61	27,92	268,16	128,80	255,56	258,2	268,2	2,63
120,60	3,00	0,98	1960	12	-103	23	19	108,08	-0,22	3,06	9,51	4,61	27,92	265,61	128,80	256,53	258,2	265,6	2,46
125,10	3,00	0,98	1960	12	-73	13	35	95,61	-0,18	3,06	9,09	4,61	27,92	253,78	128,80	228,99	258,2	229,0	2,40
130,60	3,00	0,97	1940	16	-107	-62	45	132,44	0,58	3,09	5,01	4,61	50,66	253,82	233,37	272,39	258,2	272,4	2,06
140,10	3,00	0,97	1940	16	-122	-62	26	129,94	0,51	3,09	5,22	4,61	50,66	264,41	233,37	269,75	258,2	264,4	2,03
150,60	3,00	0,98	1960	12	-83	35	14	86,78	-0,42	3,06	12,01	4,61	27,92	335,42	128,80	314,97	258,2	275,6	3,18
155,60	3,00	0,98	1960	12	-68	31	26	82,08	-0,46	3,06	12,58	4,61	27,92	351,31	128,80	282,22	258,2	256,5	3,12
160,60	3,00	0,98	1960	12	-76	-75	-3	75,79	1,00	3,06	4,01	4,61	27,92	111,82	128,80	111,92	258,2	111,9	1,48

12.6 VERIFICHE A FATICA

Secondo quanto riportato in precedenza.

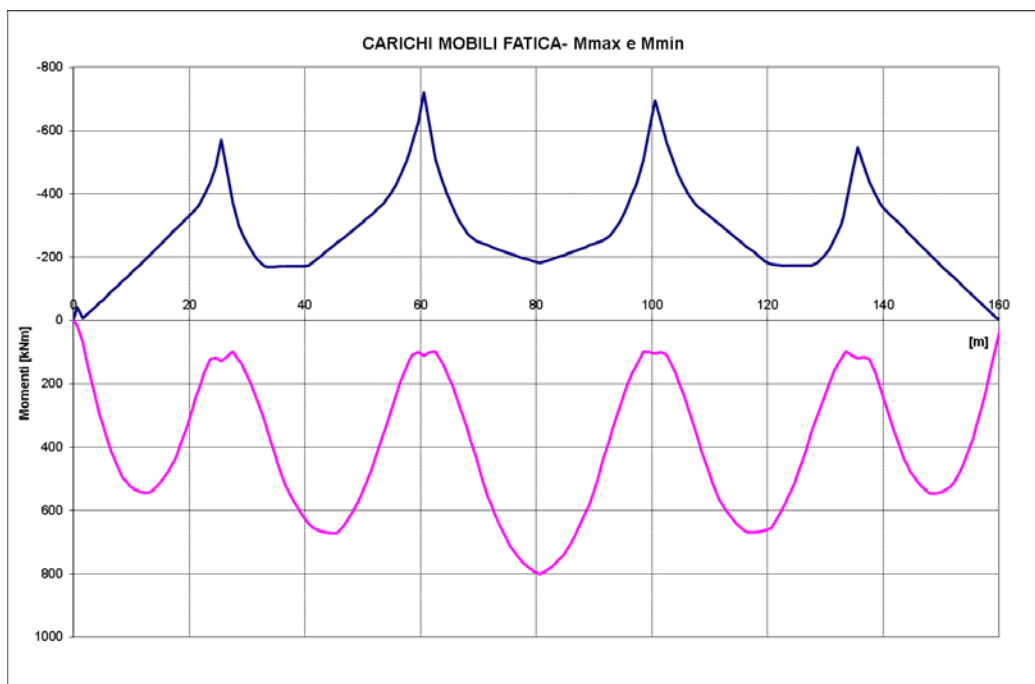


Figura 52 : involucro dei momenti flettenti (schema di fatica 3)

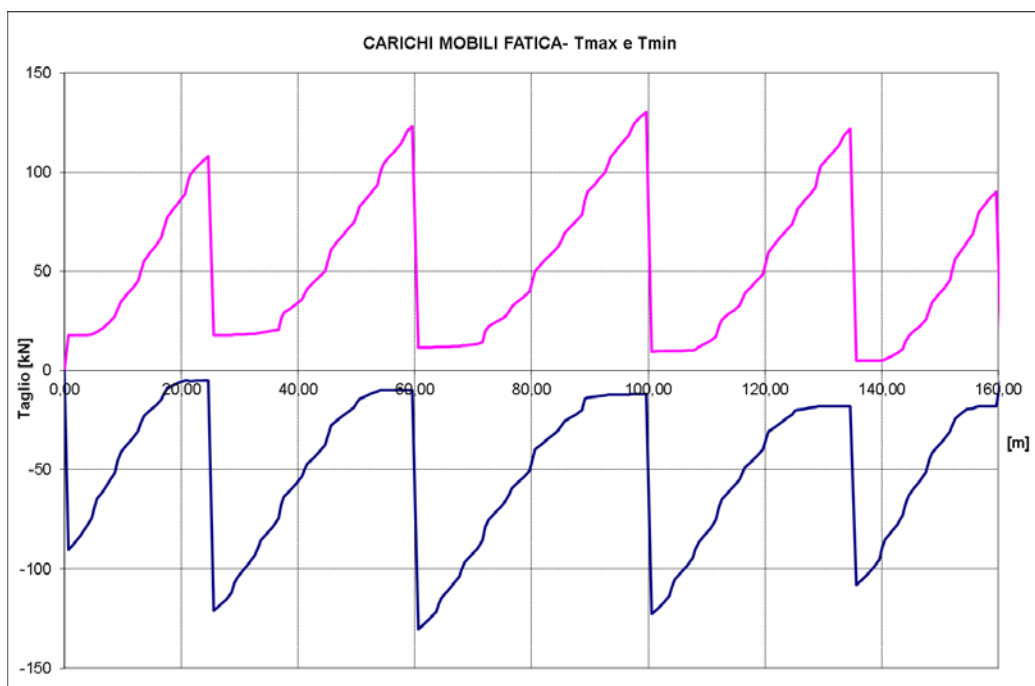


Figura 53 : involucro dei tagli (schema di fatica 3)

Si riportano le verifiche relative al dettaglio di saldatura a cordone d'angolo degli irrigidimenti trasversali a cui corrisponde $\Delta\sigma_C$ pari ad 80MPa.

Si riporta di seguito il dettaglio della verifica.

Progressiva	Piattabanda sup.	Piattabanda inf.	FATICA						
			SOLECITAZIONI				SOLECITAZIONI		
x	S _{sup}	S _{inf}	M _{MAX}	$\Delta\sigma_B$ Max	$\Delta\sigma_C$ Max	$\Delta\tau$ Max	M _{MIN}	$\Delta\sigma_B$ Min	$\Delta\sigma_C$ Min
[m]	[mm]	[mm]	[kNm]	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	[kNm]	(N/mm ²)	(N/mm ²)
0,00	20	20	0	0,0	0,00	0,00	0	0,0	0,00
5,10	20	20	331	7,0	-0,58	0,80	-65	-1,6	0,97
10,60	20	20	534	11,3	-0,94	1,63	-160	-3,9	2,40
15,60	20	20	498	10,6	-0,88	2,67	-251	-6,1	3,75
20,60	30	30	278	4,2	-0,53	2,87	-342	-6,0	4,28
25,60	30	30	129	1,9	-0,25	0,57	-570	-9,9	7,14
30,60	30	30	196	2,9	-0,37	0,59	-225	-3,9	2,82
35,60	20	20	467	9,9	-0,82	0,86	-171	-4,2	2,56
40,60	20	20	640	13,6	-1,13	1,52	-174	-4,3	2,60
45,60	20	20	671	14,2	-1,18	2,58	-246	-6,0	3,68
50,10	20	20	535	11,3	-0,94	3,36	-312	-7,6	4,67
55,60	30	30	245	3,7	-0,47	3,47	-423	-7,4	5,30
60,60	30	30	111	1,7	-0,21	0,38	-720	-12,5	9,03
65,60	30	30	211	3,2	-0,40	0,39	-354	-6,2	4,44
70,60	20	25	498	9,2	-0,95	0,58	-245	-5,2	3,62
75,60	20	25	714	13,1	-1,36	1,17	-210	-4,4	3,11
80,60	20	25	801	14,7	-1,52	2,14	-182	-3,8	2,69
85,60	20	25	716	13,2	-1,36	2,95	-211	-4,5	3,12
90,60	20	25	501	9,2	-0,95	3,98	-247	-5,2	3,65
95,60	30	30	211	3,2	-0,40	3,71	-354	-6,2	4,44
100,60	30	30	105	1,6	-0,20	0,31	-695	-12,1	8,71
105,60	30	30	240	3,6	-0,42	0,32	-422	-7,3	5,29
110,60	20	20	518	10,9	-0,80	0,63	-320	-7,8	4,79
115,60	20	20	659	13,9	-0,94	1,40	-244	-6,0	3,66
120,60	20	20	655	13,7	-0,85	2,54	-177	-4,3	2,65
125,10	20	20	490	10,2	-0,58	3,31	-172	-4,2	2,58
129,60	30	30	254	3,7	-0,22	3,32	-199	-3,5	2,50
135,60	30	30	120	1,7	-0,08	0,16	-546	-9,5	6,84
140,10	30	30	247	3,5	-0,13	0,16	-355	-6,2	4,45
145,60	20	20	500	10,3	-0,29	0,86	-254	-6,2	3,80
150,60	20	20	537	11,0	-0,24	1,75	-163	-4,0	2,44
155,60	20	20	367	7,5	-0,11	2,93	-76	-1,9	1,14
160,60	20	20	0	0,0	0,00	0,00	0	0,0	0,00

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO

Titolo:
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.

INOD 00 DI2 CL IV 03A0001A

. Pag
94 di 126

Progressiva	x [m]	$\lambda_{flessione}$ $\lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4$	λ_{taglio}	$\Delta\sigma_B$ Max (N/mm ²)	$\Delta\sigma_C$ Max (N/mm ²)	$\Delta\sigma_B$ Min (N/mm ²)	$\Delta\sigma_C$ Min (N/mm ²)	$\Delta\sigma_p$ Inf (N/mm ²)	$\Delta\sigma_p$ Sup (N/mm ²)	$\lambda\Delta\sigma_{inf}$ (N/mm ²)	$\lambda\Delta\sigma_{sup}$ (N/mm ²)	$\lambda\Delta\tau$ (N/mm ²)	k_s superiore	k_s inferiore	Classe 80			
															Piattabanda Inf.		Piattabanda Sup.	
															$k_{\sigma} \Delta\sigma_c / \gamma_{inf}$ (N/mm ²)	VERIFICA	$k_{\sigma} \Delta\sigma_c / \gamma_{inf}$ (N/mm ²)	VERIFICA
0,00	1,61	1,72	0,0	0,00	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	59,26	OK	59,26	OK
5,10	1,61	1,72	7,0	-0,58	-1,6	0,97	8,60	1,55	13,89	2,50	6,41	1,00	1,00	59,26	OK	59,26	OK	
10,60	1,61	1,72	11,3	-0,94	-3,9	2,40	15,27	3,34	24,65	5,39	5,54	1,00	1,00	59,26	OK	59,26	OK	
15,60	1,58	1,70	10,6	-0,88	-6,1	3,75	16,71	4,63	26,42	7,32	5,82	1,00	1,00	59,26	OK	59,26	OK	
20,60	1,14	1,18	4,2	-0,53	-6,0	4,28	10,12	4,81	11,57	5,51	3,57	0,96	0,96	56,62	OK	56,62	OK	
25,60	1,14	1,18	1,9	-0,25	-9,9	7,14	11,85	7,39	13,56	8,45	5,26	0,96	0,96	56,62	OK	56,62	OK	
30,60	1,14	1,18	2,9	-0,37	-3,9	2,82	6,86	3,20	7,85	3,66	4,51	0,96	0,96	56,62	OK	56,62	OK	
35,60	1,55	1,69	9,9	-0,82	-4,2	2,56	14,09	3,38	21,80	5,23	7,11	1,00	1,00	59,26	OK	59,26	OK	
40,60	1,55	1,69	13,6	-1,13	-4,3	2,60	17,85	3,73	27,61	5,77	6,42	1,00	1,00	59,26	OK	59,26	OK	
45,60	1,53	1,68	14,2	-1,18	-6,0	3,68	20,27	4,86	31,01	7,44	6,31	1,00	1,00	59,26	OK	59,26	OK	
50,10	1,53	1,68	11,3	-0,94	-7,6	4,67	18,99	5,61	29,06	8,58	6,79	1,00	1,00	59,26	OK	59,26	OK	
55,60	1,19	1,21	3,7	-0,47	-7,4	5,30	11,04	5,77	13,18	6,89	4,58	0,96	0,96	56,62	OK	56,62	OK	
60,60	1,19	1,21	1,7	-0,21	-12,5	9,03	14,20	9,24	16,96	11,03	5,55	0,96	0,96	56,62	OK	56,62	OK	
65,60	1,19	1,21	3,2	-0,40	-6,2	4,44	9,32	4,84	11,13	5,78	4,80	0,96	0,96	56,62	OK	56,62	OK	
70,60	1,51	1,68	9,2	-0,95	-5,2	3,62	14,32	4,66	21,68	6,91	7,39	1,00	1,00	59,26	OK	59,26	OK	
75,60	1,53	1,68	13,1	-1,36	-4,4	3,11	17,57	4,46	26,89	6,83	6,68	1,00	1,00	59,26	OK	59,26	OK	
80,60	1,53	1,68	14,7	-1,52	-3,8	2,69	18,57	4,21	28,42	6,45	6,46	1,00	1,00	59,26	OK	59,26	OK	
85,60	1,53	1,68	13,2	-1,36	-4,5	3,12	17,63	4,48	26,98	6,86	6,80	1,00	1,00	59,26	OK	59,26	OK	
90,60	1,53	1,68	9,2	-0,95	-5,2	3,65	14,43	4,60	22,09	7,04	7,63	1,00	1,00	59,26	OK	59,26	OK	
95,60	1,19	1,18	3,2	-0,40	-6,2	4,44	9,33	4,84	11,14	5,78	4,82	0,96	0,96	56,62	OK	56,62	OK	
100,60	1,19	1,18	1,6	-0,20	-12,1	8,71	13,68	8,91	16,33	10,64	5,02	0,96	0,96	56,62	OK	56,62	OK	
105,60	1,19	1,18	3,6	-0,42	-7,3	5,29	10,92	5,70	13,04	6,81	4,24	0,96	0,96	56,62	OK	56,62	OK	
110,60	1,58	1,70	10,9	-0,80	-7,8	4,79	18,78	5,59	29,68	8,85	6,85	1,00	1,00	59,26	OK	59,26	OK	
115,60	1,58	1,70	13,9	-0,94	-6,0	3,66	19,85	4,60	31,39	7,27	6,36	1,00	1,00	59,26	OK	59,26	OK	
120,60	1,58	1,70	13,7	-0,85	-4,3	2,65	18,08	3,50	28,58	5,54	6,55	1,00	1,00	59,26	OK	59,26	OK	
125,10	1,58	1,70	10,2	-0,58	-4,2	2,58	14,46	3,16	22,86	5,00	7,09	1,00	1,00	59,26	OK	59,26	OK	
129,60	1,14	1,44	3,7	-0,22	-3,5	2,50	7,16	2,72	8,18	3,11	5,61	0,96	0,96	56,62	OK	56,62	OK	
135,60	1,14	1,44	1,7	-0,08	-9,5	6,84	11,24	6,92	12,85	7,92	5,23	0,96	0,96	56,62	OK	56,62	OK	
140,10	1,14	1,44	3,5	-0,13	-6,2	4,45	9,72	4,58	11,11	5,24	4,35	0,96	0,96	56,62	OK	56,62	OK	
145,60	1,61	1,72	10,3	-0,29	-6,2	3,80	16,51	4,09	26,65	6,60	5,79	1,00	1,00	59,26	OK	59,26	OK	
150,60	1,61	1,72	11,0	-0,24	-4,0	2,44	15,01	2,68	24,23	4,32	5,54	1,00	1,00	59,26	OK	59,26	OK	
155,60	1,61	1,72	7,5	-0,11	-1,9	1,14	9,35	1,25	15,09	2,01	6,42	1,00	1,00	59,26	OK	59,26	OK	
160,60	1,61	1,72	0,0	0,00	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	59,26	OK	59,26	OK	

13 VERIFICHE A DEFORMABILITÀ

Si riporta a seguire l'andamento degli spostamenti per la combinazione di carico caratteristica:

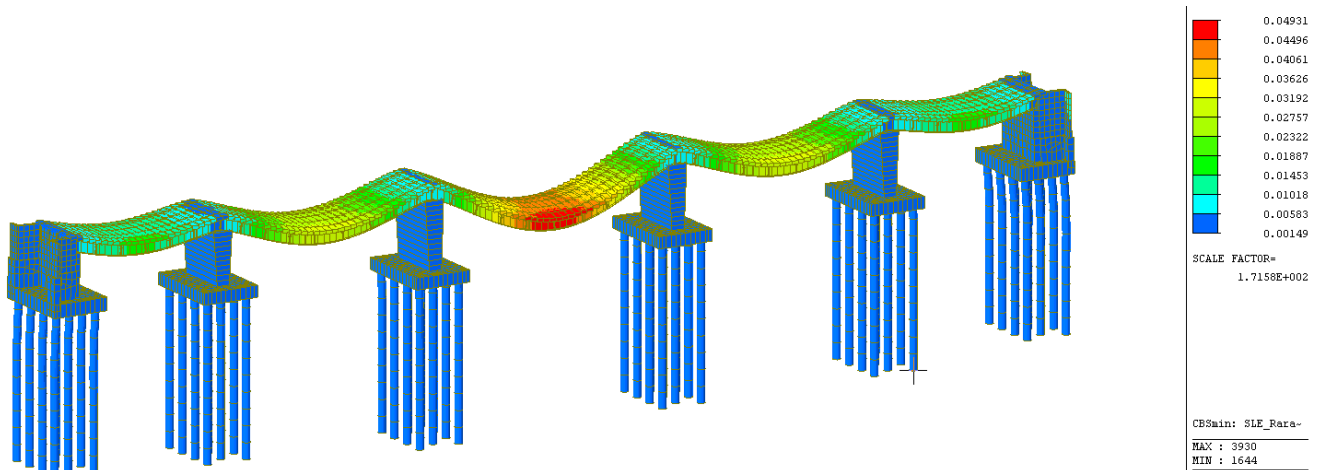


Figura 54: Stato limite d'esercizio – Abbassamenti

Il massimo valore di abbassamento è pari ad : $d_{zmax}=0.049 \text{ m} < 1/700 L = 0.057\text{m}$

Di seguito si riporta l'andamento dell'abbassamento per effetto dei soli pesi propri.

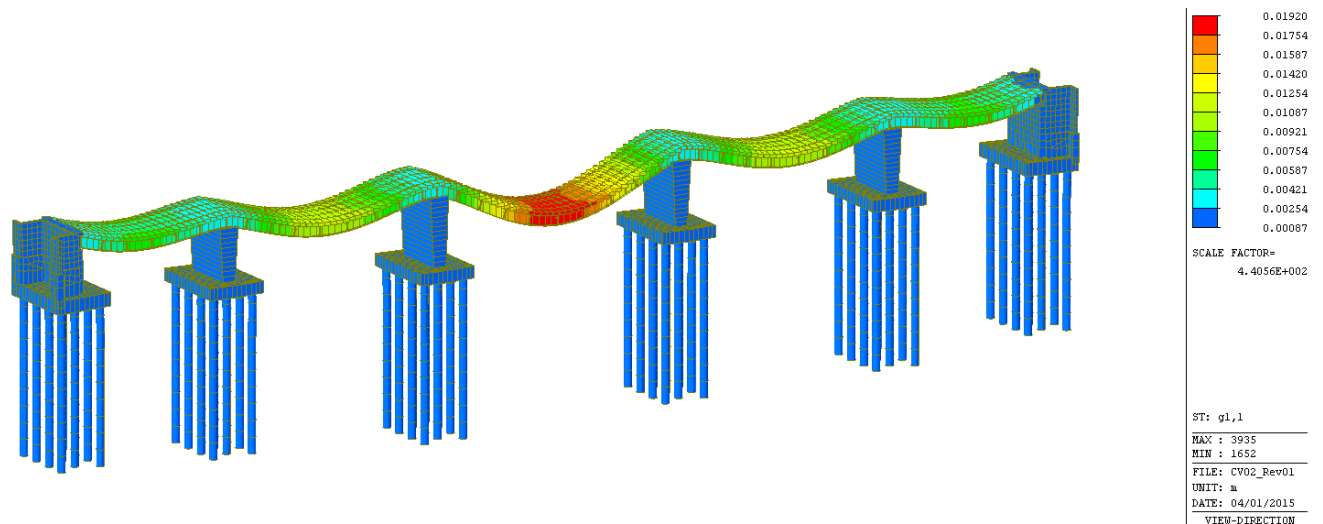


Figura 55: Peso proprio – Abbassamenti

Il massimo valore di abbassamento è pari ad : $d_{zmax}=0.019 \text{ m} < 1/300 L = 0.133\text{m}$

14 SOLETTA - SOLLECITAZIONI E VERIFICHE

L'impalcato in esame è costituito da 4 travi in acciaio poste ad interasse di 2.40 m, con sbalzi di 1.45 m, per una larghezza complessiva di impalcato pari a 10.10 m. La soletta in c.a. gettata in opera ha spessore 30 cm (soletta relativa alla parte pavimentata dell'impalcato larga 6.50 m); i cordoli laterali d'impalcato (larghezza 1.80 m) presentano uno spessore complessivo di 51 cm.

Si procede al calcolo di una tratta di soletta assumendo le dimensioni visibili nella sezione di seguito. La ricerca delle sollecitazioni prodotte nella soletta è effettuato mediante apposito modello spaziale a piastre, eseguito utilizzando il software di modellazione agli elementi finiti MidasGen - ver. 11.12., come descritto di seguito.

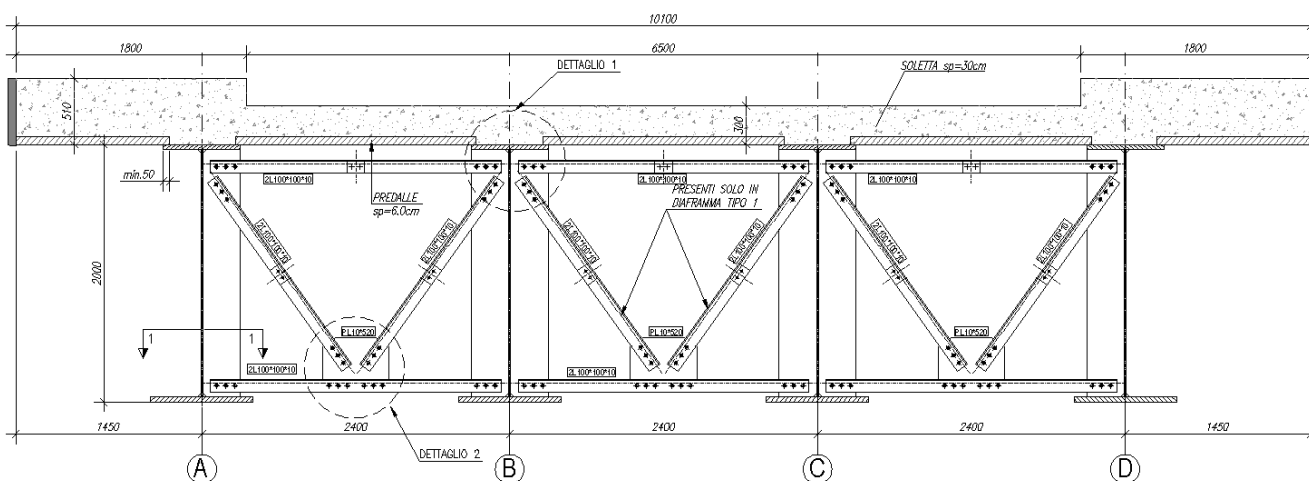



Figura 56: Sezione impalcato

14.1 MODELLO DI CALCOLO A PIASTRA

Per il computo delle sollecitazioni flessionali dovute ad effetti locali sulla soletta d'impalcato, si è ricorsi all'impiego di un modello agli elementi finiti, che schematizza un tratto del cavalcaferrovia in cui le sollecitazioni dovute ad effetti locali assumono la massima entità; il dimensionamento della soletta così ottenuto, pertanto, può essere cautelativamente ritenuto valido anche per tutte le altre diverse configurazioni d'impalcato.

Nel modello, la soletta d'impalcato è schematizzata mediante una mesh di elementi piastra, vincolati tramite appoggi in corrispondenza degli assi delle travi longitudinali d'impalcato. Il

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL IV 03A0001A	. Pag 97 di 126

modello rappresenta la sezione trasversale di 10.10 m e 20 m di quella longitudinale (dimensione sufficiente per rendere trascurabili gli effetti di bordo). La soletta è di spessore pari a 30 cm in corrispondenza della zona centrale pavimentata d'impalcato; pari a 51 cm in corrispondenza dei cordoli laterali.

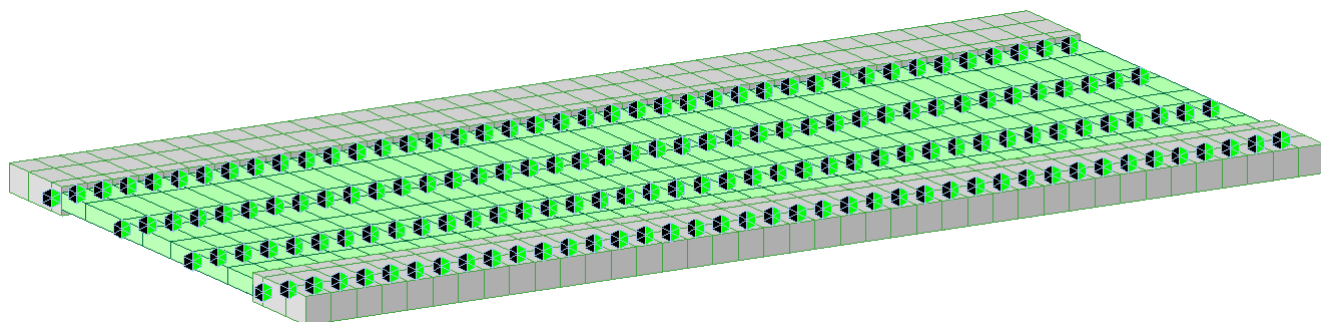


Figura 57: Vista assometrica del modello di calcolo

14.2 ANALISI DEI CARICHI DELLA SOLETTA

Per quanto concerne i sovraccarichi accidentali indotti dal traffico, relativamente agli effetti locali, si utilizzano gli schemi di carico convenzionali 1 e 2 come indicato nella normativa vigente (nuove norme tecniche per le costruzioni 'NTC08') per ponti di prima categoria.

In particolare, lo Schema di Carico 1 è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come già mostrato nel paragrafo della presente relazione relativo all'analisi dei carichi mobili accidentali. Questo schema si assume a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Figura 58: Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

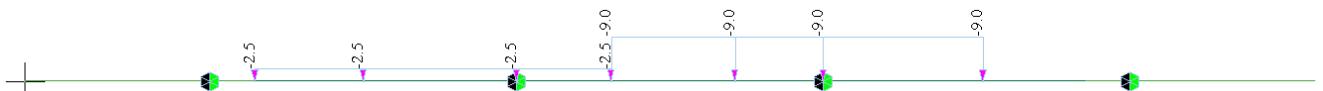


Figura 59: Disposizione dei carichi distribuiti (Schema di carico 1) per massimizzazione del momento sull'appoggio

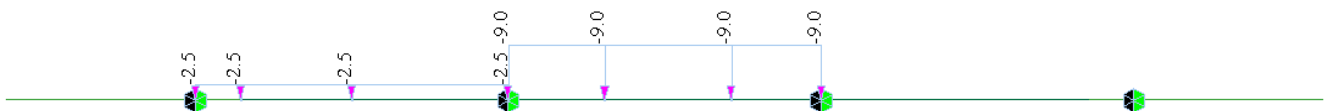


Figura 60: Disposizione dei carichi distribuiti (Schema di carico 1) per massimizzazione del momento sulla campata



Figura 61: Disposizione dei carichi concentrati (Schema di carico 1) per massimizzazione del momento sull'appoggio

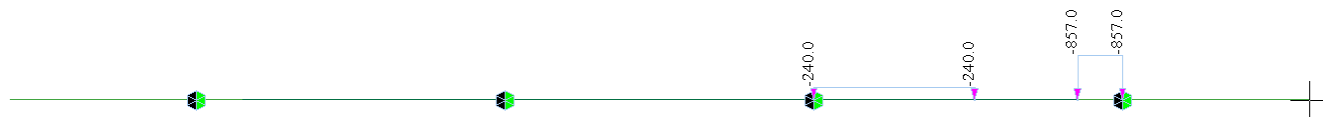


Figura 62: Disposizione dei carichi concentrati (Schema di carico 1) per massimizzazione del momento sulla campata 1

I valori delle sollecitazioni agenti considerano l'effettiva dimensione della mesh del modello implementato.

Relativamente allo Schema di carico 2, questo è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.



Figura 63: Disposizione dei carichi concentrati (Schema di carico 2 – 2 forze) per massimizzazione del momento sull'appoggio 2

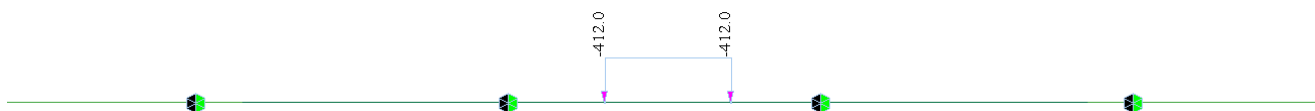


Figura 64: Disposizione dei carichi concentrati (Schema di carico 2) per massimizzazione del momento sulla campata 1

14.3 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI ED ARMATURE DELLA SOLETTA

Definiti gli schemi di carico, sopra citati, si procede alla definizione delle combinazioni allo SLU e allo SLE-Rara, SLE-Frequente e SLE-Quasi Permanente, applicando i coefficienti conformi alla normativa vigente. Di seguito i diagrammi dei momenti massimi in campata e all'appoggio, relativi alle varie combinazioni di carico citate.

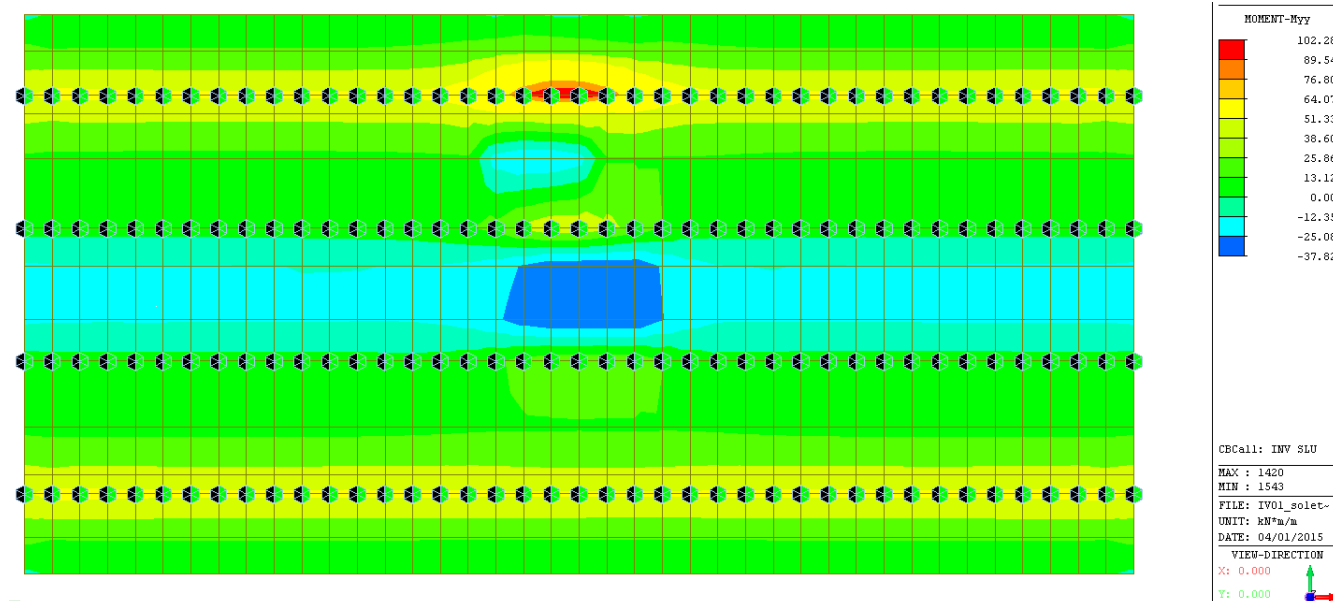


Figura 65: Sollecitazione flessionale allo SLU (involuppo)

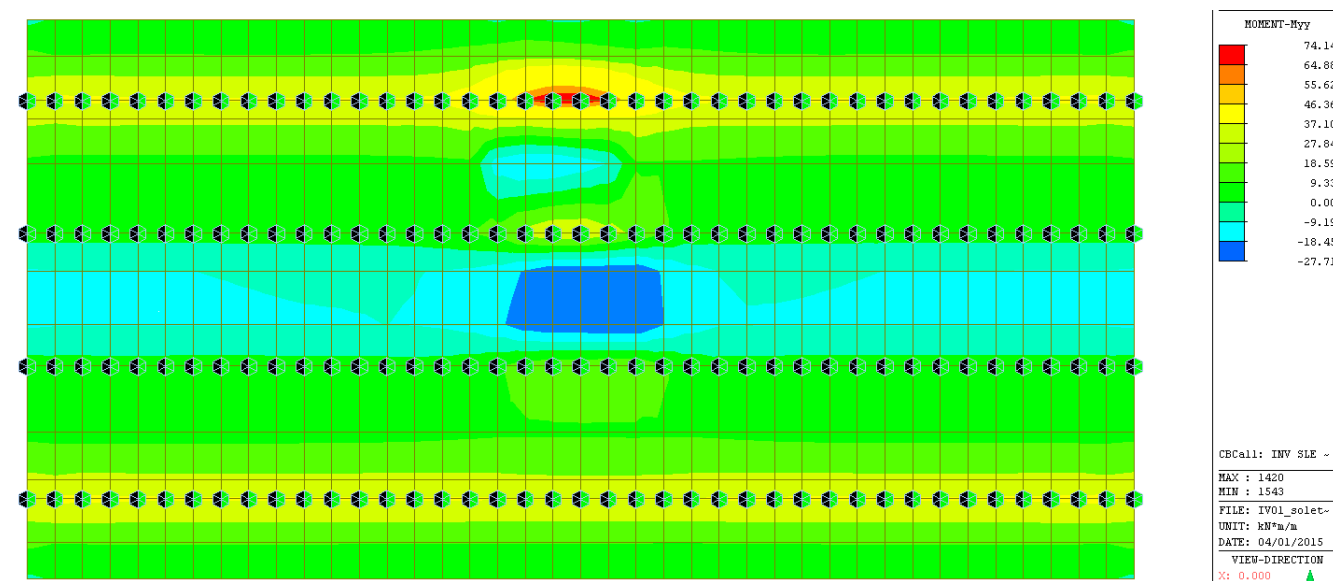


Figura 66: Sollecitazione flessionale allo SLE RARA (involuppo)

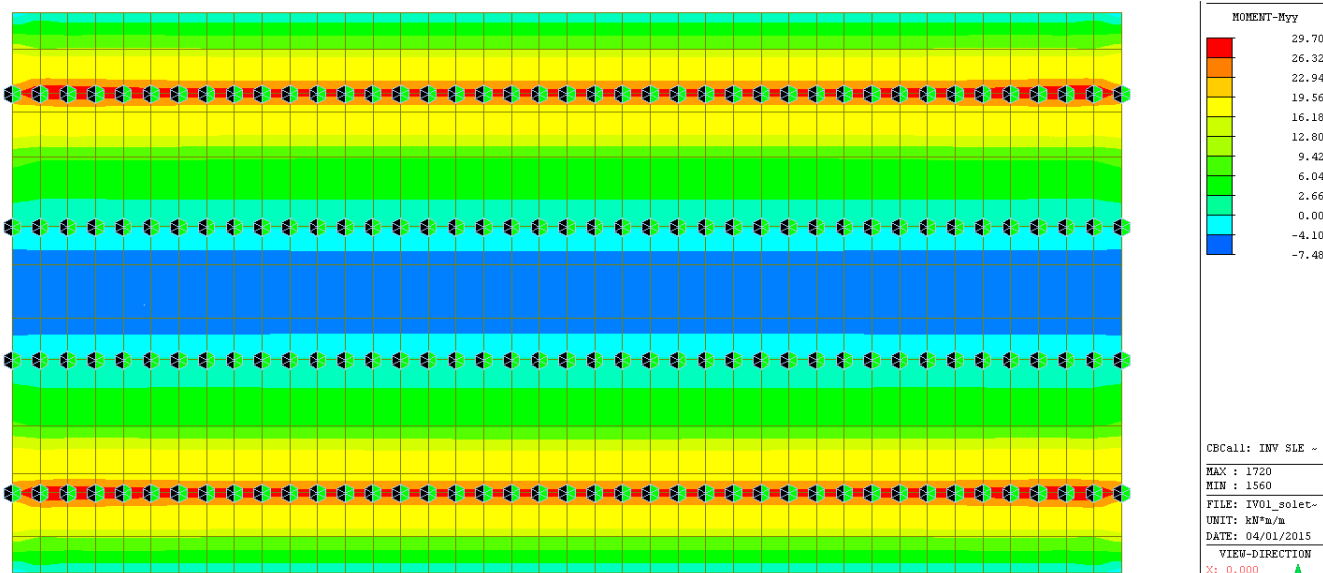


Figura 67: Sollecitazione flessionale allo SLE QUASI PERMANENTE (INVUPPO)

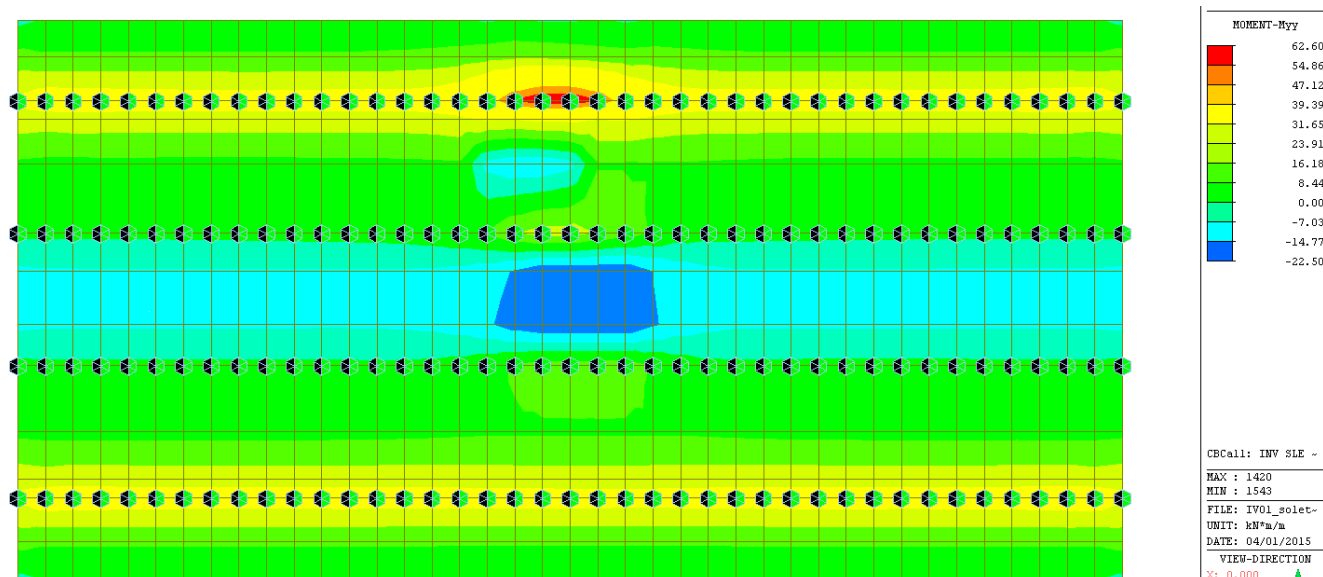
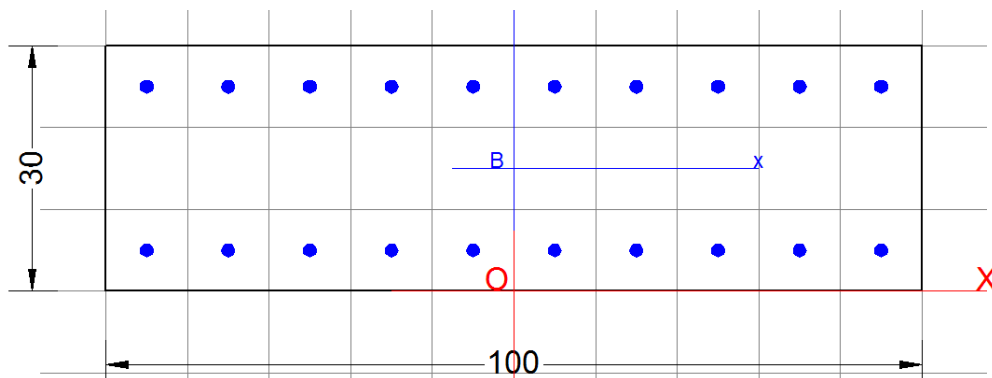


Figura 68: Sollecitazione flessionale allo SLE frequente (INVUPPO)

14.4 VERIFICA DELLA SOLETTA

Si riportano di seguito le verifiche strutturali eseguite sulla sezione di appoggio/campata della soletta di impalcato, di cui se ne riporta la geometria:



Si impiega:

Armatura superiore 1Φ16/10

Armatura inferiore 1Φ16/10

Verifiche strutturali:

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	30.0	cm
Barre inferiori:	10Ø16	(20.1 cm ²)
Barre superiori:	10Ø16	(20.1 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	5.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	5.0	cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	102.28	0.00	0.00
2	0.00	-37.82	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
---------	---	----

1	0.00	74.14
2	0.00	-27.71

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	62.60 (55.16)
2	0.00	-22.50 (-55.16)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	29.70 (55.16)
2	0.00	-7.48 (-55.16)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	8.4 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult Sforzo normale ultimo [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yneutro Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
Mx sn. Momento flettente allo snervamento [kNm]
x/d Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	102.28	0.08	177.65	1.737	24.8	169.65	0.21	0.70	20.1 (4.2)
2	S	0.00	-37.82	0.08	-177.65	4.697	5.2	-169.65	0.21	0.70	20.1 (4.2)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	-0.00509	30.0	0.00016	25.0	-0.01320	5.0
2	0.00350	-0.00509	0.0	0.00016	5.0	-0.01320	25.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci utilizzata nel calcolo di fessurazione (se Dbarre >140 viene posto Dbarre=140 nel calcolo di fess. [B.6.6.3 Circ. 252/96])

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	6.08	30.0	0.00	21.3	-170.6	25.0	10.6	1064	20.1	10.0
2	S	2.28	0.0	0.00	8.7	-63.7	5.0	10.6	1064	20.1	10.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sclmax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [Mpa]
Sclmin	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [Mpa]
Sc Eff	Tensione al limite dello spessore teso efficace nello STATO I [Mpa]
K3	Coeff. di normativa = 0,25 (Sclmin + ScEff)/(2 Sclmin)
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Psi	= 1-Beta12*(Ssr/Ss) ² = 1-Beta12*(fctm/Sclmin) ² = 1-Beta12*(Mfess/M) ² [B.6.6 DM96]
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure . Tra parentesi il valore minimo = 0.4 Ss/Es
srm	Distanza media in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]


N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	3.90	-3.90	-11.3	0.161	1.00	0.446	0.000381 (0.000341)	159	0.103	55.16
2	S	1.46	-1.46	-4.2	0.161	1.00	0.400	0.000127 (0.000127)	159	0.034	-55.16

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	5.13	30.0	0.00	21.3	-144.0	25.0	10.6	1064	20.1	10.0
2	S	1.85	0.0	0.00	8.7	-51.8	5.0	10.6	1064	20.1	10.0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	3.29	-3.29	-9.6	0.161	0.50	0.612	0.000441 (0.000288)	159	0.119 (0.20)	55.16
2	S	1.18	-1.18	-3.4	0.161	0.50	0.400	0.000104 (0.000104)	159	0.028 (0.20)	-55.16

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 105 di 126
	INOD 00 DI2 CL IV 03A0001A	

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	2.44	30.0	0.00	21.3	-68.3	25.0	10.6	1064	20.1	10.0
2	S	0.62	0.0	0.00	8.7	-17.2	5.0	10.6	1064	20.1	10.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	1.56	-1.56	-4.5	0.161	0.50	0.400	0.000137 (0.000137)	159	0.037 (0.20)	55.16
2	S	0.39	-0.39	-1.1	0.161	0.50	0.400	0.000034 (0.000034)	159	0.009 (0.20)	-55.16

14.5 VERIFICA DELLA SOLETTA IN SENSO LONGITUDINALE

Si riporta a eseguire la verifica della soletta in senso longitudinale per effetto di una sollecitazione di trazione pura. I valori delle sollecitazioni agenti sono ottenuti dall'integrazione delle tensioni al lembo superiore della soletta (considerata non reagente).

Si dispongono armature 1+1 Φ 24/10 superiormente agli appoggi intermedi.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	30.0	cm
Barre inferiori:	10 Φ 24	(45.2 cm ²)
Barre superiori:	10 Φ 24	(45.2 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	5.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	4.0	cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.01	1.00	0.00	0.00

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx
1	-873.00	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 2.8 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.6 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult Sforzo normale ultimo [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yneuro Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
Mx sn. Momento flettente allo snervamento [kNm]
x/d Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.01	1.00	0.01	384.44	384.446	24.2	373.82	0.23	0.73	45.2 (4.2)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	-0.00428	30.0	0.00108	26.0	-0.01163	5.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])
Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre Distanza media in cm tra le barre tese efficaci utilizzata nel calcolo di fessurazione (se Dbarre >14Ø viene posto Dbarre=14Ø nel calcolo di fess. [B.6.6.3 Circ. 252/96])

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.00	30.0	0.00	0.0	-101.1	26.0	30.0	3000	90.5	10.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO

Titolo:
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO


PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.

IN0D 00 DI2 CL IV 03A0001A

. Pag
107 di 126

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 Sclmax Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [Mpa]
 Sclmin Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [Mpa]
 K3 = 0,125 per flessione; = 0,25 (Sclmin + Sclmax)/(2 Sclmin) per trazione eccentrica
 Beta12 Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
 Psi = $1 - \text{Beta}12 \cdot (\text{Ssr}/\text{Ss})^2 = 1 - \text{Beta}12 \cdot (\text{fctm}/\text{Sclmin})^2 = 1 - \text{Beta}12 \cdot (\text{Mfess}/\text{M})^2$ [B.6.6 DM96]
 e sm Deformazione unitaria media tra le fessure . Tra parentesi il valore minimo = 0.4 Ss/Es
 srm Distanza media in mm tra le fessure
 wk Apertura delle fessure in mm = $1,7 \cdot \text{Eps} \cdot \text{Srm}$. Tra parentesi è indicato il valore limite.
 M fess. Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-1.95	-2.06	---	0.243	0.50	0.400	0.000202 (0.000202)	163	0.056 (0.20)	-----

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 108 di 126
	INOD 00 DI2 CL IV 03A0001A	

15 COLLEGAMENTO TRAVE-SOLETTA

Perché la soletta e le travi effettivamente collaborino, lavorando insieme per sostenere i carichi, va garantito che non ci sia scorrimento all'interfaccia; questo viene fatto attraverso la disposizione di pioli saldati alla piattabanda superiore della trave affondati nel getto di calcestruzzo della soletta.

15.1 PIOLATURA

Il sistema di connessione tra il profilo d'acciaio e la soletta è realizzato tramite una connessione di tipo duttile: Pioli Nelson di diametro $\Phi 24$ mm e altezza 220 mm ($h > 4\Phi$).

Questi collegamenti a taglio devono essere in grado di annullare lo scorrimento tra le due parti e di trasmettere adeguatamente le forze che i due materiali si scambiano all'interfaccia del collegamento, in modo da renderli effettivamente collaboranti.

La verifica dei connettori viene condotta sotto la condizione che lo sforzo di scorrimento sia non maggiore della resistenza di calcolo dei connettori.

La resistenza del connettore P_c è stata valutata tramite le formule presenti nell'EC4:

$$P_c = (\min P_{r,cls}, P_{r,c})$$

dove

resistenza a rifollamento del cls

$$P_{r,cls} = \frac{0,29}{\gamma_v} \alpha \cdot \varphi^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}$$

resistenza a taglio del connettore

$$P_{r,c} = 0,8 \frac{f_u}{\gamma_v} \frac{\pi \varphi^2}{4}$$

$a=1$	per pioli duttili: $h/d > 4$
$\Phi=24\text{mm}$	diametro del piolo
$f_u=450\text{N/mm}^2$	resistenza ultima del piolo ($\leq 500\text{N/mm}^2$, in realtà $f_{tk}=550\text{N/mm}^2$)
$f_{ck}=37,35\text{ Nmm}^2$	resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo
$E_{cm}=35000\text{N/mm}^2$	valore medio del modulo di resistenza secante del cls
$\gamma_v=1,25$	coeff. parziale di sicurezza

Per la valutazione dello sforzo di scorrimento di progetto Q_d dovuto alle azioni taglianti si utilizza la relazione seguente:

$$Q_d = \frac{V_d \cdot S^*}{J} \frac{i}{n_{\text{pioli}}}$$

dove:

V_d : azione tagliante di calcolo nell'ascissa di interesse

S^* : momento statico della sezione omogenizzata al di sopra del punto in cui si calcola il taglio

J : momento d'inerzia della sezione omogenizzata

i : passo longitudinale dei pioli

n_{pioli} : numero dei pioli in direzione trasversale

Si riporta di seguito la figura che rappresenta gli stralci delle tipologie di piolatura e la tabella riassuntiva del progetto.

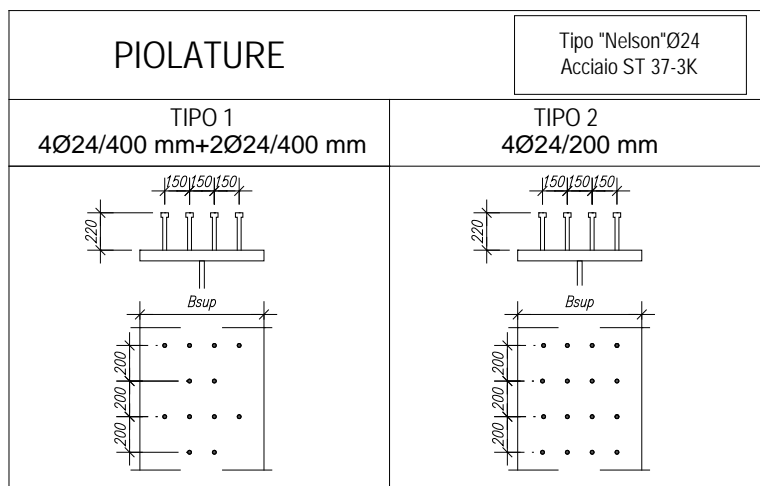


Figura 69: Dettaglio piolatura

Di seguito si riportano le tabelle con i calcoli effettuati per progettare i pioli in modo che gli sforzi siano equidistribuiti tra i pioli ossia che il taglio Q_d agente su ogni piolo sia minore di P_c . Si sono distinte le zone di appoggio e quelle lontano da essi per prendere le sollecitazioni taglienti e dimensionare due campi di piolature, come sollecitazione di progetto si è presa la massima di quelle riscontrate nel modello nelle sezioni significative. L'azione tagliente che è stata considerata per il calcolo dei pioli è quella dovuta ai carichi mobili, permanenti portati, ritiro e viscosità. Non si considerano dunque i carichi agenti in fase1 (peso proprio degli elementi strutturali) poiché in questa fase il calcestruzzo della soletta solidarizza con i pioli e quindi non li sollecita a taglio. Per tener conto del ritiro e della viscosità nel calcolo si è utilizzato il modulo elastico E_{CLS} a tempo infinito:

TAGLIO [KN]	
Permanenti	272
Traffico	511
Ritiro e Viscosità	20
Totale comb.	1084,05

SEZIONE DI APPOGGIO	
TAGLIO MAX [KN]	1084,05
S [m ³]	0,1010
J [m ⁴]	0,0917
q [kN/m]	1193,95
i [m]	0,20
n	4,00
Q [KN]	59,7

Il momento statico S^* e il momento di inerzia J della sezione omogeneizzata sono stati calcolati nella condizione più sfavorevole per il progetto ossia nella fase 2.

RESISTENZA DI UN PIOLO		RESISTENZA DEL CLS	
f_t	450	α	1
γ_v	1.25	F_{ck}	37.35
ϕ	24	E_c	35000.00
$P_{rd,1}$ [KN]	130.22	$P_{rd,2}$ [KN]	152.79

RESISTENZA MINIMA	
$P_{rd\ min}$	130.22

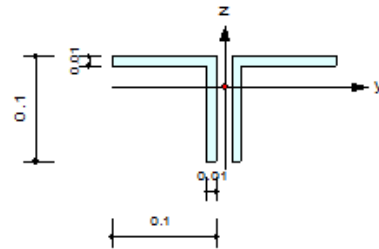
La verifica risulta soddisfatta

16 TRASVERSI E NODI

Si riporta a seguire la verifica del profilato 2L 100x10 del diaframma.

Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 883
 Material : S355+10% (No:2)
 (Fy = 235000, Es = 210000000)
 Section Name : L-100x10 (No:9)
 (Built-up Section).
 Member Length : 5.10000



Member Forces

Axial Force Fxx = -193.82 (LCB: 13, POS:I)
 Bending Moments My = -1.2005, Mz = -0.1917
 End Moments Myi = -1.2005, Myj = -0.6403 (for Lb)
 Myi = -1.2005, Myj = -0.6403 (for Ly)
 Mzi = -0.1917, Mzj = -0.2027 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 0.12346 (LCB: 5, POS:I)
 Fzz = -1.2919 (LCB: 44-, POS:I)

Depth	0.10000	Web Thick	0.01000
Flg Width	0.10000	Flg Thick	0.01000
BTE Spacing	0.01500		
Area	0.00380	Az	0.00107
Qyb	0.00254	Qzb	0.00500
Iyy	0.00000	Izz	0.00001
Ybar	0.10750	Zbar	0.07132
Wely	0.00005	Welz	0.00008
ry	0.03078	rz	0.04750

Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 5.10000, Lz = 5.10000, Lb = 0.00000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

Checking Results

Axial Resistance

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 193.816/233.007 = 0.832 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 1.2005/21.3733 = 0.056 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.1917/32.3125 = 0.006 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$RNRd = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$$

$$R_{max1} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^{\text{Alpha}} + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^{\text{Beta}}$$

$$R_{oom} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$$

$$R_{c_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$$

$$R_{b_LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$$

$$R_{c_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$$

$$R_{b_LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$$

$$R_{max} = \text{MAX}[RNRd, R_{max1}, (R_{oom} + R_{bend}), \text{MAX}(R_{c_LT1} + R_{b_LT1}, R_{c_LT2} + R_{b_LT2})] = 0.940 < 1.000 \dots \text{O.K}$$

16.1 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEI BULLONI

Sono stati scelti bulloni M20 di classe 10.9 con le seguenti caratteristiche:

$$A_{res} = 245 \text{ mm}$$

$$f_{yb} = 649 \text{ MPa}$$

$$f_{tb} = 800 \text{ MPa.}$$

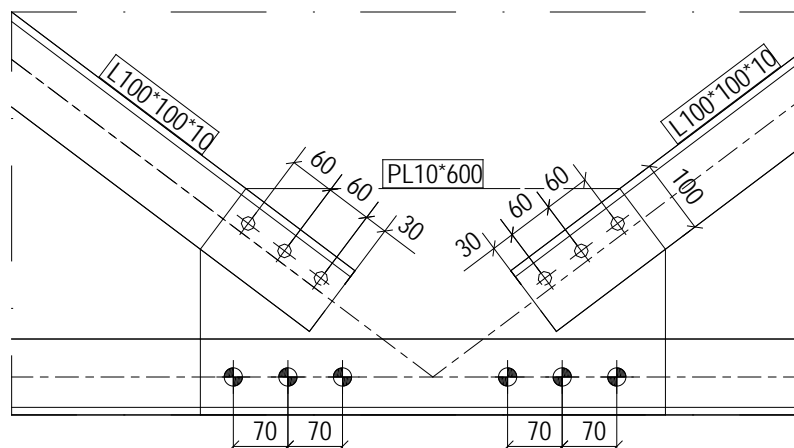


Figura 70: Dettaglio Bulloni e Piatti

Il progetto dei bulloni viene effettuato in base alle prescrizioni della tabella 4.2.XIII-NTC in cui vengono indicati i valori minimi e massimi per gli interassi dei fori (p_i) e per le distanze tra l'ultimo foro e il bordo della lastra (e_i):

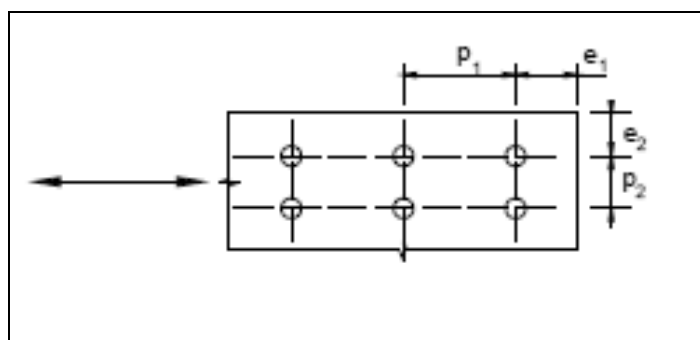


Tabella 4.2.XIII Posizione dei fori per unioni bullonate e chiodate.

Distanze e interassi (Fig. 4.2.3)	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (EN10025-5)
e_1	$1,2 d_0$	$4t+40\text{mm}$	-	$\max(8t;125\text{mm})$
e_2	$1,2 d_0$	$4t+40\text{mm}$	-	$\max(8t;125\text{mm})$
p_1	$2,2 d_0$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;175\text{mm})$
$p_{1,0}$	-	$\min(14t;200\text{mm})$	-	-
$p_{1,1}$	-	$\min(28t;400\text{mm})$	-	-
p_2	$2,4 d_0$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;175\text{mm})$

L'instabilità locale del piatto posto tra i bulloni/chiodi non deve essere considerata se $(p_1/t) < [9(235/f_y)^{0.5}]$: in caso contrario si assumerà una lunghezza di libera inflessione pari a $0.6 \cdot p_1$.
t è lo spessore minimo degli elementi esterni collegati.

La sollecitazione di taglio nei bulloni, che è sforzo normale per l'asta, si distribuisce uniformemente come:

$$F_{Vb} = \frac{V}{n_{\text{bulloni}} \cdot n_{\text{superfici}}}$$

Tranciamento della vite

Per bulloni di classe 10.9

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{m2}} = 0,5 \cdot 1000 \cdot 245 / 1,25 = 98 \text{KN} > F_{V,Ed} = 32 \text{KN}$$

Verifica a rifollamento del piatto centrale

Come già detto precedentemente il piatto centrale ha dimensioni:

$$t = 10 \text{ mm}$$

$$e_1 = 30 \text{ mm}$$

$$e_2 = 40 \text{ mm}$$

$$d_0 = 21 \text{ mm}$$

Si è verificato il piatto cui sono imbullonati i profilati a doppia L, con la seguente formula:

$$F_{b,Rd} = K \cdot \alpha \cdot \frac{f_{tk}}{\gamma_{m2}} d \cdot t = 0,47 \cdot 2,5 \cdot 510 \cdot 21 \cdot 10 / 1,25 = 100 \text{ KN} > 2 \cdot F_{V,Ed} = 64 \text{ KN}$$

dove:

d è il diametro nominale del gambo del bullone,

t è lo spessore della piastra collegata,

f_{tk} è la resistenza a rottura del materiale della piastra collegata,

$$k = \min \left\{ \frac{e_1}{3d} = \frac{30}{3 \cdot 21} = 0,47; \frac{f_{tb}}{f_{tk}} = \frac{600}{510} = 1,17; 1 \right\}$$

$$\alpha = \min \left\{ 2,8; \frac{e_2}{d} - 1,7 = 3,6; 2,5 \right\}$$

17 REAZIONI SUGLI APPOGGI

Si riportano a seguire le sollecitazioni massime e minime agenti negli appoggi per i diversi involucri di combinazione:

	APPOGGIO UNIDIREZIONALE LONGITUDINALE
	APPOGGIO UNIDIREZIONALE TRASVERSALE + SHOCK TRASMITTER*
	APPOGGIO FISSO
	APPOGGIO MULTIDIREZIONALE + SHOCK TRASMITTER*

*Nelle tabelle riportate in seguito le sollecitazioni Fx agiscono sullo shock transmitter

SLE

No.	Load	FZ	FY	FX	Load	FZ	FY	FZ
1	SLE (max)	-352.31	19.56	-167.80	SLE (min)	-939.7	-39.53	-255.31
2	SLE (max)	-356.01	38.34	-177.81	SLE (min)	-915.6	-24.73	-258.01
3	SLE (max)	-1291.28	14.72	43.22	SLE (min)	-2127.2	-55.98	-66.55
4	SLE (max)	-1292.69	64.80	38.13	SLE (min)	-2095.4	-9.35	-58.59
5	SLE (max)	-1292.29	17.08	56.82	SLE (min)	-2132.7	-59.41	-53.30
6	SLE (max)	-1296.07	56.96	48.87	SLE (min)	-2102.2	-21.01	-49.08
7	SLE (max)	-355.60	25.06	290.51	SLE (min)	-942.6	-35.13	200.52
8	SLE (max)	-354.20	44.62	259.68	SLE (min)	-913.8	-19.76	176.95
9	SLE (max)	-452.28	0.00	351.17	SLE (min)	-912.5	0.00	239.08
10	SLE (max)	-451.87	0.00	259.01	SLE (min)	-807.1	0.00	161.85
11	SLE (max)	-1481.89	0.00	73.75	SLE (min)	-2286.1	0.00	-70.53
12	SLE (max)	-1500.17	0.00	66.42	SLE (min)	-2156.1	0.00	-62.03
13	SLE (max)	-1492.00	0.00	59.90	SLE (min)	-2300.5	0.00	-87.38
14	SLE (max)	-1493.54	0.00	53.17	SLE (min)	-2153.3	0.00	-77.52
15	SLE (max)	-1640.32	21.38	80.08	SLE (min)	-2522.8	-49.88	-42.35
16	SLE (max)	-1646.73	53.00	70.18	SLE (min)	-2492.9	-21.43	-35.55
17	SLE (max)	-444.23	0.00	-168.55	SLE (min)	-905.7	0.00	-278.62
18	SLE (max)	-457.19	0.00	-193.39	SLE (min)	-812.5	0.00	-288.99
19	SLE (max)	-1808.67	0.00	110.19	SLE (min)	-2684.0	0.00	-73.06
20	SLE (max)	-1816.90	0.00	99.52	SLE (min)	-2531.1	0.00	-63.56
21	SLE (max)	-1638.90	17.70	35.03	SLE (min)	-2525.6	-51.15	-87.15
22	SLE (max)	-1639.68	48.14	29.00	SLE (min)	-2486.8	-22.61	-76.23
23	SLE (max)	-1809.51	0.00	66.40	SLE (min)	-2682.0	0.00	-117.91
24	SLE (max)	-1821.48	0.00	51.91	SLE (min)	-2534.4	0.00	-112.62
		FZ (kN)	FY (kN)	FX (kN)		FZ (kN)	FY (kN)	FX (kN)
	SLE (max)	1821.5	64.8	351.2	SLE (min)	2684.0	59.4	289.0

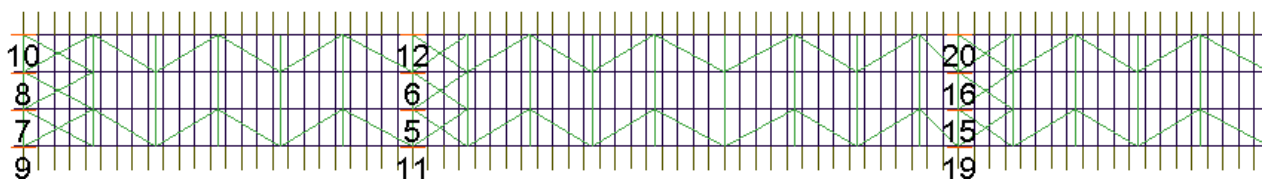
SLU

No.	Load	FZ	FY	FX	Load	FZ	FY	FZ
1	SLU (max)	-482.60	57.95	-229.09	SLU (min)	-1281.6	-30.30	-400.73
2	SLU (max)	-479.66	78.28	-237.58	SLU (min)	-1241.1	-16.14	-397.74
3	SLU (max)	-1758.12	87.77	56.82	SLU (min)	-2897.4	-21.20	-136.97
4	SLU (max)	-1734.59	158.53	53.60	SLU (min)	-2822.7	36.21	-121.15
5	SLU (max)	-1763.75	91.80	78.77	SLU (min)	-2909.4	-24.85	-116.26
6	SLU (max)	-1742.38	145.94	64.23	SLU (min)	-2835.3	21.45	-113.02
7	SLU (max)	-483.26	67.51	395.57	SLU (min)	-1281.9	-22.20	218.16
8	SLU (max)	-471.52	91.37	348.60	SLU (min)	-1233.2	-4.84	182.59
9	SLU (max)	-624.74	0.00	483.43	SLU (min)	-1256.5	0.00	272.30
10	SLU (max)	-569.11	0.00	341.54	SLU (min)	-1064.8	0.00	151.21
11	SLU (max)	-2048.49	0.00	105.76	SLU (min)	-3155.1	0.00	-135.47
12	SLU (max)	-1942.04	0.00	84.73	SLU (min)	-2853.6	0.00	-133.70
13	SLU (max)	-2058.18	0.00	76.09	SLU (min)	-3170.2	0.00	-168.40
14	SLU (max)	-1929.73	0.00	77.91	SLU (min)	-2846.0	0.00	-142.71
15	SLU (max)	-2237.20	118.15	109.33	SLU (min)	-3437.1	5.08	-94.97
16	SLU (max)	-2208.97	177.56	93.77	SLU (min)	-3354.2	38.60	-86.73
17	SLU (max)	-618.46	0.00	-234.73	SLU (min)	-1251.6	0.00	-440.63
18	SLU (max)	-583.61	0.00	-250.42	SLU (min)	-1079.3	0.00	-436.13
19	SLU (max)	-2504.53	0.00	152.02	SLU (min)	-3707.3	0.00	-133.95
20	SLU (max)	-2351.46	0.00	131.83	SLU (min)	-3342.3	0.00	-125.94
21	SLU (max)	-2235.25	113.31	46.65	SLU (min)	-3440.5	3.62	-157.09
22	SLU (max)	-2200.11	175.90	39.97	SLU (min)	-3346.3	37.11	-139.59
23	SLU (max)	-2505.83	0.00	87.47	SLU (min)	-3705.1	0.00	-199.67
24	SLU (max)	-2357.29	0.00	73.12	SLU (min)	-3346.7	0.00	-186.47
		FZ (kN)	FY (kN)	FX (kN)		FZ (kN)	FY (kN)	FX (kN)
	SLU (max)	2505.8	177.6	483.4	SLU (min)	3707.3	38.6	440.6

SLU SISMA

No.	Load	FZ	FY	FX	Load	FZ	FY	FX
1	SISMA(max)	-263.42	399.34	106.69	SISMA(min)	-599.9	-452.88	-968.72
2	SISMA(max)	-264.87	446.18	97.49	SISMA(min)	-600.7	-401.43	-976.65
3	SISMA(max)	-1012.11	1194.92	1062.04	SISMA(min)	-1689.7	-1270.68	-1047.65
4	SISMA(max)	-1003.94	1288.55	1062.88	SISMA(min)	-1695.6	-1200.87	-1047.72
5	SISMA(max)	-1043.10	1666.34	1067.44	SISMA(min)	-1665.2	-1741.88	-1089.05
6	SISMA(max)	-1048.23	1742.24	1067.09	SISMA(min)	-1661.1	-1674.00	-1090.36
7	SISMA(max)	-226.14	728.81	1142.53	SISMA(min)	-641.9	-771.81	-236.09
8	SISMA(max)	-225.18	771.33	1112.45	SISMA(min)	-635.5	-715.99	-255.88
9	SISMA(max)	-164.64	0.00	1328.03	SISMA(min)	-884.4	0.00	-355.52
10	SISMA(max)	-157.15	0.00	1260.49	SISMA(min)	-874.3	0.00	-440.05
11	SISMA(max)	-971.81	0.00	1098.07	SISMA(min)	-2165.6	0.00	-1125.39
12	SISMA(max)	-978.79	0.00	1099.35	SISMA(min)	-2176.0	0.00	-1122.20
13	SISMA(max)	-1079.13	0.00	1099.59	SISMA(min)	-2080.6	0.00	-1083.42
14	SISMA(max)	-1058.84	0.00	1097.75	SISMA(min)	-2085.0	0.00	-1082.40
15	SISMA(max)	-1468.91	2240.64	816.40	SISMA(min)	-1936.4	-2300.99	-793.19
16	SISMA(max)	-1486.09	2312.55	815.99	SISMA(min)	-1928.0	-2251.20	-794.36
17	SISMA(max)	-273.81	0.00	251.52	SISMA(min)	-761.2	0.00	-1104.24
18	SISMA(max)	-273.07	0.00	231.37	SISMA(min)	-769.2	0.00	-1137.23
19	SISMA(max)	-1339.94	0.00	829.08	SISMA(min)	-2416.6	0.00	-810.41
20	SISMA(max)	-1331.12	0.00	829.81	SISMA(min)	-2426.4	0.00	-809.07
21	SISMA(max)	-1487.82	2260.33	786.41	SISMA(min)	-1915.7	-2327.81	-813.02
22	SISMA(max)	-1473.83	2310.05	787.34	SISMA(min)	-1925.7	-2251.75	-811.14
23	SISMA(max)	-1367.47	0.00	803.39	SISMA(min)	-2391.1	0.00	-825.65
24	SISMA(max)	-1377.20	0.00	798.45	SISMA(min)	-2390.1	0.00	-832.24
		FZ (kN)	FY (kN)	FX (kN)		FZ (kN)	FY (kN)	FX (kN)
	SISMA(max)	1487.8	2312.6	1328.0	SISMA(min)	2426.4	2327.8	1137.2

La nomenclatura dei vincoli è riportata in seguito.



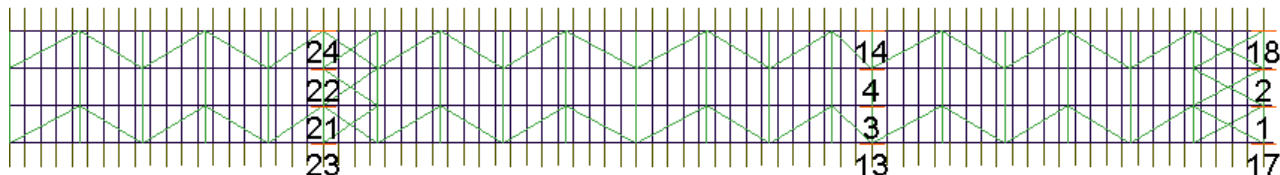


Figura 71: Nomenclatura nodi

18 BAGGIOLI E RITEGNI

Si riporta a seguire il dimensionamento e la verifica dell'armatura trasversale a fenditura dei baggioli di dimensione 80x80 ed alti 30 cm.

18.1 ARMATURA A TRANCIAMENTO

L'armatura longitudinale si dimensiona a tranciamento: rapportando la forza di taglio che agisce sui baggioli alla tensione di snervamento dell'acciaio per il numero totale di bracci che lavorano.

$$A = \frac{T_{agente}}{f_d}$$

A seguire si riportano le azioni dimensionanti:

APPARECCHIO D'APPOGGIO	CARICHI AGENTI		
	N	F long	F trasv
	[KN]	[KN]	[KN]
MULTIDIREZIONALE	3707.3	-	-
UNIDIREZIONALE long	1256	1328	-
UNIDIREZIONALE trasv	3346	-	2327
FISSO	1280	1240	771

A tranciamento sono disposti **8Φ16 per lato**, per un totale di 32Φ16:

Massimo taglio agente	T	2328	kN
Tensione snervamento acciaio	f_d	393	MPa
Area minima	A	59,237	cm ²

Numero di bracci	n	32	
Diametro	Φ	16	
Area resistente	A_R	64,32	cm ²
Fattore di sicurezza	Fs	1,1	

18.2 ARMATURA TRASVERSALE

L'armatura trasversale, le staffe, si dimensionano in base alla forza di fenditura.

Il baggio di dimensione d su cui è poggiato l'apparecchio di appoggio di dimensione a soggetto ad una forza P avrà un andamento delle isostatiche di compressione di questo tipo:

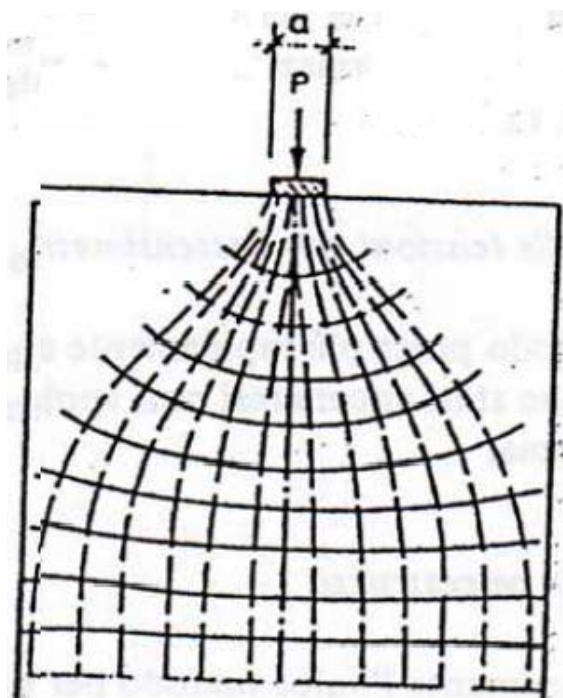


Figura 72: Andamento delle isostatiche di compressione

La curva delle tensioni di trazione trasversale σ_y risulta essere quella riportata nella figura di seguito

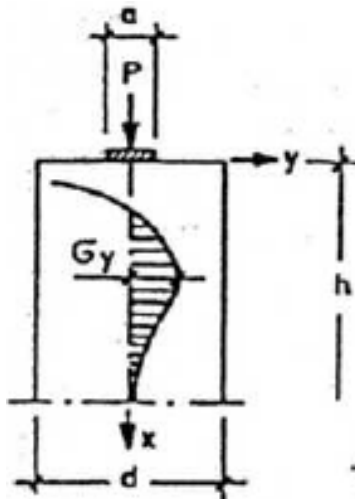


Figura 73: Curva delle tensioni di trazione trasversale σ_y

Con l'area delle tensioni di trazione si ottiene la forza di fenditura $T = \int \sigma_y dx$ con la quale si deve dimensionare l'armatura.

Tale forza è pari a: $T = 0,25 \cdot P \cdot (1 - \frac{a}{d})$

Si ottiene quindi:

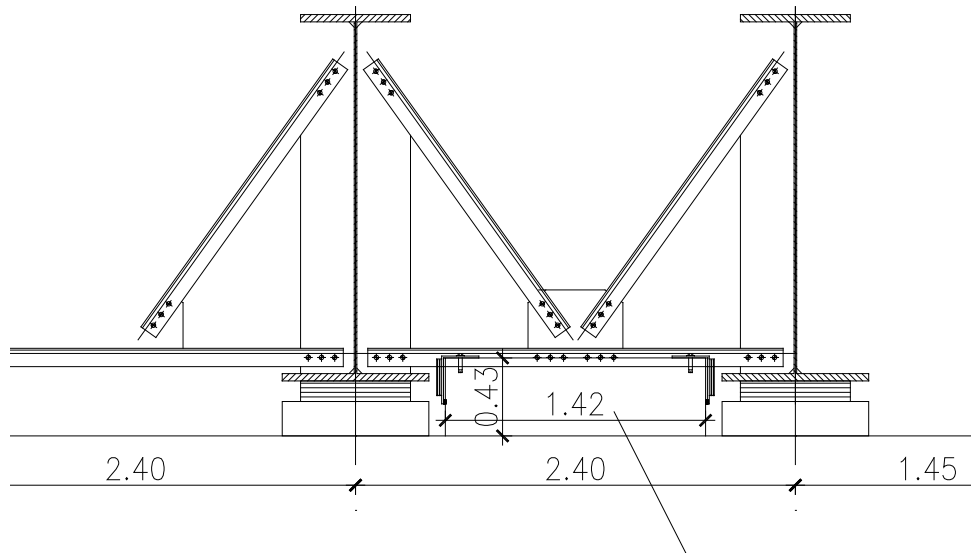
APPARECCHIO D'APPOGGIO	CARICHI AGENTI			GEOMETRIA			T [KN]
	N	F long	F trasv	a appoggio	d baggiolo	h _{bag}	
	[KN]	[KN]	[KN]	[mm]	[mm]	[mm]	
MULTIDIREZIONALE	3707.3	-	-	400	800	300	463.4
UNIDIREZIONALE long	1256	1328	-	400	800	300	157.0
UNIDIREZIONALE trasv	3346	-	2327	400	800	300	418.3
FISSO	1280	1240	771	400	800	300	160.0

Si inseriscono staffe pari a $\Phi 16$ a passo 10 cm.

Massimo taglio agente	T	464,0	kN
Tensione snervamento acciaio	f_d	393	MPa
Area minima	A	11,81	cm ²
Diametro	Φ	16	
Altezza baggiolo	h	30	cm
Passo	s	10	cm
Area resistente	A_R	12,06	cm ²
Fattore di sicurezza	Fs	1,0	

18.3 RITEGNI TRASVERSALI

Attraverso una modellazione tirante puntone si puo ottenere:



a = 43 (cm)

d = 142 (cm)

b = dimensione del ritegno in direzione long.= 40 (cm)


n.	φ
12	16
A_a	24.13 [cm ²]
A_a	17.27 [cm ²]

armatura dispost
armatura necessa

$$x = (1.8 \cdot d \cdot a) / (1.6 \cdot d + a) = 40.68 \text{ (cm)}$$

$$T = (N \cdot a) / (0.8 \cdot d) + H(1 + \delta d / 0.8 d) = 440.41 \text{ (KN)}$$

$$C = (N \cdot a) / x + H(\delta d / x) = 2459.92 \text{ (KN)}$$

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 123 di 126
	IN0D 00 DI2 CL IV 03A0001A	

19 GIUNTI

Si riporta a seguire il dimensionamento dei giunti dell'impalcato in direzione longitudinale come riportato in RFI DTC-ICI-PO SP INF 004 A &2.2.3.1:

$$E_L = k_1 \cdot (E_1 + E_2 + E_3) = k_1 \cdot (2 \cdot D_t + 4 \cdot d_{Ed} \cdot k_2 + 2 \cdot d_{eg})$$

Ove

- E_1 = spostamento dovuto alla variazione termica uniforme;
- E_2 = spostamento dovuto alla riposta della struttura all'azione sismica;
- E_3 = spostamento dovuto all'azione sismica fra le fondazioni di strutture non collegate;
- $k_1 = 0.45$ coefficiente che tiene conto della non contemporaneità dei valori massimi corrispondenti a ciascun evento singolo;
- $k_2 = 0.55$ coefficiente legato alla probabilità di moto in controfase di due pile adiacenti
- d_{Ed} = è lo spostamento relativo totale tra le parti, pari allo spostamento d_E prodotto dall'azione sismica di progetto, calcolato come indicato nel paragrafo 1.9.2.
- d_{eg} = è lo spostamento relativo tra le parti dovuto agli spostamenti relativi del terreno, da valutare secondo il paragrafo 1.9.1;

Quindi si ottiene:

Luce impalcato	L	160.00	m
Variazione Termica	ΔT	25	
Coeff. Dilatazione termica	α	1.20E-05	
Periodo di riferimento della struttura	T_1	0.44	sec
Periodo inizio del tratto a velocità costante	T_c	0.433	sec
Fattore amplificativo	μ_d	1.00	
Accelerazione sismica al suolo SLD	ag	0.092	g
Coeff. categoria del sottosuolo	S	1.5	
Periodo inizio del tratto a spostamento costante	T_D	1.966	sec
Spostamento massimo del suolo	dg	28.81	mm
Spostamento prodotto dall'azione sismica di progetto (RFI...&1.9.2)	d_{Ed}	8.5	mm
Spostamento relativo tra le parti dovuto agli spostamenti relativi del terreno (RFI...&1.9.1)	d_{eg}	28.81	mm
Spostamento dovuto alla variazione termica uniforme	E_1	48	mm
Spostamento dovuto alla riposta della struttura all'azione sismica	E_2	8.5	mm
Spostamento dovuto all'azione sismica fra le fondazioni di strutture non collegate	E_3	28.81	mm
Coefficiente che tiene conto della non contemporaneità dei valori massimi corrispondenti a ciascun evento singolo	k_1	0.45	
Coefficiente legato alla probabilità di moto in controfase di due pile adiacenti	k_2	0.55	
Escursione valutata secondo i criteri validi nelle zone non sismiche	E_0	48	mm
Spostamento in direzione longitudinale	E_L	56	mm
Ampiezza del varco	V_L	48	mm

20 TABULATI DI CALCOLO

Per i tabulati di input e output del calcolo effettuato si rimanda ad elaborato specifico.