

S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLÌ LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389

PROGETTO DEFINITIVO

COD. CA22

PROGETTAZIONE: ANAS – DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

PROGETTISTA E RESPONSABILE INTEGRATORE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. M. RASIMELLI
Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A632

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

Ing. D. BONADIES
Ing. P. LOSPENNATO
Ing. S. PELLEGRINI
Ing. A. POLLI
Ing. M. MARELLI
Ing. A. LUCIA
Ing. M. PROCACCI
Ing. R. CERQUIGLINI
Ing. M. CARAFFINI
Geom. M. BINAGLIA

IL RESPONSABILE DEL S.I.A.

Arch. E. RASIMELLI

IL GEOLOGO

Dott. S. PIAZZOLI

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Ing. L. IOVINE

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Ing. F. RUGGIERI

PROTOCOLLO

DATA:

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:



MANDATARIA



PINI SWISS ENGINEERS SA
Via Besso 7 - 6900 Lugano - Svizzera

MANDANTE



PINI SWISS ENGINEERS Srl
Via Cavour 2 - 22074 Lomazzo (CO) - Italia

MANDANTE

OPERE D'ARTE MAGGIORI Opere d'arte maggiori – Viadotto VI06 Relazione di calcolo impalcato

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG.

N. PROG.

D P C A 2 2 D 2 0 0 2

NOME FILE

T00_VI06_STR_RE01_A

REVISIONE

PAG.

CODICE ELAB.

T 0 0 V I 0 6 S T R R E 0 1

A

1 di 101

D					
C					
B					
A	PRIMA EMISSIONE	AGOSTO 2020	MARELLI	POLLI	RASIMELLI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

<p>ANAS S.p.A. S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato</p>	<p>File: T00_VI06_STR_RE01_A Data: Agosto 2020 Pag. 1 di 102</p>
---	--

INDICE

1. PREMESSA.....4

2. RIFERIMENTI NORMATIVI.....5

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....6

3.1 CONGLOMERATI CEMENTIZI.....6

3.2 ACCIAIO AD ADERENZA MIGLIORATA.....7

3.3 ACCIAIO DA CARPENTERIA7

3.4 CONTROVENTI8

3.5 BULLONI AD ALTA RESISTENZA8

 3.5.1 Coppia di Serraggio dei Bulloni9

3.6 PIOLI CON TESTA TIPO “NELSON”.....9

3.7 SALDATURE10

4. CRITERI DI CALCOLO11

4.1 CODICI DI CALCOLO.....11

4.2 METODOLOGIA DI ANALISI.....11

 4.2.2 Statica trasversale.....13

5. CRITERI DI VERIFICA14

5.1 PREMESSA14

5.2 VERIFICHE CONSIDERATE14

 5.2.1 Verifiche agli SLU.....14

 5.2.2 Verifiche agli SLE.....14

 5.2.3 Verifiche allo SLF.....14

5.3 PROPRIETÀ DELLE SEZIONI RESISTENTI.....15

5.4 AZIONI AGENTI – ANALISI DEI CARICHI16

 5.4.1 Pesoproprio17

 5.4.2 Sovraccarichi permanenti.....17

 5.4.3 Ritiro17

 5.4.4 Variazioni termiche differenziali.....20

 5.4.5 Vento21

 5.4.6 Carichi variabili da traffico.....23

 5.4.7 Carichi variabili da traffico pesante per analisi della fatica26

 5.4.8 Azione longitudinale di frenamento26

 5.4.9 Azione centrifuga26

<p>ANAS S.p.A. S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLÌ LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato</p>	<p>File: T00_VI06_STR_RE01_A Data: Agosto 2020 Pag. 2 di 102</p>
---	--

5.4.10	Azione sismica	27
5.4.11	Resistenze passive dei vincoli	28
5.5	COMBINAZIONI DEI CARICHI	28
6.	ANALISI E VERIFICHE SLU	31
6.1	VERIFICHE DI RESISTENZA AGLI SLU	31
6.2	CONNESSIONE SOLETTA-TRAVI - RESISTENZA PIOLI TIPO “NELSON”	32
6.3	COMBINAZIONI DI CARICO	33
6.4	ANALISI MODALE	33
6.5	VERIFICA DELL'IMPALCATO ACCIAIO-CLS	36
6.5.1	Sollecitazioni - SLU	36
6.5.2	Risultati dell'analisi	39
6.5.3	Pioli	40
7.	ANALISI E VERIFICHE IN ESERCIZIO	41
7.1	VERIFICHE “A RESPIRO” DELLE ANIME	41
7.2	VERIFICHE DI RESISTENZA PER LO STATO LIMITE DI FATICA	41
7.2.1	Risultati – SLF	47
7.3	ABBASSAMENTI	49
8.	VERIFICA ELEMENTI SECONDARI	51
8.1	TRAVERSI	51
8.1.1	Verifica SLU-SLV	51
8.1.2	Giunto flangiato	56
8.2	CONTROVENTI A K	63
8.2.1	Verifica SLU-SLV	63
8.3	CONTROVENTI DI FALDA	64
8.4	SOLETTA	66
8.4.1	Analisi dei carichi	67
8.4.2	Urto di veicolo in svio	80
8.5	VERIFICA PREDALLE IN FASE DI GETTO	86
8.6	APPOGGI E GIUNTI	90
9.	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ	100

ANAS S.p.A.
S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI
LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA
DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389
Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato

File: T00_VI06_STR_RE01_A

Data: Agosto 2020

Pag. 3 di 102

1. PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto la variante della SS389 nel tratto tra Villagrande Strisaili e Arzana, a due corsie (categoria C ex DM 05.11.2001) per una lunghezza di circa 6 km. La variante si sviluppa nell'ambito del corridoio già interessato dalla statale esistente, e prevede la realizzazione di diversi viadotti, gallerie artificiali ed opere di sostegno, oltre a svincoli di allaccio alla statale esistente.

Nel presente elaborato sono riportati i calcoli statici e le verifiche di sicurezza dell'impalcato del viadotto VI06.

La sezione dell'impalcato, su 1 campata con luce **40,0m**, è costituita da tre travi a doppio T, collegate, in corrispondenza degli appoggi, da traversi ad anima piena posti circa a metà altezza delle travi, in campata da controventi a "K".

Le caratteristiche geometriche della sezione corrente sono riportate in

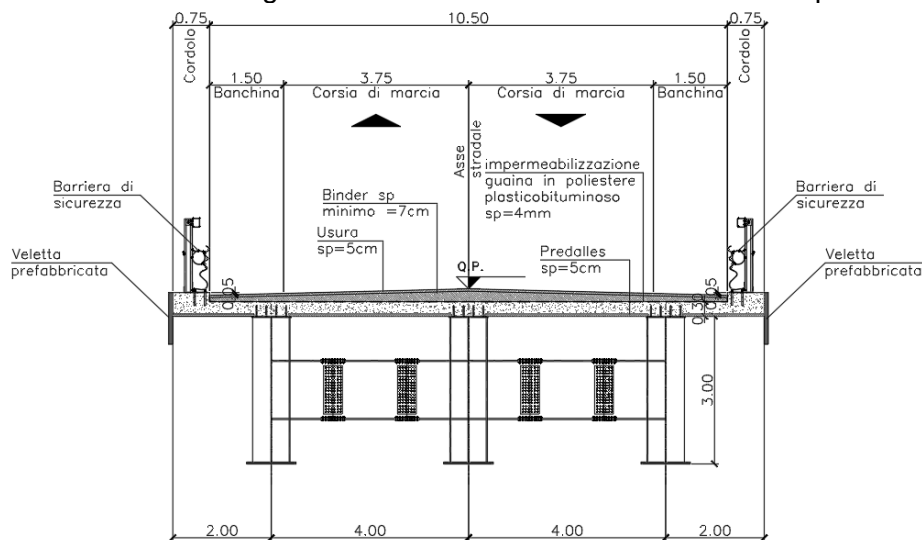


Figura 1.1.

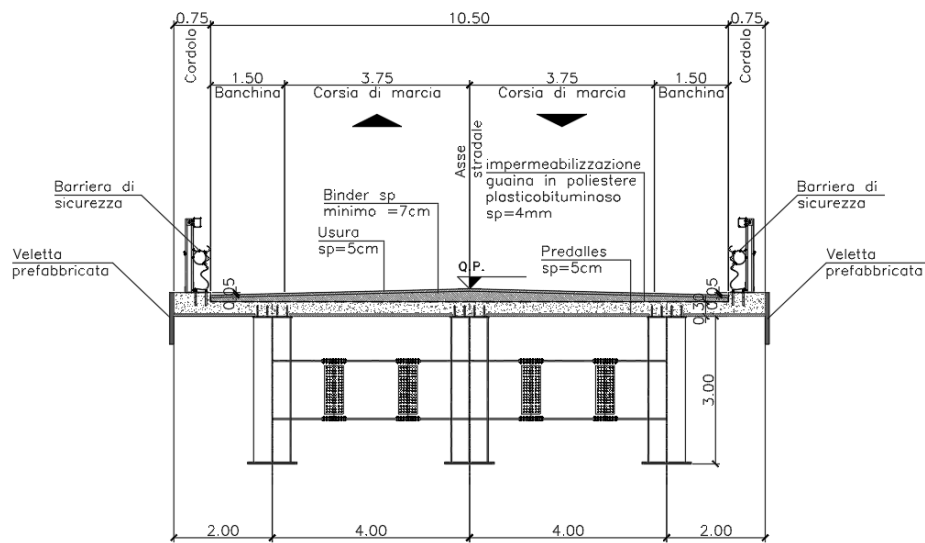


Figura 1.1 - Sezione trasversale dell'impalcato

L'impalcato ha una larghezza complessiva **12.00m**, così suddivisa:

- due corsie di marcia da **3,75 m** e due banchine da **1,50 m** che costituiscono la sede stradale;
- un cordolo da **0,75 m** per l'alloggiamento della barriera di sicurezza;

Le travi metalliche sono ad altezza costante con valore pari a **3,0 m**. Le travi sono collegate da traversi posizionati ad interasse costante di circa **5,0 m**. L'interasse tra le travi è pari a **4,00 m**. Gli sbalzi laterali hanno lunghezza di **2,0 m**.

La soletta ha spessore pari a **30 cm** e verrà gettata su predalles autoportanti aventi spessore di **5 cm**. La solidarizzazione della soletta alla trave metallica sarà garantita tramite connettori a piolo tipo Nelson.

<p>ANAS S.p.A. S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato</p>	<p>File: T00_VI06_STR_RE01_A Data: Agosto 2020 Pag. 6 di 102</p>
---	--

2. RIFERIMENTI NORMATIVI

Le analisi delle azioni e le verifiche di sicurezza sono state condotte facendo riferimento alle seguenti normative:

- *D.M. 17/01/2018* “Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- *Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 21/01/2019, n. 7* “Istruzioni per l’applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- *EN 1991-1-4:2005 Parte 1-4*: Azioni del vento;
- *EN 1993-1-5:2007 Parte 1-5*: Elementi strutturali a lastra;
- *EN 1993-2:2007 Parte 2*: Ponti di acciaio;
- *EN 1994-2:2006 Parte 2*: Regole generali e regole per i ponti;
- *UNI EN 206-1:2006 Parte 1*: Calcestruzzo-Specificazione, prestazione, produzione e conformità;
- *UNI 11104: 2004*: Calcestruzzo-Specificazione, prestazione, produzione e conformità – istruzioni complementari per l’applicazione della. EN 206-1.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 Conglomerati cementizi

SOLETTE:

- Classe di resistenza..... C32/40
- Classe di esposizione XC4

Classe di resistenza:

C32/40

Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	40	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	33.2	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	41.2	N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	3.10	N/mm ²
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.72	N/mm ²
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	33643	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	2.17	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	4.03	N/mm ²
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	18.8	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.45	N/mm ²

CORDOLI E VELETTE:

- Classe di resistenza..... C32/40
- Classe di esposizione XC4

Classe di resistenza:

C32/40

Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	40	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	33.2	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	41.2	N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	3.10	N/mm ²
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.72	N/mm ²
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	33643	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	2.17	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	4.03	N/mm ²
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	18.8	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.45	N/mm ²

PREDALLES:

- Classe di resistenza..... C40/50
- Classe di esposizione XC4

<p>ANAS S.p.A. S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLÌ LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato</p>	<p>File: T00_VI06_STR_RE01_A Data: Agosto 2020 Pag. 8 di 102</p>
---	--

Classe di resistenza:

C40/50

Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	50	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	41.5	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	49.5	N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	3.60	N/mm ²
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	4.32	N/mm ²
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	35547	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	2.52	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	4.67	N/mm ²
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	23.5	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.68	N/mm ²

VALORI MINIMI DEL COPRIFERRO PER LE ARMATURE

- Predalle 35 mm
- Solette 40 mm
- Marciapiedi e cordoli..... 40 mm

3.2 Acciaio ad aderenza migliorata

Le armature da porre in opera non dovranno presentare tracce di ossidazione, corrosione e di qualsiasi altra sostanza che possa ridurne l'aderenza al conglomerato; dovranno inoltre presentare sezione integra e priva di qualsiasi difetto.

Si utilizzeranno barre ad aderenza migliorata tipo **B 450 C** controllato in stabilimento conforme alle **UNI EN ISO 15360-1:2004** (accertamento proprietà meccaniche), aventi le seguenti caratteristiche:

- tensione caratteristica di snervamento $f_{sk} \geq f_{y,nom} = 450$ MPa
- tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq f_{t,nom} 540$ MPa
- allungamento percentuale $A_{gt,k} \geq 7,5$ %
- modulo elastico $E_s = 210.000$ MPa

3.3 Acciaio da carpenteria

La carpenteria metallica sarà realizzata in acciaio tipo "COR TEN"

- tipo **S355J2W+N - UNI EN 10025-5** per spessori ≤ 40 mm.
- tipo **S355K2W+N - UNI EN 10025-5** per spessori > 40 mm.

Entrambi gli acciai devono essere conformi alle prescrizioni del D.M. 17.1.2018 e presentare le seguenti caratteristiche:

- tensione di rottura a trazione $f_t \geq 510$ MPa

<p>ANAS S.p.A.</p> <p>S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato</p>	<p>File: T00_VI06_STR_RE01_A Data: Agosto 2020 Pag. 9 di 102</p>
---	--

- tensione di snervamento $f_y \geq 355$ MPa
- allungamento (lamiera) $\epsilon_t \geq 21\%$
- modulo elastico $E_a = 210.000$ MPa

Classe di esecuzione **EXC3** secondo UNI EN 1090-2:

Table C.1 - Choice of execution class (EXC)		
Reliability Class (RC) or Consequences Class (CC)	Type of loading	
	Static, quasi-static or seismic DCL ^a	Fatigue ^b or seismic DCM or DCH ^a
RC3 or CC3	EXC3 ^c	EXC3 ^c
RC2 or CC2	EXC2	EXC3
RC1 or CC1	EXC1	EXC2

^a Seismic ductility classes are defined in EN 1998-1: Low=DCL; Medium=DCM; High=DCH.
^b See EN 1993-1-9.
^c EXC4 may be specify for structures with extreme consequences of structural failure.

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 ad attrito.

3.4 Controventi

Le aste del controvento orizzontale ed i relativi elementi di collegamento saranno realizzati in acciaio tipo **S355J0W+N - UNI EN 10025-5**, conforme alle prescrizioni del D.M. 17.1.2018, ovvero con le seguenti caratteristiche:

- tensione di rottura a trazione $f_t \geq 510$ MPa
- tensione di snervamento $f_y \geq 355$ MPa
- allungamento (lamiera) $\epsilon_t \geq 21\%$
- modulo elastico $E_a = 210.000$ MPa

3.5 Bulloni ad alta resistenza

Le giunzioni bullonate saranno realizzate con bulloni ad alta resistenza per giunzioni ad attrito conformi alle specifiche contenute nelle UNI EN 14399:

- vite classe 10.9
- dado classe 10
- rosette classe C50

I bulloni dovranno essere montati con una rosetta sotto la testa della vite e una rosetta sotto il dado, inoltre dovranno essere contrassegnati con le indicazioni del produttore, la classe di resistenza e la marcatura C.E.

I bulloni disposti verticalmente avranno la testa della vite rivolta verso l'alto e il dado verso il basso.

<p>ANAS S.p.A. S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato</p>	<p>File: T00_VI06_STR_RE01_A Data: Agosto 2020 Pag. 10 di 102</p>
---	---

3.5.1 Coppia di Serraggio dei Bulloni

I bulloni ad alta resistenza della classe 10.9, precaricati con serraggio controllato, per giunzioni ad attrito devono essere conformi alla norma armonizzata UNI EN 13499-1 e recare la marchiatura CE. Al p.to 4.3 la norma armonizzata UNI EN 13499-1 prescrive che viti, dadi e rondelle siano forniti dal medesimo produttore.

La coppia di serraggio per i bulloni delle giunzioni ad attrito è quella indicata sulle targhette confezioni dei bulloni.

Nel caso che la coppia di serraggio non sia riportata sulle targhette delle confezioni, ma compaia il solo fattore k secondo la classe funzionale, la coppia di serraggio è pari a:

$$M = k \cdot d \cdot F_{p,C} = k \cdot d \cdot 0,7 \cdot A_{res} \cdot f_{tb}$$

dove:

- d è il diametro nominale della vite;
- A_{res} è l'area resistente della vite;
- f_{tb} è la resistenza a ultima a trazione del bullone.

Nella tabella seguente, riportata al p.to C4.2.8.1.1.1 delle Istruzioni per l' applicazione delle NTC 2018 (Circolare n. 7 /19) , sono contenuti i valori della coppia di serraggio al variare del valore di k per diversi diametri dei bulloni.

Tabella C4.2.XXI Coppie di serraggio per bulloni 10.9

Viti 10.9 – Momento di serraggio M [N m]									
VITE	k=0.10	k=0.12	k=0.14	k=0.16	k=0.18	k=0.20	k=0.22	$F_{p,C}$ [kN]	A_{res} [mm ²]
M12	70.8	85.0	99.1	113	128	142	156	59.0	84.3
M14	113	135	158	180	203	225	248	80.5	115
M16	176	211	246	281	317	352	387	110	157
M18	242	290	339	387	435	484	532	134	192
M20	343	412	480	549	617	686	755	172	245
M22	467	560	653	747	840	933	1027	212	303
M24	593	712	830	949	1067	1186	1305	247	353
M27	868	1041	1215	1388	1562	1735	1909	321	459
M30	1178	1414	1649	1885	2121	2356	2592	393	561
M36	2059	2471	2882	3294	3706	4118	4529	572	817

3.6 Pioli con testa tipo “nelson”

Acciaio tipo S235J2+C450 secondo EN ISO 13918 avente le seguenti caratteristiche meccaniche:

- tensione di snervamento $f_{yk} \geq 350$ Mpa
- tensione di rottura a trazione $f_u \geq 450$ Mpa

<p style="text-align: center;"><i>ANAS S.p.A.</i> S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato</p>	<p>File: T00_VI06_STR_RE01_A Data: Agosto 2020 Pag. 11 di 102</p>
--	---

3.7 Saldature

Procedimenti di saldatura omologati e qualificati secondo D.M. 17.01.2018.

Tutte le giunzioni per l'unione dei conci delle travi principali saranno eseguite con saldature testa a testa a completa penetrazione.

<p>ANAS S.p.A.</p> <p>S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato</p>	<p>File: T00_VI06_STR_RE01_A</p> <p>Data: Agosto 2020</p> <p>Pag. 12 di 102</p>
---	---

4. CRITERI DI CALCOLO

4.1 Codici di calcolo

Tutti i codici di calcolo automatico per l'analisi e la verifica delle strutture sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche.

SAP2000

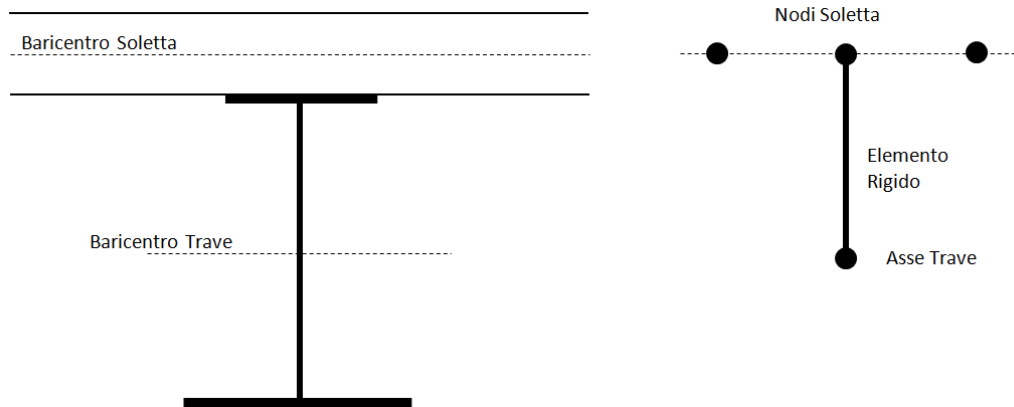
Codice di calcolo strutturale agli elementi finiti commercializzato dalla CSI Italia Srl e realizzato dall'università di Berkeley negli USA. Consente il calcolo di strutture spaziali composte da elementi mono- e/o bi-dimensionali anche con non linearità di materiale o con effetti dinamici. (Licenza 641d393f-9df6-4397-95c7-96796027e51c)

RC-SEC 2020

Le verifiche delle sezioni in c.a. sono state condotte per mezzo del software RC-SEC2020 sviluppato dalla Geostru

4.2 Metodologia di analisi

La struttura è rappresentata da un modello tridimensionale, in cui si sono considerati tutti gli elementi strutturali opportunamente modellati. Il comportamento della soletta di calcestruzzo, per la diffusione dei carichi applicati, è stato considerato con degli elementi shell e le travi sono state schematizzate tramite elementi frame. Le connessioni, invece, tra i nodi delle travi con quelli della soletta vengono rappresentate mediante link rigidi per permettere il trasferimento degli sforzi tra i due elementi resistenti.



I controventi sono stati considerati incernierati alle estremità, le aste dei trasversi incastrate alle estremità. Infine per tener conto degli effetti a lungo termine dovuti alla viscosità, si è ridotto il modulo elastico del calcestruzzo per un fattore proporzionale al coefficiente di viscosità, ovvero $(1+\phi)$.

L'analisi delle sollecitazioni nelle diverse fasi è stata condotta su 3 modelli FEM, aventi in comune la geometria e i vincoli a terra. Le azioni, le caratteristiche geometriche delle sezioni nonché gli eventuali spostamenti ai vincoli imposti, sono stati assegnati ai diversi modelli in funzione delle fasi di analisi considerate, con riferimento a quanto esposto al § 5.2.

Tutti i modelli di analisi hanno in comune il fatto che sono grigliati di travi, cioè:

<p>ANAS S.p.A.</p> <p>S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato</p>	<p>File: T00_VI06_STR_RE01_A Data: Agosto 2020 Pag. 13 di 102</p>
---	---

- le travi principali (con, eventualmente, la soletta collaborante in cls) sono modellate come travi (elementi finiti tipo “beam”) continue;
- gli elementi secondari “controventi” sono modellati come bielle (solo sforzo assiale) e sono presenti in tutti i modelli di analisi, i trasversi sono modellati come travi (elementi finiti tipo “beam”).
- la soletta è presente, a partire dal momento in cui è efficace (dopo l’indurimento), solo come elemento di ripartizione dei carichi, sotto forma di strisce trasversali di travi.

Nell’analisi strutturale si tiene conto delle fasi transitorie e di esercizio e si opera con i seguenti modelli:

Modello 1: Varo delle travi e getto della soletta collaborante. La sezione reagente è costituita dalla sola struttura metallica mentre i carichi agenti sono il peso proprio della struttura, quello della soletta in calcestruzzo e delle lastre predalles. I moduli elastici utilizzati sono: per l’acciaio $E_a=210000$ MPa e $E_c=0$ MPa

Modello 2: Azione dei carichi permanenti portati. La struttura reagente è costituita da trave composta acciaio-calcestruzzo omogeneizzata con il coefficiente $n_g= 17.19$. I carichi agenti in questa fase sono i carichi permanenti portati ossia: pavimentazione, marciapiede, guard-rail, parapetto e veletta ed il ritiro. I moduli elastici utilizzati sono: per l’acciaio $E_a=210000$ MPa e per il calcestruzzo $E_c= E_a/n_g= 12844.8$ MPa.

Modello 3: Azioni di breve durata quali carichi da traffico, temperatura, vento e azione sismica. La sezione reagente è la trave acciaio-calcestruzzo con coefficiente di omogeneizzazione $n_0=6.242$. I moduli elastici utilizzati sono: per l’acciaio $E_a=210000$ MPa e per il calcestruzzo $E_c= E_a/n_0=33643$ MPa.

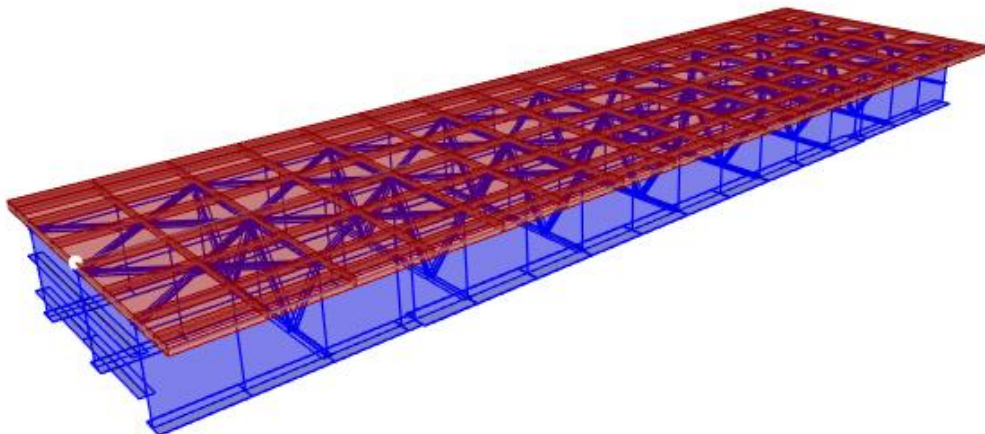


Figura 4.1 - Modello di FEM

4.2.1.1 Larghezza collaborante della soletta

La valutazione della larghezza collaborante della soletta, sia in fase di modellazione che in fase di verifica, è effettuata con riferimento alle indicazioni del punto 4.3.2.3 del DM 2018.

La larghezza collaborante b_{eff} si ottiene come somma delle due aliquote b_{e1} e b_{e2} ai due lati dell'asse della trave e della larghezza b_0 impegnata direttamente dai connettori:

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} + b_0$$

dove b_0 è la distanza tra gli assi dei connettori e le aliquote b_{e1} e b_{e2} (b_{ei} ; $i=1,2$), che costituiscono il valore della larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta, si assumono pari a:

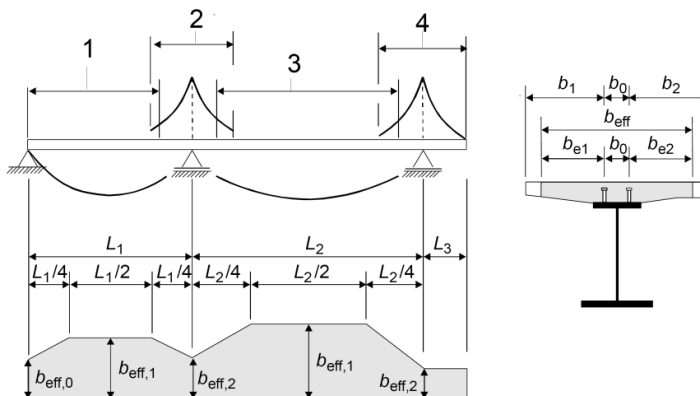
$$b_{ei} = \min \left[\frac{L_e}{8}; b_i - \frac{b_0}{2} \right].$$

Il valore di L_e nelle travi semplicemente appoggiate coincide con la luce della trave; nelle travi continue L_e è la distanza indicata in Figura 4.2.

Negli appoggi d'estremità la determinazione della larghezza collaborante b_{eff} si ottiene con la formula:

$$b_{eff} = \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2} + b_0$$

dove $\beta_i = \left(0,55 + 0,025 \frac{L_e}{b_{ei}} \right)$.



Legenda:

- 1 $L_e = 0,85 L_1$ for $b_{eff,1}$
- 2 $L_e = 0,25(L_1 + L_2)$ for b_{eff} ,
- 3 $L_e = 0,70 L_2$ for $b_{eff,1}$
- 4 $L_e = 2 L_3$ for $b_{eff,2}$

Figura 4.2 – Luci equivalenti (L_e) per il calcolo della larghezza efficace della soletta per travi continue

4.2.2 Statica trasversale

Il calcolo della soletta è stato effettuato mediante analisi agli elementi finiti.

Per le caratteristiche delle sollecitazioni e i particolari delle verifiche effettuate sulla soletta si rimanda al paragrafo dedicato.

<p>ANAS S.p.A. S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato</p>	<p>File: T00_VI06_STR_RE01_A Data: Agosto 2020 Pag. 15 di 102</p>
---	---

5. CRITERI DI VERIFICA

5.1 Premessa

L'analisi delle azioni agenti e le verifiche vengono eseguite sulla base di una suddivisione del comportamento dell'impalcato in tre macro-fasi, corrispondenti al grado di maturazione del getto di calcestruzzo e, quindi, ai diversi livelli di rigidità e caratteristiche statiche delle sezioni.

FASE 1: Considera il peso proprio della struttura metallica, delle lastre prefabbricate e del getto della soletta che, in questa fase, è ancora inerte. La sezione resistente corrisponde alla sola parte metallica.

FASE 2: Ai successivi carichi permanenti applicati alla struttura (ritiro, pavimentazione, barriere, ecc.) corrisponde invece una sezione resistente mista acciaio-calcestruzzo. Per tenere in considerazione i fenomeni "lenti" che accompagnano questa fase (viscosità e ritiro) si adotta, per il calcestruzzo, un valore del modulo elastico effettivo in accordo con § 5.4.2.2 della norma [27].

FASE 3: Corrisponde al transito dei carichi da traffico stradale e alle azioni variabili (vento, variazioni termiche, etc.). La sezione resistente acciaio-calcestruzzo viene calcolata considerando il rapporto tra i moduli elastici effettivi dei due materiali (per il cls si assume il modulo elastico medio a 28 gg).

5.2 Verifiche considerate

Il quadro normativo di cui al § 3 prevede le verifiche sotto riportate.

5.2.1 Verifiche agli SLU

Agli Stati Limite Ultimi sono condotte le verifiche:

- a) di resistenza globale della sezione composta (stato limite elastico) con riferimento alle tensioni normali e tangenziali sugli elementi della trave metallica e sulle fibre della soletta c.a, tenendo conto delle instabilità locali per compressione e taglio di anima e piattabande (sez. di classe 4 con irrigidimenti longitudinali e trasversali) e delle armature longitudinali presenti nella larghezza collaborante
- b) di resistenza della connessione tra travi e soletta, con riferimento alle caratteristiche resistenti dei connettori, delle armature e del calcestruzzo

5.2.2 Verifiche agli SLE

Agli Stati Limite di Esercizio sono condotte le verifiche:

- c) Abbassamenti
- d) di web-breathing - limitazione dello sfogo dell'anima (SLE F).

5.2.3 Verifiche allo SLF

Allo Stato Limite di Fatica sono condotte le verifiche:

- e) Verifica a vita illimitata dei giunti saldati a completa penetrazione longitudinali
- f) Verifica dei pioli a danneggiamento equivalente

5.3 Proprietà delle sezioni resistenti

TABLE: SteellCompUltimate-Prop								
Station	Girder	WslabEff	ThFlgTop	WdthFlgTop	ThFlgBot	WdthFlgBot	DepthWeb	ThickWeb
m	Text	m	m	m	m	m	m	m
0	Girder	4	0.02	0.8	0.03	0.8	2.95	0.022
2.5	Girder	4	0.02	0.8	0.03	0.8	2.95	0.022
2.5	Girder	4	0.02	0.8	0.03	0.8	2.95	0.022
5	Girder	4	0.02	0.8	0.03	0.8	2.95	0.022
5	Girder	4	0.02	0.8	0.03	0.8	2.95	0.022
7.5	Girder	4	0.02	0.8	0.03	0.8	2.95	0.022
7.5	Girder	4	0.02	0.8	0.03	0.8	2.95	0.022
10	Girder	4	0.02	0.8	0.04	1	2.94	0.02
10	Girder	4	0.02	0.8	0.04	1	2.94	0.02
12.5	Girder	4	0.02	0.8	0.04	1	2.94	0.02
12.5	Girder	4	0.02	0.8	0.04	1	2.94	0.02
15	Girder	4	0.02	0.8	0.04	1	2.94	0.02
15	Girder	4	0.02	0.8	0.04	1	2.94	0.02
17.5	Girder	4	0.02	0.8	0.04	1	2.94	0.02

ANAS S.p.A. S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLÌ LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato	File: T00_VI06_STR_RE01_A Data: Agosto 2020 Pag. 17 di 102
---	--

17.5	Girder	4	0.02	0.8	0.04	1	2.94	0.02
20	Girder	4	0.02	0.8	0.04	1	2.94	0.02
20	Girder	4	0.02	0.8	0.04	1	2.94	0.02
22.5	Girder	4	0.02	0.8	0.04	1	2.94	0.02
22.5	Girder	4	0.02	0.8	0.04	1	2.94	0.02
25	Girder	4	0.02	0.8	0.04	1	2.94	0.02
25	Girder	4	0.02	0.8	0.04	1	2.94	0.02
27.5	Girder	4	0.02	0.8	0.04	1	2.94	0.02
27.5	Girder	4	0.02	0.8	0.04	1	2.94	0.02
30	Girder	4	0.02	0.8	0.04	1	2.94	0.02
30	Girder	4	0.02	0.8	0.04	1	2.94	0.02
32.5	Girder	4	0.02	0.8	0.03	0.8	2.95	0.022
32.5	Girder	4	0.02	0.8	0.03	0.8	2.95	0.022
35	Girder	4	0.02	0.8	0.03	0.8	2.95	0.022
35	Girder	4	0.02	0.8	0.03	0.8	2.95	0.022
37.5	Girder	4	0.02	0.8	0.03	0.8	2.95	0.022
37.5	Girder	4	0.02	0.8	0.03	0.8	2.95	0.022
40	Girder	4	0.02	0.8	0.03	0.8	2.95	0.022

5.4 Azioni agenti – analisi dei carichi

Le azioni prese in considerazione ai fini delle verifiche dell'impalcato in acciaio-calcestruzzo sono:

G1	<i>Peso permanenti strutturali</i>
G2	<i>Sovraccarichi permanenti (peso marciapiedi, pavimentazione, barriere, finiture, impianti, etc.)</i>
Ritiro	<i>Effetto di ritiro e viscosità a lungo termine</i>
ΔT+	<i>Variazione termica differenziale positiva (T soletta > T acciaio)</i>
ΔT-	<i>Variazione termica differenziale negativa (T soletta < T acciaio)</i>
Vento	<i>Azione trasversale del vento su impalcato in esercizio (carico)</i>
TS	<i>Azione equivalente al traffico stradale - modello di carico 1 - assi di carico</i>
UDL	<i>Azione equivalente al traffico stradale - modello di carico 1 - carico distribuito</i>
LM5	<i>Azione equivalente all'azione della folla su marciapiedi praticabili</i>
LMF3	<i>Azione da traffico stradale - modello di carico 3 equivalente per analisi fatica</i>
Ek	<i>Azione sismica</i>

<p>ANAS S.p.A.</p> <p>S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato</p>	<p>File: T00_VI06_STR_RE01_A Data: Agosto 2020 Pag. 18 di 102</p>
---	---

Per la verifica degli elementi secondari (trasversi) dell'impalcato si è presa in considerazione anche l'azione sismica, quando più sfavorevole.

5.4.1 Peso proprio

Il peso proprio delle travi metalliche è valutato in automatico dal software di analisi. Il peso proprio della soletta di calcestruzzo è pari a $25 \times 0.30 = 7.5 \text{ kN/m}^2$

Sul cordolo $25 \times 0.5 = 12.5 \text{ kN/m}^2$

5.4.2 Sovraccarichi permanenti

Pavimentazione: $24.00 \times 0.2 =$	4.8 kN/m ²
Barriere di sicurezza (su entrambi i lati)	2.00 kN/m
Velette (su entrambi i lati)	3.00 kN/m
Collettori di drenaggio (su ambo i lati)	2.00 kN/m

5.4.3 Ritiro

Clis a t=0

R_{ck}	=	40	N/mm ²	Resistenza a compressione cubica caratteristica
f_{ck}	=	33.2	N/mm ²	Resistenza a compressione cilindrica caratteristica
f_{cm}	=	41.2	N/mm ²	Resistenza a compressione cilindrica media
α	=	1.0E-05		
E_{cm}	=	33643	N/mm ²	Modulo elastico secante medio

Tempo e ambiente

t_s	=	2	gg	età del calcestruzzo in giorni, all'inizio del ritiro per essiccamento
t_0	=	28	gg	età del calcestruzzo in giorni al momento del carico
t	=	25500000	gg	età del calcestruzzo in giorni
$h_0=2A_c/u$	=	740	mm	dimensione fittizia dell'elemento di clis
A_c	=	4440000	mm ²	sezione dell'elemento
u	=	12000	mm	perimetro a contatto con l'atmosfera
RH	=	75	%	umidità relativa percentuale

Coefficiente di viscosità $\phi(t, t_0)$ e modulo elastico EC_t a tempo "t"

$\phi(t, t_0) = \phi_0 \beta_c(t, t_0) =$	1.982
$\phi_0 = \phi RH \beta_c(f_{cm}) \beta_c(t_0) =$	93.22 coeff nominale di viscosità
$\phi_{RH} = 1 + \left[\frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 =$	1.239 coeff che tiene conto dell'umidità
$\alpha_1 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.7} & \text{per } f_{cm} > 35MPa \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35MPa \end{cases} =$	0.892 coeff per la resistenza del clis
$\alpha_2 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.2} & \text{per } f_{cm} > 35MPa \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35MPa \end{cases} =$	0.968 coeff per la resistenza del clis
$\beta_c(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} =$	2.617 coeff che tiene conto della resistenza del clis
$\beta_c(t_0) = \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} =$	0.475 coeff per l'evoluzione della viscosità nel tempo
$t_o = t_0 \left(\frac{9}{2 + t_0^{1.2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0.5 =$	32.46 coeff per la variabilità della viscosità nel tempo
$\alpha =$	1 coeff per il tipo di cemento (-1 per classe S, 0 per classe N, 1 per classe R)

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0.3} = 1.000 \text{ coeff per la variabilità della viscosità nel tempo}$$

$$\beta_H = 1.5[1 + (0.012 RH)^{1.8}] h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 = 1382.5 \text{ coeff che tiene conto dell'umidità relativa}$$

$$\alpha_3 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.5} & \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \end{cases} = 0.922 \text{ coeff per la resistenza del calcestruzzo}$$

Il modulo elastico a tempo "t" è pari a:

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} = 11281951 \text{ kN/m}^2$$

Deformazioni di ritiro

$$\varepsilon_s(t, t_0) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 0.000349 \text{ deformazione di ritiro } \varepsilon(t, t_0)$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) K_b \varepsilon_{ca,0} = 0.000291 \text{ deformazione al ritiro per essiccamento}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \left[\frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3}} \right] = 0.999968$$

$$K_b = 0.7 \text{ parametro che dipende da } h_0 \text{ secondo il prospetto seguente}$$

Valori di k_b

h_0	k_b
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥500	0,70

Valori di K_b intermedi a quelli del prospetto vengono calcolati tramite interpolazione lineare

$$\varepsilon_{ca,0} = 0.85 \left[(200 + 100 \alpha_{ds1}) \exp(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}) \right] 10^{-6} \beta_{RH} = 0.000416$$

$$\beta_{RH} = 1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH0} \right)^3 \right] = 0.896094$$

$$f_{cm0} = 10 \text{ Mpa}$$

$$RH0 = 100 \%$$

$$\alpha_{ds1} = 6 \text{ coeff per il tipo di cemento (3 per classe S, 4 per classe N, 6 per classe R)}$$

$$\alpha_{ds2} = 0.11 \text{ coeff per il tipo di cemento (0.15 per classe S, 0.12 per classe N, 0.11 per classe R)}$$

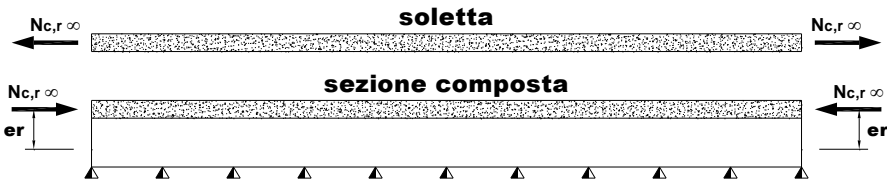
$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ds}(t) \varepsilon_{ca,0} = 0.000058 \text{ deformazione dovuta al ritiro autogeno}$$

$$\beta_{ds}(t) = 1 - \exp(-0.2t^{0.5}) = 1$$

$$\varepsilon_{ca,0} = 2.5(f_{ck} - 10)10^{-6} = 0.000058$$

Il ritiro del calcestruzzo è stato schematizzato attraverso le seguenti azioni statiche equivalenti:

- Forza assiale d'estremità..... $N_{Cr} = E_a \times e_c \times A_{collrit} / n_r = -17504$ kN



Le eccentricità geometriche sono prese in conto direttamente nel modello.

5.4.4 Variazioni termiche differenziali

Ai fini delle verifiche dell'impalcato sono state prese in considerazione due azioni termiche differenziali, in accordo agli schemi proposti nel EC 1991-1-5 cap.6:

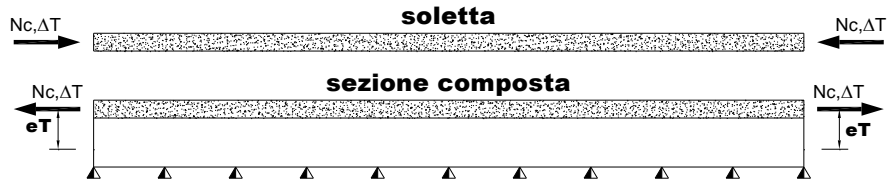
Type of Construction	Temperature Difference (ΔT)																									
	(a) Heating	(b) Cooling																								
<p>100mm surfacing</p>	<p>$h_1 = 0.6h$ $h_2 = 0.4m$</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <th>h</th> <th>ΔT_1</th> <th>ΔT_2</th> </tr> <tr> <td>m</td> <td>°C</td> <td>°C</td> </tr> <tr> <td>0.2</td> <td>13</td> <td>4</td> </tr> <tr> <td>0.3</td> <td>16</td> <td>4</td> </tr> </table>	h	ΔT_1	ΔT_2	m	°C	°C	0.2	13	4	0.3	16	4	<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <th>h</th> <th>ΔT_1</th> <th>ΔT_2</th> </tr> <tr> <td>m</td> <td>°C</td> <td>°C</td> </tr> <tr> <td>0.2</td> <td>-3.5</td> <td>-8</td> </tr> <tr> <td>0.3</td> <td>-5.0</td> <td>-8</td> </tr> </table>	h	ΔT_1	ΔT_2	m	°C	°C	0.2	-3.5	-8	0.3	-5.0	-8
h	ΔT_1	ΔT_2																								
m	°C	°C																								
0.2	13	4																								
0.3	16	4																								
h	ΔT_1	ΔT_2																								
m	°C	°C																								
0.2	-3.5	-8																								
0.3	-5.0	-8																								
<p>$\Delta T_1 = 10^\circ C$</p>	<p>$\Delta T_1 = -10^\circ C$ $h_1 = 0.6h$ $h_2 = 0.4m$</p>																									
<p>2 Concrete deck on steel box, truss or plate girders</p> <p>Note: For composite bridges the simplified procedure given above may be used, giving upper bound thermal effects. Values for ΔT in this procedure are indicative and may be used unless specific values are given in the National Annex.</p>																										

Gli effetti prodotti dalle variazioni termiche differenziali fra la soletta in calcestruzzo e le travi metalliche sono stati valutati con azioni statiche equivalenti concentrate alle estremità dell'impalcato.

Sono state prese in esame le seguenti variazioni termiche:

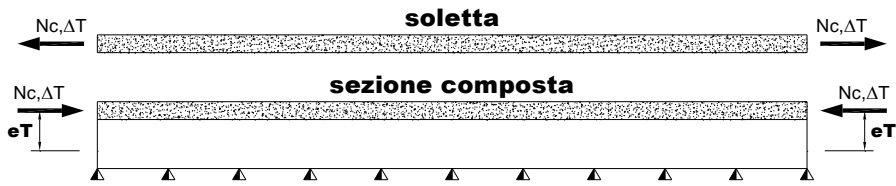
Variazione termica differenziale positiva 10 °C

- Forza assiale d'estremità $N_{cdT+} = E_a \times a \times +10 \times A_{collidT} / n_0 = 14941$ kN



Variazione termica differenziale negativa -10 °C

- Forza assiale d'estremità $N_{cdT+} = E_a \times a \times +10 \times A_{collidT} / n_0 = -14941 \text{ kN}$



avendo assunto:

coefficiente di dilatazione termica..... $a = 1,00E-05$

coefficiente di omogeneizzazione a t_0 $n_0 = 6,24$

modulo elastico dell'acciaio..... $E_a = 210000 \text{ MPa}$

area della soletta $A_{collidT} = 4.40E+06 \text{ mm}^2$

Le eccentricità geometriche sono prese in conto direttamente nel modello.

5.4.5 Vento

L'azione del vento è stata valutata, secondo quanto specificato nel par. 3.3 del DM 17 gennaio 2018, assimilandola ad un carico orizzontale statico diretto ortogonalmente all'asse del ponte e agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposte al vento si assimila ad una parete rettangolare continua alta 3,0 m dal piano stradale. Tale azione dà luogo ad una sollecitazione torcente che provoca una flessione differenziale dalle travi portanti.

Azione del Vento - generale - NTC e EC 1-1-4:2005

Condizione (ponte carico o scarico)		scarico	carico	
Altitudine sul livello del mare	as	800	800	m
Zona	Z	5	5	
Parametri	Vb,0	28	28	m/s
Parametri	ao	750	750	m
Parametri	ks	0.4	0.4	1/s
Velocità di riferimento (Tr=50anni)	vb=vb0 * (1+ ks(as/ao-1)	28.75	28.75	m/s
Periodo di ritorno considerato	TR	100	100	anni
	αR	1.04	1.04	
Velocità di riferimento	Vb(TR)	29.87	29.87	m/s
Densità dell'aria	ρ	1.25	1.25	kg/mc
Pressione cinetica di riferimento	qb=0.5*ρ*vb²	0.56	0.56	kN/mq
Classe di rugosità del terreno		D	D	
Distanza dalla costa		>10	>10	km
Altitudine sul livello del mare		>750	>750	m
Categoria di esposizione del sito	Cat	II	II	

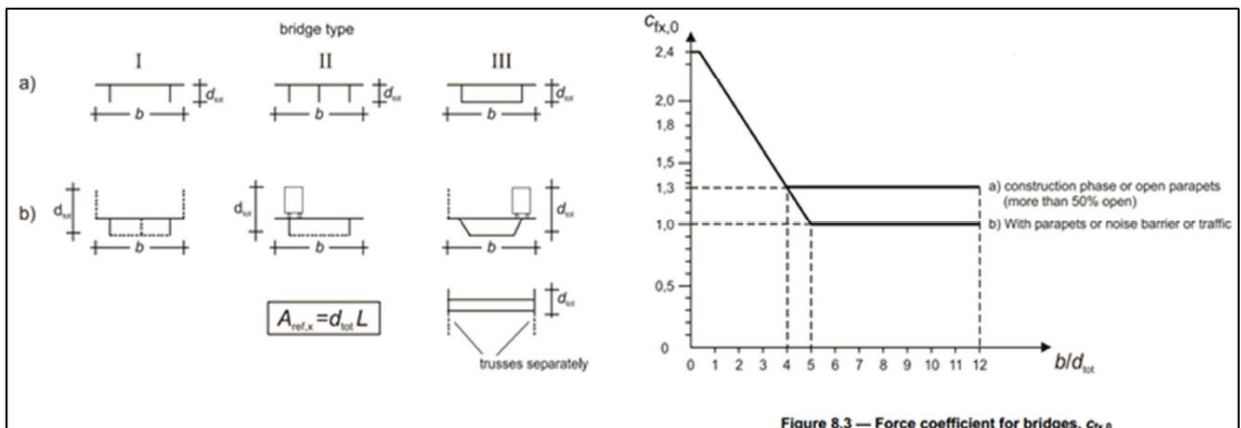
Componente trasversale

Vento su impalcato

Parametri	kr	0.19	0.19	
Parametri	z0	0.05	0.05	m
Parametri	zmin	4	4	m
Altezza di riferimento per l'impalcato (EC punto 8.3.1(6))	z	13	13	m
Coefficiente di topografia	ct	1	1	
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2.52	2.52	
Larghezza impalcato	b	12	12	m
Altezza impalcato	h1	3.5	3.5	m
Altezza veicoli o parapetto	h2	1.5	3	m
Altezza totale impalcato (comprese le barriere o veicoli)	dtot	5	6.5	m
Rapporto di forma	b/dtot	2.40	1.85	
Coefficiente di forza (figura 8.3 EC)	cfx	1.78	1.95	

Riepilogo

Pressione cinetica di riferimento	qb	0.56	0.56	kN/mq
Coefficiente di esposizione	ce	2.52	2.52	
Coefficiente di forza	cfx	1.78	1.95	
Altezza di riferimento (EC punto 8.3.1 (4) e (5))	d	5	6.5	m
Forza statica equivalente a m/l	f=prodotto	12.5	17.8	kN/m
Pressione statica equivalente	p=f/d	2.50	2.74	kN/mq
Forza statica equivalente a m/l considerata	f	12.5	17.8	kN/m



<p>ANAS S.p.A. S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato</p>	<p>File: T00_VI06_STR_RE01_A Data: Agosto 2020 Pag. 24 di 102</p>
---	---

Da cui

$$M_{w,x} = 17.8 \text{ kN/m} \cdot 1 \text{ m} = 17.8 \text{ kN}$$

Dove 1m è pari all'eccentricità tra il baricentro della trave ed il punto di applicazione della forza
Carico sulla singola trave = $17.8 \text{ kN} / 8 \text{ m} = \pm 2.2 \text{ kN/m}$ (con 8m = distanza travi esterne)

Componente verticale

$$A_{\text{ref}} = 12 \text{ m}^2$$

$$C_{fz} = 0.9$$

$$F_{wz} = A_{\text{ref}} \cdot C_{fz} \cdot C_e \cdot q_{\text{ref}} = 15.2 \text{ kN/m}$$

Carico sulla singola trave = $15.2 \text{ kN/m} / 3 = 5.06 \text{ kN/m}$ (con 3 = N° di travi)

$$M_{w,z} = 15.2 \cdot 12/4 = 45.6 \text{ kN}$$
 per eccentricità verticale = $d/4 = 12/4 = 3.0 \text{ m}$

$$\text{Carico sulla singola trave} = 45.6 \text{ kN} / 8 \text{ m} = \pm 5.7 \text{ kN/m}$$

$$\text{Carico totale sulla singola trave} = 2.2 + 5.06 + 5.7 = 13 \text{ kN/m}$$

$$\text{Carico totale sulla singola trave} = -2.2 + 5.06 - 5.7 = -2.86 \text{ kN/m}$$

5.4.6 Carichi variabili da traffico

Il carico variabile da traffico è multi-componente, ossia si caratterizza sotto forma di gruppo di carico (cfr. tabella sotto) ossia può presentarsi sotto forma di azione GR, 1a, ovvero GR 1b, e così via. Ciascuna componente dei ciascun gruppo è costituita da uno Schema di Carico - o Load Model LM secondo la notazione anglosassone - che può essere o meno presente o eventualmente ridotto a seconda del coefficiente di partecipazione di cui alla tabella 6.1.

ANAS S.p.A. S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLÌ LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato	File: T00_VI06_STR_RE01_A Data: Agosto 2020 Pag. 25 di 102
---	--

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

<i>Carichi sulla carreggiata</i>						<i>Carichi su marciapiedi e piste ciclabili</i>
Carichi verticali				Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti di 3^a categoria
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tabella 1: Gruppi di carico da traffico per ponti stradali

Ai fini della definizione dei diversi LM si considerano fino a tre colonne di carico convenzionali (ciascuna di ingombro trasversale convenzionale pari a 3.00 m) ed una parte rimanente di larghezza pari a $w - 3 \cdot n_i$. Si dispongono n. 3 colonne di carico convenzionali, sulla restante parte si dispone un carico distribuito pari a 2.50 kN/m^2 .

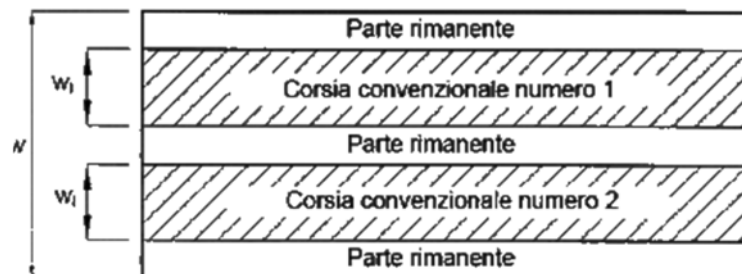


Figura 5.1: Disposizione delle colonne di carico

Allo Schema di carico 1 (LM1), illustrato in figura, si associano per ciascuna corsia le seguenti intensità:

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 5.2 Intensità degli assi di carico TS (Qk) e UDL (qk)

I "treni di carico" $Q_{i,k}$ e $q_{i,k}$ (per $i = 1, 2, 3 \dots$) che compongono il LM1 sono considerati viaggianti lungo le corsie (convenzionali di carico) allo scopo di massimizzare gli effetti su ciascun elemento o connessione strutturale da verificare.

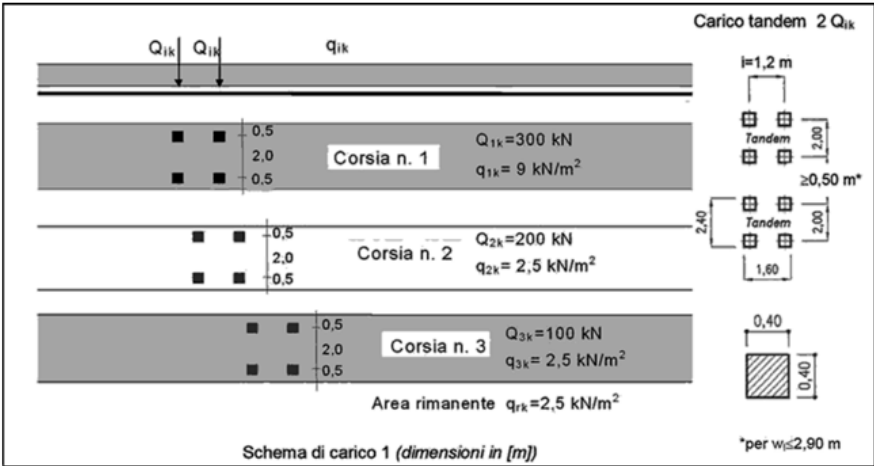


Figura 5.3: Schema di carico 1 (LM1)

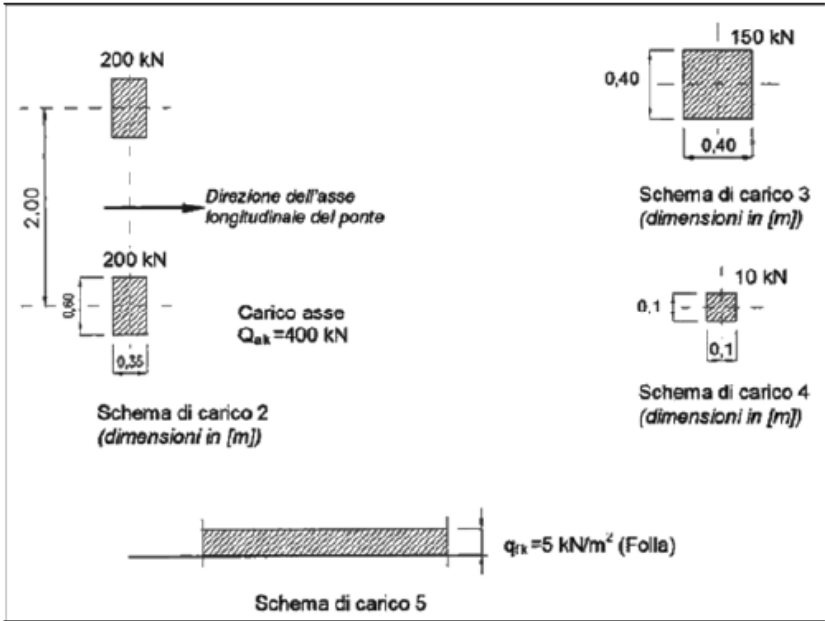


Figura 5.4: Schemi di carico 2, 3 e 4 (LM2, LM3, LM 4)

<p>ANAS S.p.A.</p> <p>S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato</p>	<p>File: T00_VI06_STR_RE01_A Data: Agosto 2020 Pag. 27 di 102</p>
---	---

Nella figura sono descritti i modelli LM2, LM3 ed LM4. Lo schema di carico 5 (LM5) è rappresentativo dalla folla compatta e si considera agente (qualora necessario per massimizzare le sollecitazioni), sui marciapiedi non adibiti solo a manutenzione; si assume una intensità nominale di 5.0 kN/m², comprensiva degli effetti dinamici, e valore di combinazione pari a 2.5 kN/m². Sull'impalcato in oggetto il cordolo è considerato non transitabile. Si riporta di seguito lo schema rappresentativo delle corsie di carico:

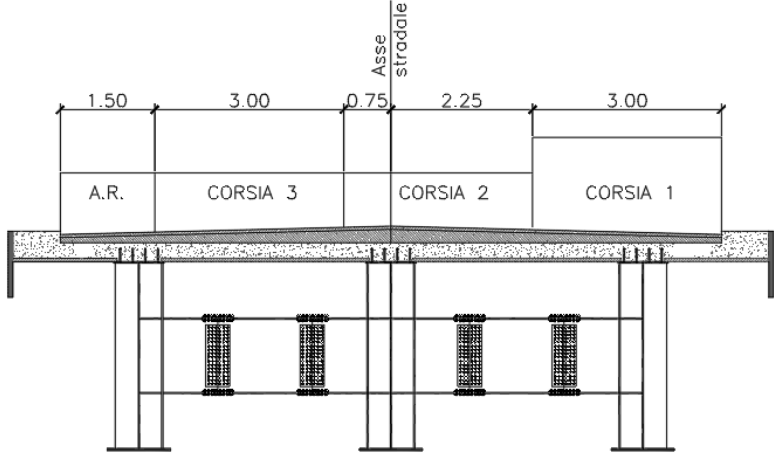


Figura 5.5: Schema di carico

Grazie all'analisi di tipo "Lanes" il software effettua tutte le permutazioni, sia in senso longitudinale che trasversale, delle corsie e dei relativi carichi. Durante l'analisi a carichi mobili vengono generate linee di influenza e superfici di influenza per analizzare la risposta delle strutture soggette all'azione dei veicoli in movimento all'interno di corsie designate.

5.4.7 Carichi variabili da traffico pesante per analisi della fatica

Ai fini delle verifiche a fatica - secondo il criterio della vita illimitata - il modello di carico di fatica 1 è costituito dallo Schema di Carico 1 assumendo il 70% dei carichi concentrati ed il 30% di quelli distribuiti.

5.4.8 Azione longitudinale di frenamento

La forza di frenamento o di accelerazione q₃ è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10 q_{1k} W_1 L \leq 900 \text{ kN}$$

Per L=40m si ha q₃=468 kN

Tale azione, non dimensionante ai fini delle verifiche dell'impalcato, è presa in conto nelle verifiche delle sottostrutture, delle fondazioni e degli apparecchi di appoggio.

5.4.9 Azione centrifuga

L'azione centrifuga è stata valutata secondo la tabella seguente. Essa è applicata alla quota della pavimentazione.

<p>ANAS S.p.A.</p> <p>S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI</p> <p>LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA</p> <p>DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389</p> <p>Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato</p>	<p>File: T00_VI06_STR_RE01_A</p> <p>Data: Agosto 2020</p> <p>Pag. 28 di 102</p>
---	---

Raggio di curvatura [m]	Q_4 [kN]
$R < 200$	$0,2 \cdot Q_v$
$200 \leq R \leq 1500$	$40 \cdot Q_v / R$
$1500 \leq R$	0

Tabella 2: azione centrifuga

L'impalcato si trova in rettilineo per cui tale azione risulta nulla.

5.4.10 Azione sismica

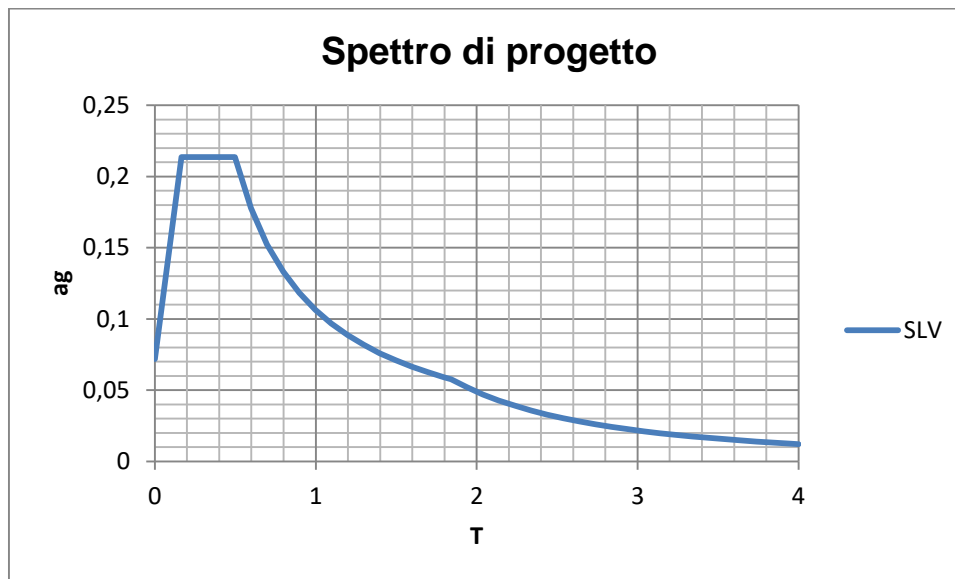
Sulla base delle indicazioni delle NTC2018 si assumono i seguenti valori per determinare l'azione sismica di riferimento nei comuni di Arzana e Villagrande Strisali interessati dall'opera:

- vita nominale: $VN = 50$ anni (costruzioni con livelli di prestazione ordinari)
- coefficiente d'uso: $CU = 2$
- periodo di riferimento: $VR = VN \times CU = 100$ anni:
- stato limite ultimo di salvaguardia della vita, SLV
- probabilità di superamento associata allo stato limite SLV: $PVR = 10\%$ periodo di ritorno: $TR = -VR / \ln(1 - PVR) = 949$ anni
- categoria di sottosuolo: B
- categoria topografica: T1

I parametri sismici principali sono riassunti nella seguente Tabella 3 (le accelerazioni di riferimento sono riportate all'allegato 2 del DM2008 cui il DM2018 rimanda).

Tabella 3 – Valori dei parametri per la definizione del sisma di progetto

	P_{VR} [%]	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	81%	60	0,0254	2,685	0,300
SLD	63%	101	0,0313	2,730	0,307
SLV	10%	949	0,0599	2,976	0,371
SLC	5%	1950	0,0707	3,061	0,393



5.4.11 Resistenze passive dei vincoli

Si è tenuto conto di questa azione nel dimensionamento degli appoggi, delle sottostrutture, delle fondazioni e dei collegamenti tra impalcato e sottostrutture.

5.5 Combinazioni dei carichi

Le combinazioni di azioni per le verifiche agli stati limite ultimi, definite al punto 2.5.3 del D.M. 17 gennaio 2018, sono espresse complessivamente dalle seguenti relazioni:

$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{comb. fondamentale}$$

$$E + \sum_{j>1} G_{k,j} + P + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{comb. sismica}$$

dove:

- G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- E è l'azione del sisma per lo stato limite considerato;
- P è il valore caratteristico delle azioni di precompressione;
- Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili;
- γ_G , γ_P e γ_Q sono i coefficienti parziali delle azioni per gli SLU;
- ψ_0, ψ_2 sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili.

I valori dei coefficienti ψ_0 , γ_G , γ_P e γ_Q sono riportati in Tabella 5.4 e Tabella 5.6.

ANAS S.p.A. S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLÌ LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato	File: T00_VI06_STR_RE01_A Data: Agosto 2020 Pag. 30 di 102
---	--

		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	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	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					

Tabella 5.4. – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Per quanto riguarda i carichi mobili, la simultaneità dei sistemi di carico definiti nel DM 17 gennaio 2018 (modelli di carico 1, 2, 3, 4, 6 - forze orizzontali - carichi agenti su ponti pedonali), deve essere tenuta in conto considerando i “gruppi di carico” definiti nella tabella seguente. Ognuno dei “gruppi di carico”, indipendente dagli altri, deve essere considerato come azione caratteristica per la combinazione con gli altri carichi agenti sul ponte.

<i>Carichi sulla carreggiata</i>						<i>Carichi su marciapiedi e piste ciclabili</i>
Carichi verticali				Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti di 3^a categoria
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tabella 5.5 - Gruppi di carico da traffico per le combinazioni di carico

<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
<i>Vento q_5</i>	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
<i>Neve q_5</i>	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
<i>Temperatura</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

Tabella 5.6. - Coefficienti ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

6. ANALISI E VERIFICHE SLU

6.1 Verifiche di resistenza agli SLU

La resistenza di calcolo della sezione di acciaio nei confronti delle tensioni normali è funzione della classificazione della sezione trasversale.

Nel caso di sezioni di classe 4 tale resistenza è valutata in campo elastico, tenendo conto degli effetti dell'instabilità locale.

La verifica è soddisfatta se risulta:

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}^s}{f_{yk} \cdot A_{eff} / \gamma_{M0}} + \frac{M_{Ed}^s + N_{Ed}^s \cdot e_N}{f_{yk} \cdot W_{eff} / \gamma_{M0}} \leq 1,0$$

con

- N_{Ed}^s e M_{Ed}^s sollecitazioni assiali e flessionali di progetto sulla sola parte metallica;
- A_{eff} e W_{eff} proprietà efficaci della sezione trasversale;
- e_N spostamento della posizione del baricentro;
- γ_{M0} coefficiente parziale di sicurezza.

Nel caso di sezioni di classe 1,2 e 3 si fa riferimento, con espressioni analoghe, ai moduli plastici (classi 1 e 2) ed elastici (classe 3).

La sollecitazione tagliante è supposta agente solo sull'anima della trave metallica.

La resistenza di progetto a taglio è definita come (EN 1993-1-1, eq. (6.18)):

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} = A_v (f_{yk} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

Qualora la resistenza sia determinata dall'instabilità dell'anima, ovvero nel caso in cui risulti (EN 1993-1-1, eq. (6.22)):

$$\frac{h_w}{t} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta}$$

dove:

- $\eta = 1,20$ per gradi di acciaio inferiori a S460;
- h_w e t sono rispettivamente l'altezza e lo spessore dell'anima;

Allora la resistenza a taglio è determinata come (EN 1993-1-5 (eq 5.2)):

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} = \chi_w h_w t (f_{yk} / \sqrt{3}) / \gamma_{M1}$$

dove:

- χ_w determinato secondo EN 1993-1-5 Tabella 5.1;
- γ_{M1} è il fattore parziale di sicurezza.

Il contributo delle flange e della soletta composita viene sempre ignorato.

<p>ANAS S.p.A.</p> <p>S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato</p>	<p>File: T00_VI06_STR_RE01_A Data: Agosto 2020 Pag. 33 di 102</p>
---	---

La verifica a taglio è posta in forma adimensionale come rapporto tra le azioni sollecitanti e la capacità resistente:

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0$$

dove V_{Ed} è la sollecitazione tagliante di progetto.

Per valori di $\bar{\eta}_3$ inferiori a 0,5 non è necessario controllare l'interazione tra le sollecitazioni normali e tangenziali; per valori superiori si adotta la seguente espressione del dominio di resistenza (EN 1993-1-2006,7.1 (1)):

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{Pl,Rd}} \right) \cdot (2 \cdot \bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1,0$$

in cui

- $M_{f,Rd}$ è il momento resistente di progetto delle sole flange efficaci;
- $M_{Pl,Rd}$ è la resistenza plastica della sezione trasversale composta dall'area effettiva delle flange e dall'intera anima senza tener conto della classe di quest'ultima.
- $\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{Pl,Rd}}$
- $\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$

6.2 Connessione soletta-travi - resistenza pioli tipo "Nelson"

Il sistema di collegamento e collaborazione strutturale nelle fasi II e III è realizzato mediante degli elementi connettori a piolo tipo Nelson $\varnothing 22$ mm in acciaio S235J2G3 saldati all'ala superiore delle travi in acciaio.

Si ipotizza la realizzazione di un sistema di piolatura in grado di assicurare un grado di connessione η pari a 1.

d = 22 mm

$f_t = 450$ N/mm²

$\gamma_v = 1.25$

$\alpha = 1.0$

diametro pioli tipo "Nelson"

resistenza a rottura acciaio del piolo

coefficiente parziale di sicurezza

larghezza destra

<p>ANAS S.p.A.</p> <p>S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI</p> <p>LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA</p> <p>DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389</p> <p>Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato</p>	<p>File: T00_VI06_STR_RE01_A</p> <p>Data: Agosto 2020</p> <p>Pag. 34 di 102</p>
---	---

$$P_{Rda} = 0.8 \pi \frac{f_t d^2}{4 y_v} = 109.5 \text{ kN} \quad \text{resistenza di progetto piolo lato acciaio}$$

$$P_{Rdc} = 0.29 \alpha d^2 \frac{\sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{y_v} = 109.9 \text{ kN} \quad \text{resistenza di progetto piolo lato cls}$$

$$P_{Rd} = \min(P_{Rda}, P_{Rdc}) = 109.9 \text{ kN} \quad \text{resistenza di progetto piolo}$$

6.3 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico adottate per le verifiche di resistenza agli SLU sono le seguenti:

$$\text{➤ } F_d = 1,35 \cdot G_k + 1,20 \cdot \varepsilon_2 + 1,35 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,2 \cdot 0,6 \cdot \varepsilon_3$$

essendo:

- G_k pesi propri e carichi permanenti ($g_1 + g_2$);
- Q_k carichi mobili;
- Q_5 azione compatibile del vento F_w^* ;
- ε_2 ritiro del calcestruzzo;
- ε_3 (-10 °C) variazione termica differenziale negativa;

$$\text{➤ } F_d = 1,35 \cdot G_k + 1,20 \cdot \varepsilon_2 + 1,35 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,2 \cdot 0,6 \cdot \varepsilon_3$$

- ε_3 (+10 °C) variazione termica differenziale positiva;

6.4 Analisi Modale

Si riportano in termini numerici, come output del modello di calcolo, i risultati dell'analisi modale dell'impalcato. Si riportano i modi di vibrare che garantiscono l'eccitazione dell'85% della massa in tutte le componenti di spostamento.

Si evidenziano i primi 4 periodi propri di vibrare.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.31	7%	0%	75%	7%	0%	75%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
MODAL	Mode	2	0.27	0%	17%	0%	7%	17%	75%	63%	0%	1%	63%	0%	1%
MODAL	Mode	3	0.20	0%	80%	0%	7%	97%	75%	14%	0%	1%	77%	0%	1%
MODAL	Mode	4	0.15	0%	0%	0%	7%	97%	75%	0%	0%	4%	78%	0%	5%
MODAL	Mode	5	0.13	0%	1%	0%	7%	98%	75%	1%	0%	5%	78%	0%	10%
MODAL	Mode	6	0.11	38%	0%	2%	45%	98%	77%	0%	34%	0%	78%	34%	10%

MODAL	Mode	7	0.11	0%	0%	0%	45%	98%	77%	1%	0%	88%	79%	34%	99%
MODAL	Mode	8	0.08	22%	0%	0%	66%	98%	77%	0%	2%	0%	79%	36%	99%
MODAL	Mode	9	0.07	20%	0%	0%	86%	98%	78%	0%	20%	0%	79%	56%	99%
MODAL	Mode	10	0.06	11%	0%	6%	97%	98%	84%	0%	4%	0%	79%	60%	99%
MODAL	Mode	11	0.05	0%	1%	0%	97%	100%	84%	3%	0%	1%	82%	60%	99%
MODAL	Mode	12	0.04	2%	0%	11%	98%	100%	95%	0%	0%	0%	82%	60%	99%

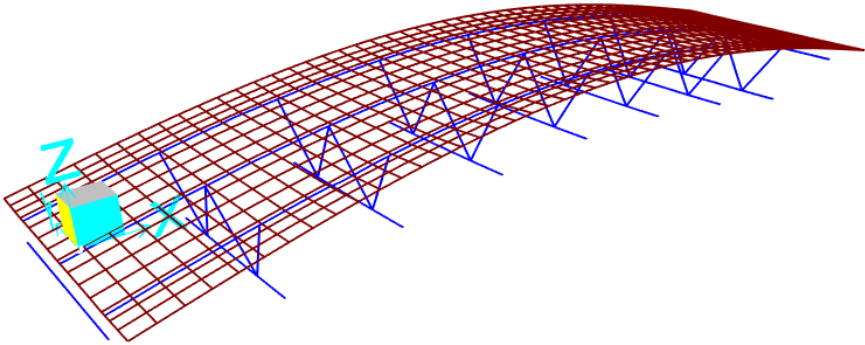


Figura 6.1 - . Modo 1

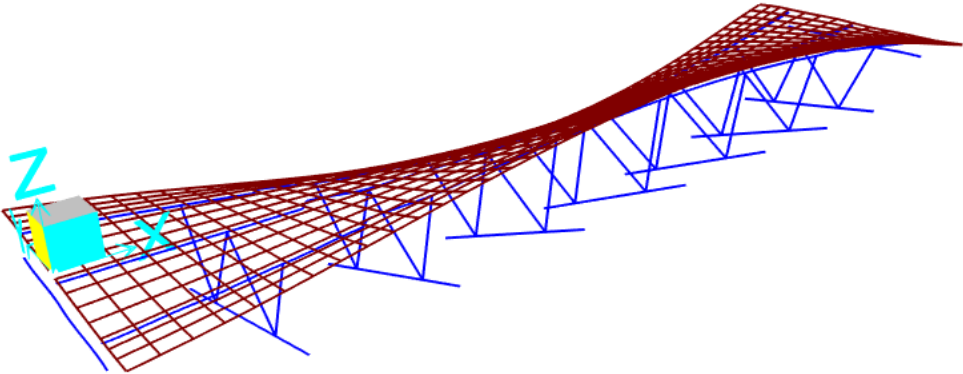


Figura 6.2 - . Modo 2

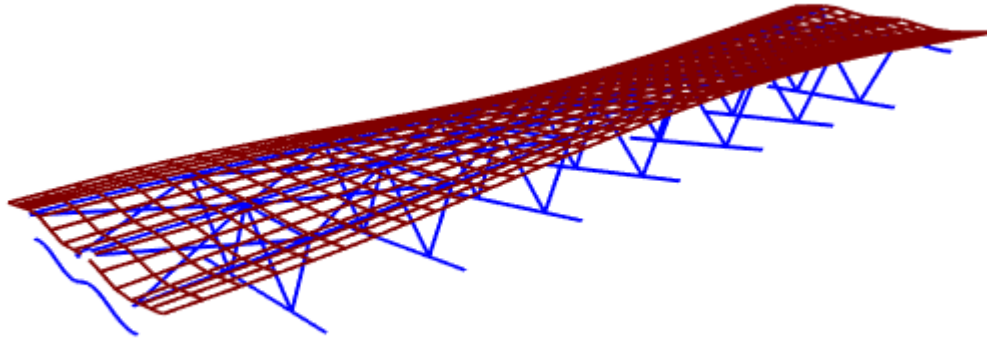


Figura 6.3 - . Modo 3

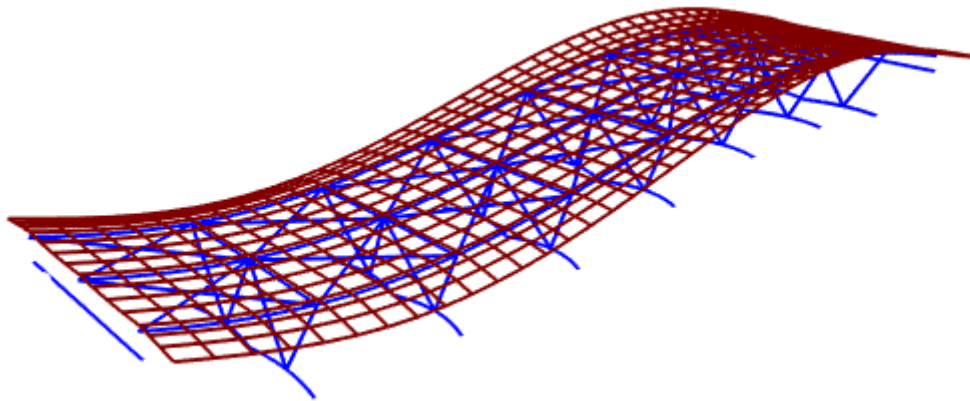


Figura 6.4 - . Modo 4

6.5 Verifica dell'impalcato acciaio-clc

6.5.1 Sollecitazioni - SLU

Fase1:

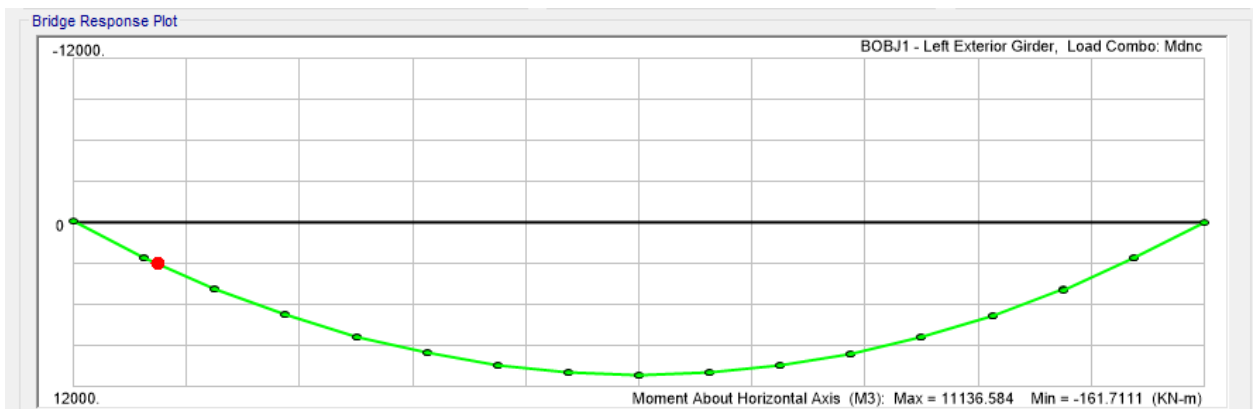


Figura 6.5 -. Momento flettente (kN*m)

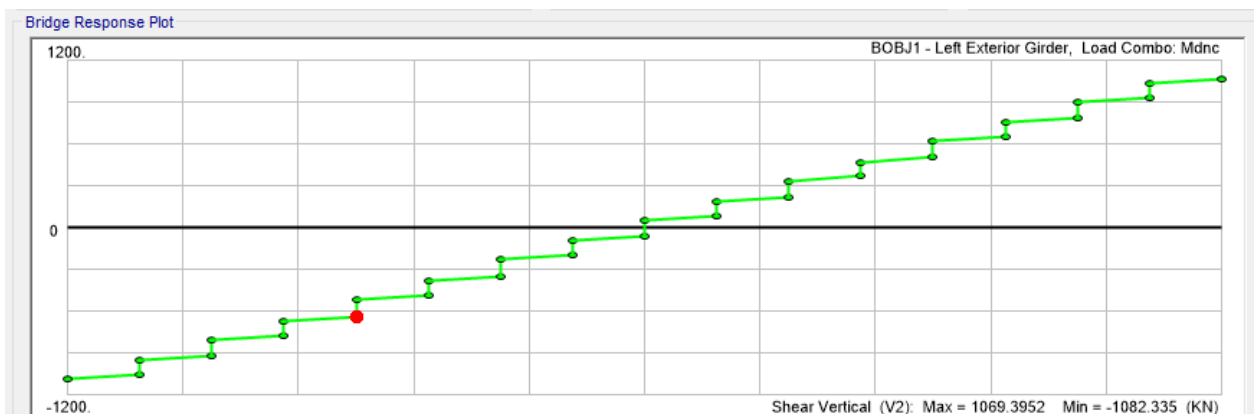


Figura 6.6 -. Taglio (kN)

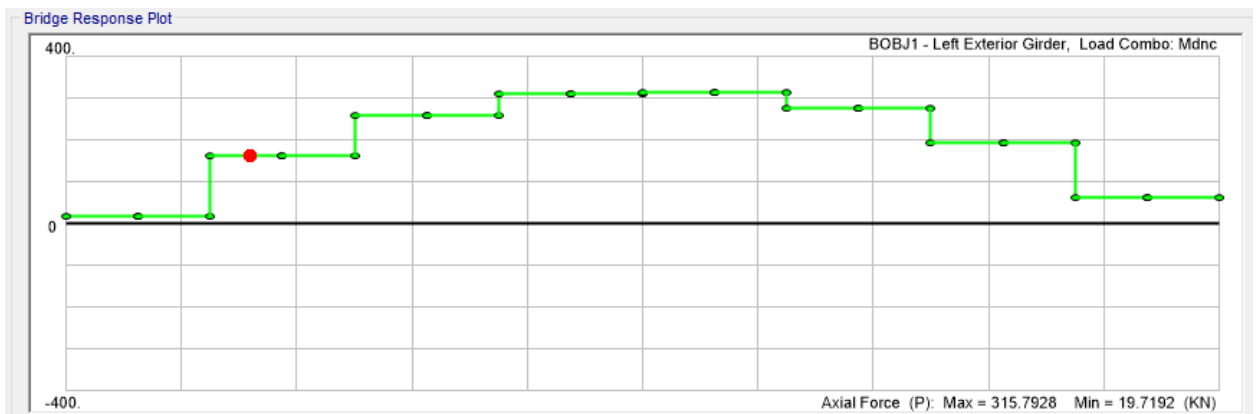


Figura 6.7 -. Sforzo Normale (kN)

Fase2:

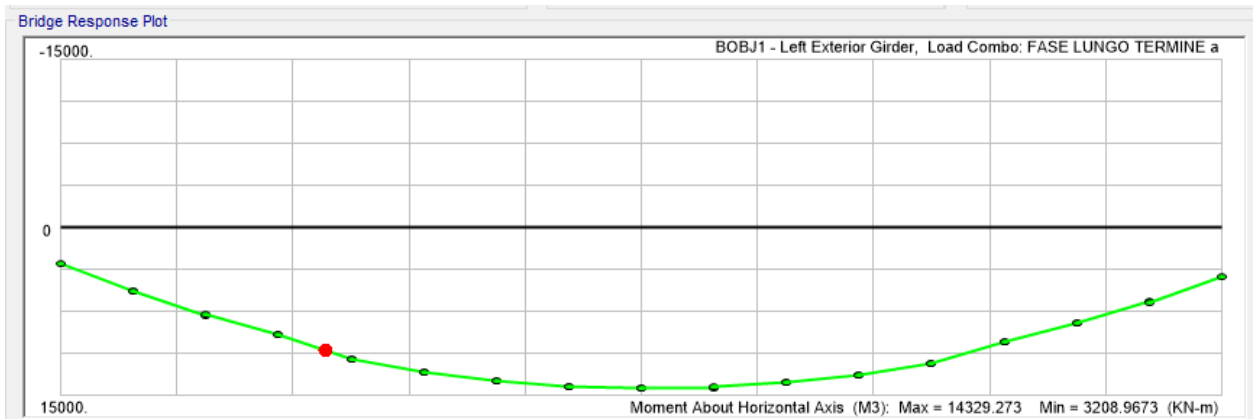


Figura 6.8 -. Momento flettente (kN*m)

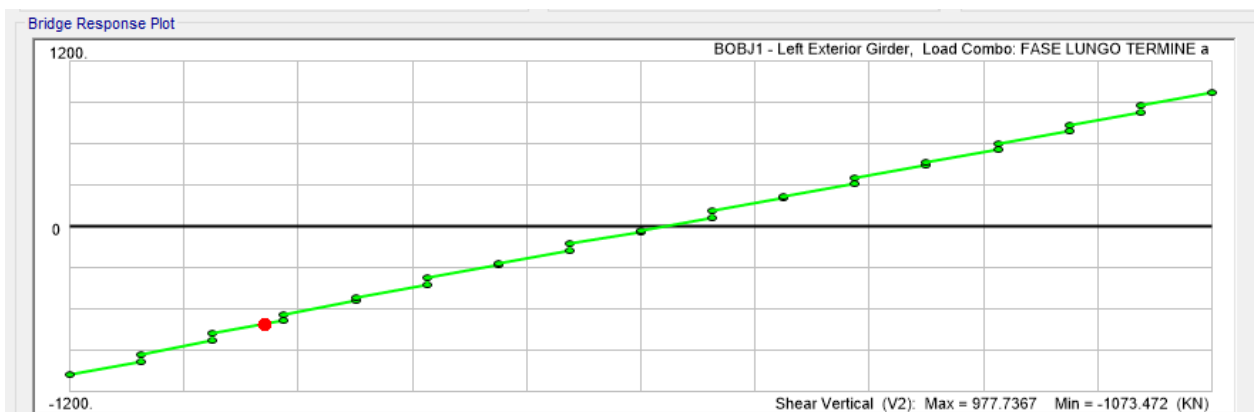


Figura 6.9 -. Taglio (kN)

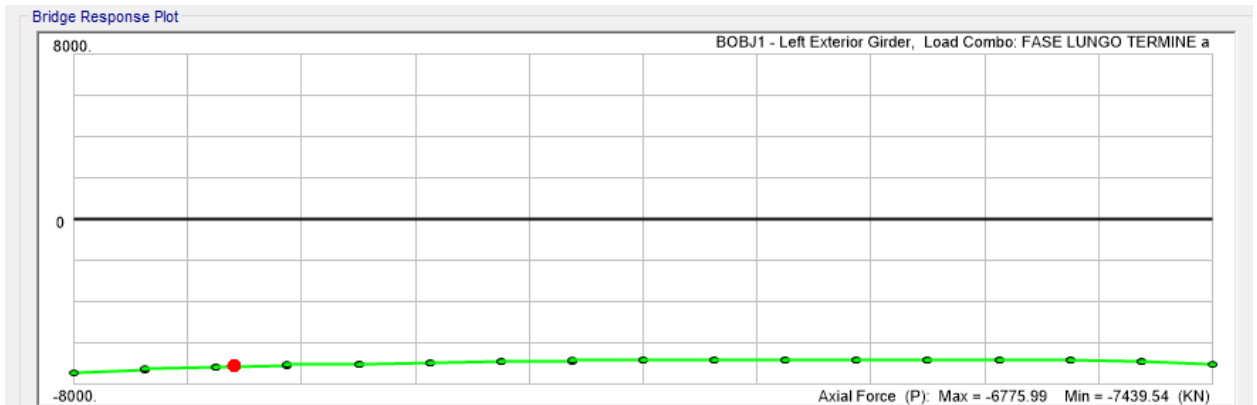


Figura 6.10 -. Sforzo Normale (kN)

Fase3:

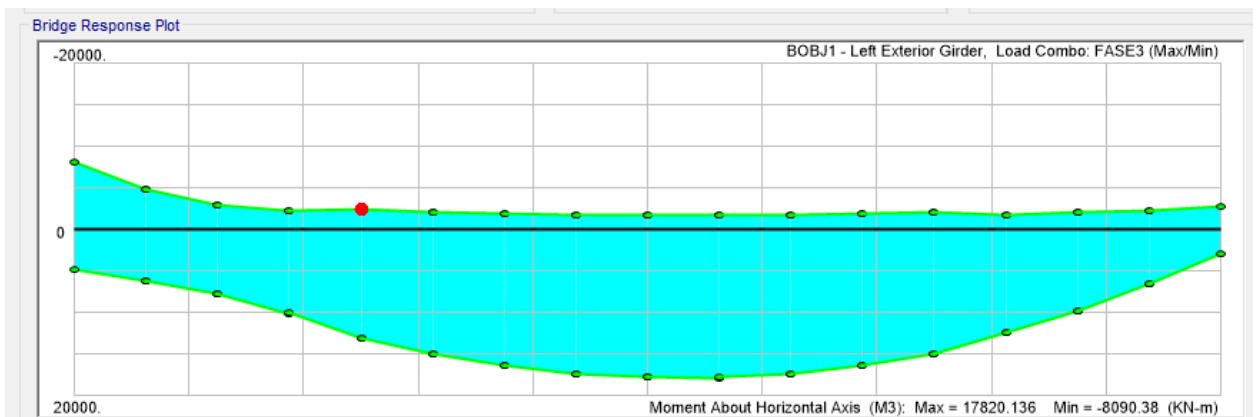


Figura 6.11 -. Momento flettente (kN*m)

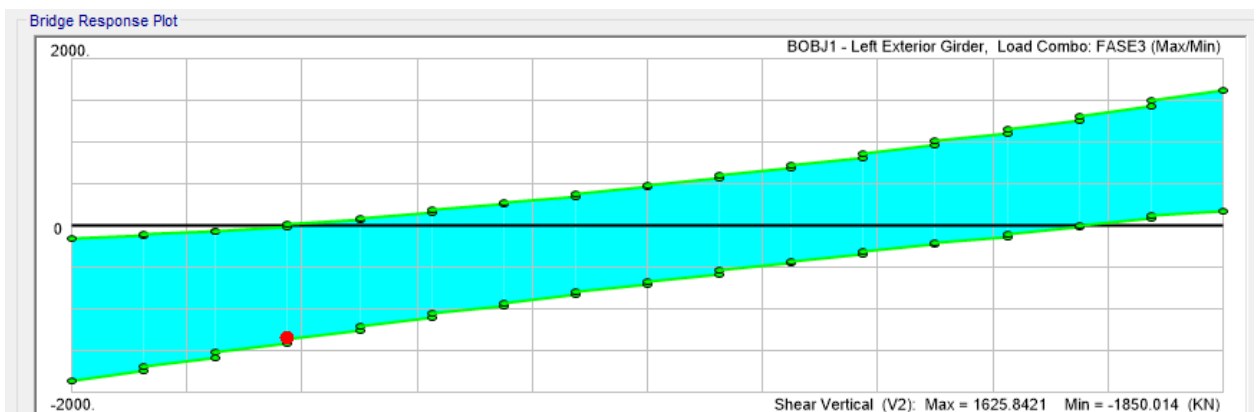


Figura 6.12 -. Taglio (kN)

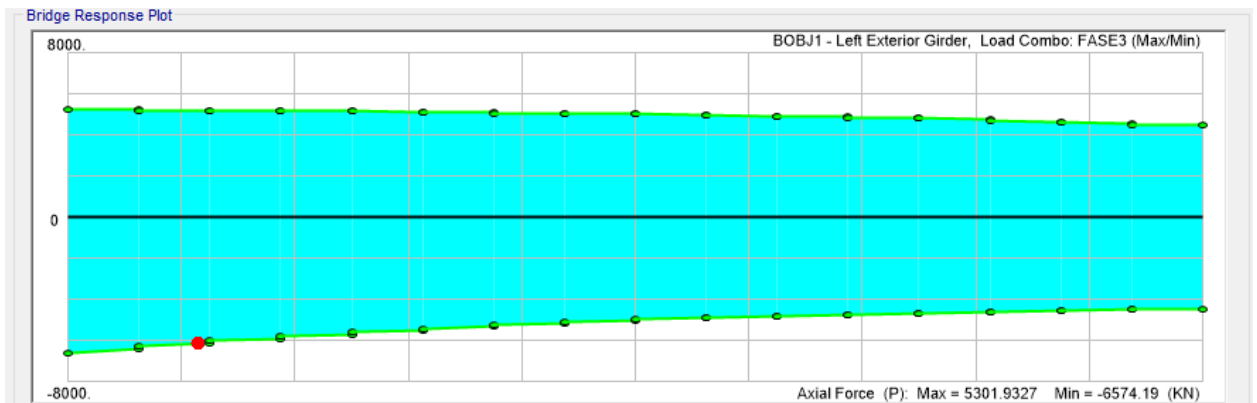


Figura 6.13 -. Sforzo Normale (kN)

6.5.2 Risultati dell'analisi

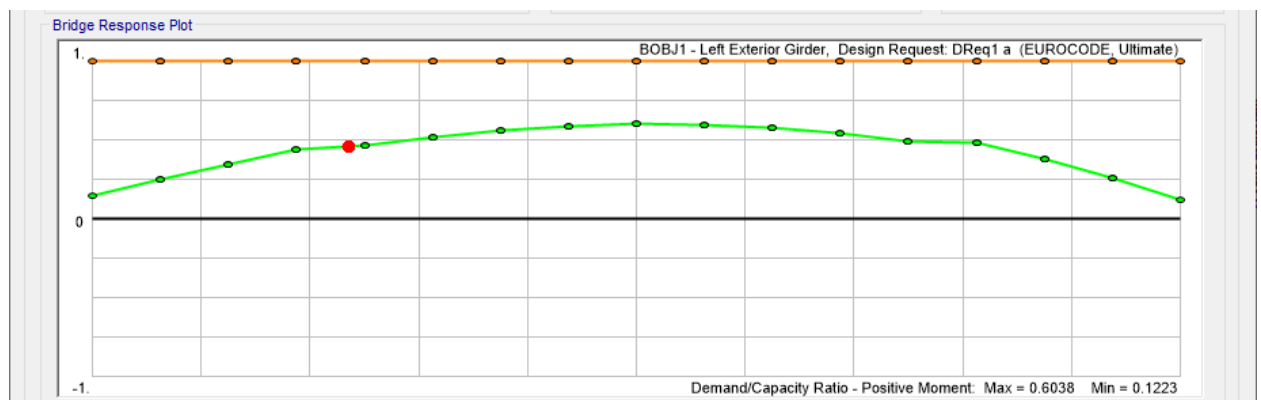


Figura 6.14 -. Verifica momento positivo

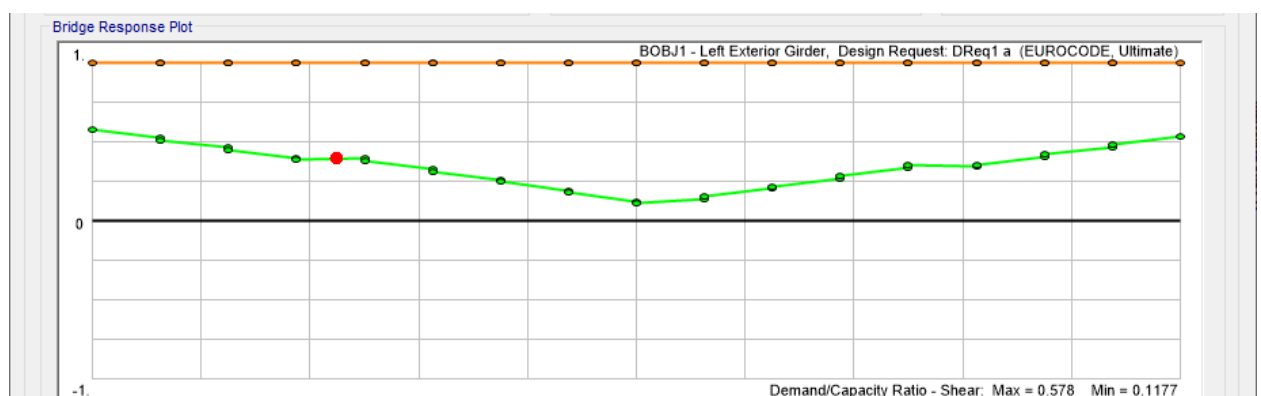


Figura 6.15 -. Verifica taglio

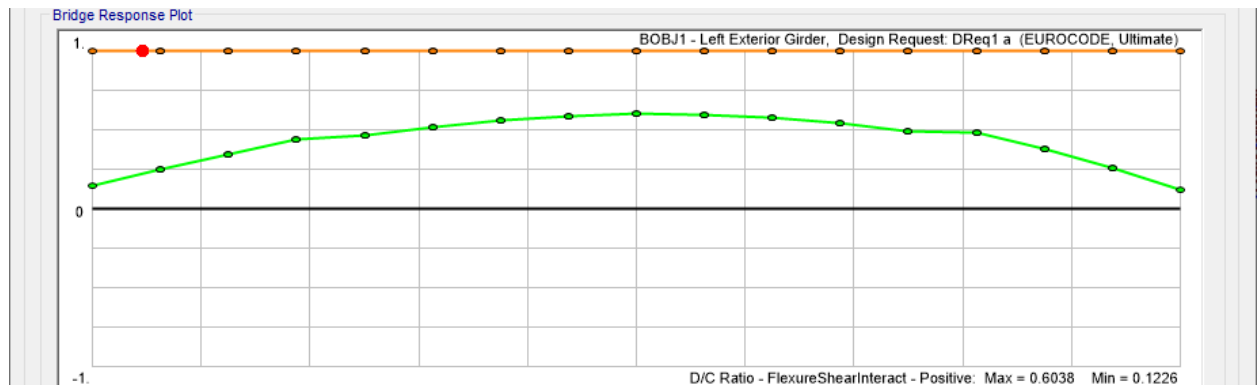


Figura 6.16 -. Verifica interazione taglio/momento positivo

6.5.3 Pioli

fyk	tensione caratteristica acciaio S355	355	MPa
fsk	tensione caratteristica acciaio B450C	450	MPa
fck	resistenza caratteristica cls C32/40	32	MPa
γa	fattore parziale acciaio S355	1.05	
γs	fattore parziale acciaio B450C	1.15	
γc	fattore parziale cls C32/40	1.5	
sp	spessore soletta	0.3	m
d	diametro armatura	20	mm
p	passo armatura	0.1	m
n	numero strati	2	
beff	larghezza efficace	4	m
Aa	area del profilo in acciaio	0.116	m ²
Ac	area della soletta	1.2	m ²
Ase	area armatura	0.025	m ²
Vld	forza di scorrimento campata esterna C4.3.3	31595	kN
Vld	forza di scorrimento campata interna C4.3.4	41429	kN
L	lunghezza trave campata esterna	40	m
kp	numero di pioli per riga	4	
Fpn	resistenza caratteristica piolo	109.9	kN
np min	numero minimo di righe	71.87	
np	numero di righe	72	
p	passo	0.556	m

Si ha inoltre che per spessori di flangia t_f pari a 20mm il passo massimo consentito è pari ad:
 $p_{max} = 22 * t_f (235/f_{yk})^{0.5} = 357\text{mm}$ (si adatterà $p_{max}=300\text{mm}$)

<p>ANAS S.p.A. S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato</p>	<p>File: T00_VI06_STR_RE01_A Data: Agosto 2020 Pag. 42 di 102</p>
---	---

7. ANALISI E VERIFICHE IN ESERCIZIO

7.1 Verifiche “a respiro” delle anime

Le verifiche a respiro sono condotte con riferimento alla norma EN 1993-2: 2006 relativa al progetto dei ponti in acciaio.

La snellezza dell'anima deve essere limitata per evitare fenomeni di “respiro” ovvero deformazioni laterali fuori dal piano che possono arrecare danneggiamenti per fatica, nella zona di collegamento fra anima e piattabande.

La verifica a respiro può essere trascurata per i pannelli d'anima senza irrigidimenti longitudinali o per pannelli secondari di anime irrigidite, dove è soddisfatto il seguente criterio:

$$b/t \leq 30 + 4,0 L \leq 300 \quad (\text{per ponti stradali})$$

dove L è la lunghezza della campata in m, ma non inferiore a 20 m.

Se la disposizione precedente non è soddisfatta la verifica “a respiro” risulta soddisfatta se:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \cdot \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \cdot \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \cdot \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

dove:

- $\sigma_{x,Ed,ser}$ e $\tau_{x,Ed,ser}$ sono le tensioni calcolate per le combinazioni di carico frequente;
- k_{σ} e k_{τ} sono i coefficienti di imbozzamento in campo elastico;
- $\sigma_E = 190000 \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2$ [MPa];
- “b” è l'altezza del pannello d'anima.

Le verifiche risultano sempre soddisfatte in quanto risulta che $b/t=2950/20=148 \leq 30 + 4,0 L = 190$ per la campata da 40m.

7.2 Verifiche di resistenza per lo stato limite di fatica

Le verifiche a fatica sono eseguite in conformità al D.M. 17/01/2018 (carichi di progetto e coefficienti di sicurezza), ed alle indicazioni riportate della Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 2 Febbraio 2009, n. 617, relative alle metodologie ed i particolari costruttivi (par. C.4.2.4.1.4.).

I ponti a sezione composta sono soggetti ad azioni dinamiche variabili nel tempo, e possono manifestare, in tempi più o meno lunghi, problemi legati alla fatica, con conseguente limitazione della funzionalità in esercizio e, nelle situazioni più critiche, il collasso della struttura.

L'esecuzione delle verifiche di resistenza a fatica dei componenti degli impalcato metallici o a sezione composta prevede l'individuazione dei dettagli maggiormente sensibili e la loro

classificazione in base alle curve S-N, nonché alla scelta del relativo coefficiente parziale di sicurezza γ_{Mf} . Il coefficiente γ_{Mf} dipende sia dalla accessibilità per l'ispezione, sia dall'entità delle conseguenze delle crisi per fatica dell'elemento o della struttura. Si possono utilizzare due diversi approcci progettuali:

- **critero del danneggiamento accettabile** per strutture poco sensibili alla rottura per fatica.
- **critero della vita utile a fatica** per strutture sensibili alla rottura per fatica.

Criteri di valutazione	Conseguenze moderate (γ_{Mf})	Conseguenze significative (γ_{Mf})
Danneggiamento accettabile	1,00	1,15
Vita utile a fatica	1,15	1,35

Tabella 7.1 - Coefficienti parziali γ_{Mf}

La verifica a fatica può essere condotta controllando che i valori massimi dei delta di tensione sulla struttura siano inferiori ai limiti di fatica per i diversi dettagli costruttivi (verifica per "Vita Illimitata") oppure controllando che, per un definito numero di cicli di tensione, la struttura possa subire delta di tensione in grado di creare danneggiamento ma con effetto complessivo non significativo nella vita di progetto dell'opera (verifica a "Danneggiamento").

I modelli di carico da utilizzarsi per la verifica a fatica degli impalcati stradali sono:

- il modello di carico LM1 costituito da dallo schema di carico 1, ma con valori dei carichi concentrati ridotti del 30 % e carichi distribuiti ridotti del 70 % (utilizzabile per verifiche a vita illimitata);

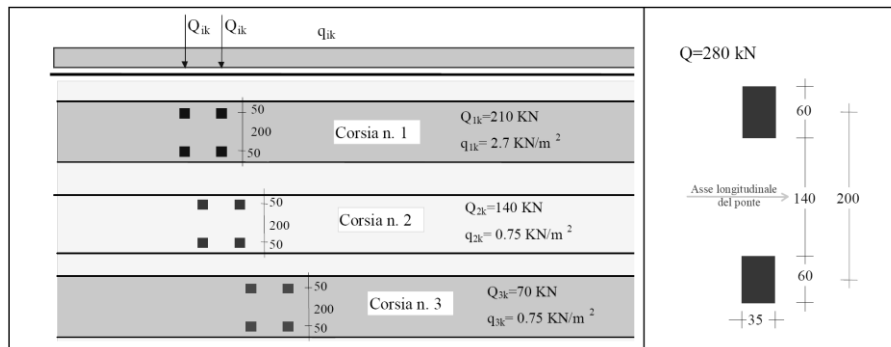


Figura 7.1 - Modello di carico a fatica LM1

- il modello di carico LM2 costituito da un set di veicoli con ingombro geometrico e peso definiti (utilizzabile per verifiche a vita illimitata);

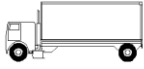
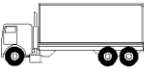
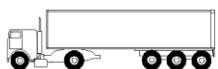
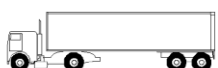

SAGOMA del VEICOLO	Distanza tra gli assi (m)	Carico frequente per asse (kN)	Tipo di ruota (Tab. 5.1.IX)
	4,5	90 190	A B
	4,20 1,30	80 140 140	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	90 180 120 120 120	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	90 190 140 140	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	90 180 120 110 110	A B C C C

Figura 7.2 - Modello di carico a fatica LM2

- il modello di carico LM3, che si compone di un veicolo convenzionale dal peso complessivo di 480 kN (utilizzabile per verifiche a danneggiamento)

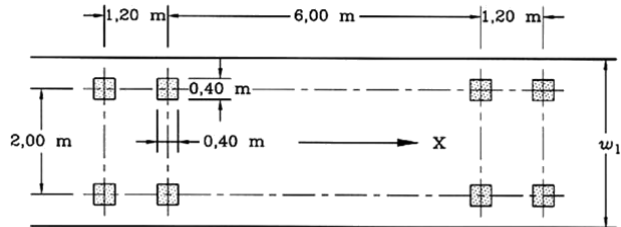


Figura 7.3 - Modello di carico a fatica LM3 (4 assi da 120 kN)

- il modello di carico LM4 costituito da un set di veicoli con ingombro geometrico e peso definiti (utilizzabile per verifiche a danneggiamento)

ANAS S.p.A. S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLÌ LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato	File: T00_VI06_STR_RE01_A Data: Agosto 2020 Pag. 45 di 102
---	--

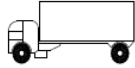
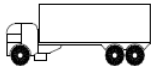

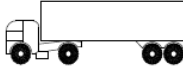
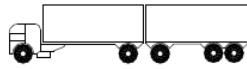
Sagoma del veicolo	Tipo di pneumatico (Tab.5.1-IX)	Interassi [m]	Valori equivalenti dei carichi asse [kN]	Composizione del traffico		
				Lunga percorrenza	Media percorrenza	Traffico locale
	A B	4,50	70 130	20,0	40,0	80,0
	A B B	4,20 1,30	70 120 120	5,0	10,0	5,0
	A B C C C	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 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 7.4 -. Modello di carico a fatica LM4

Le verifiche a fatica per vita illimitata sono condotte, per dettagli caratterizzati da limite di fatica ad ampiezza costante, controllando che il massimo delta di tensione $\Delta\sigma_{\max} = (\sigma_{\max} - \sigma_{\min})$ indotto nel dettaglio stesso dallo spettro di carico significativo risulti minore del limite di fatica del dettaglio stesso. Ai fini del calcolo del $\Delta\sigma_{\max}$ si possono impiegare, in alternativa, i modelli di carico di fatica 1 e 2, disposti sul ponte nelle due configurazioni che determinano la tensione massima e minima, rispettivamente, nel dettaglio considerato.

$$\gamma_F \cdot \Delta\sigma_{\max} \leq \frac{\Delta\sigma_D}{\gamma_{Mf}}$$

Le verifiche a danneggiamento consistono nel verificare che nel dettaglio considerato lo spettro di carico produca un danneggiamento $D \leq 1$. Il danneggiamento D è valutato mediante la legge di Palmgren-Miner, considerando la curva S-N caratteristica del dettaglio e la vita nominale dell'opera.

$$D = \sum_{i=1}^p D_i = \sum_{i=1}^p \frac{n_i}{N_i} \leq 1$$

Tali verifiche sono condotte considerando lo spettro di tensione indotto nel dettaglio dal modello di fatica semplificato n. 3, o, in alternativa, dallo spettro di carico equivalente costituente il modello di fatica n. 4.

<p>ANAS S.p.A.</p> <p>S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLÌ</p> <p>LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA</p> <p>DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389</p> <p>Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato</p>	<p>File: T00_VI06_STR_RE01_A</p> <p>Data: Agosto 2020</p> <p>Pag. 46 di 102</p>
---	---

In alcuni casi è possibile ricondurre la verifica a danneggiamento alla determinazione del delta di tensione equivalente $\Delta\sigma_E$ mediante una serie di coefficienti λ , opportunamente calibrati, funzione della luce della campata, del volume di traffico atteso, della vita di progetto dell'opera e della simultaneità di più veicoli lenti nella carreggiata:

$$\Delta\sigma_E = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \cdot \varphi_{fat} \cdot [\sigma_{FLM, max} - \sigma_{FLM, min}] = \lambda \cdot \varphi_{fat} \cdot \Delta\sigma_{max}$$

con $\lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \leq \lambda_{max}$.

Il coefficiente dinamico equivalente φ_{fat} per ponti stradali è assunto diverso dall'unità solo nelle prossimità dei giunti di dilatazione. In definitiva, si conduce la verifica a danneggiamento controllando che risulti

$$\gamma_F \cdot \Delta\sigma_E(\lambda) \leq \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}}$$

Le "Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018" definisce le diverse categorie di dettagli ed i valori caratteristici dei delta di tensione resistenti, determinati a $2 \cdot 10^6$ cicli. Le sezioni critiche maggiormente significative sono le giunzioni di testa saldate a completa penetrazione, gli impilaggi delle lamiere e le giunzioni saldate degli elementi secondari con le travi principali.

Nel caso in esame **le verifiche sono condotte a vita illimitata con riferimento al modello di carico LM1.**

In particolare si fa riferimento ad:

Tabella C4.2.XIV - Dettagli costruttivi per saldature a piena penetrazione ($\Delta\sigma$)

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
112		<p>Saldature senza piatto di sostegno</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) Giunti trasversali in piatte e lamiere 2) Giunti di anme e piattabande in travi composte eseguiti prima dell'assemblaggio 3) Giunti trasversali completi di profili laminati, in assenza di lunette di scarico 4) Giunti trasversali di lamiere e piatte con rastremazioni in larghezza e spessore con pendenza non maggiore di 1:4. Nelle zone di transizione gli intagli nelle saldature devono essere eliminati <p>Per spessori $t > 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> $k_s = (25/t)^{0.2}$	<p>Saldature effettuate da entrambi i lati, molate in direzione degli sforzi e sottoposte a controlli non distruttivi</p> <p>Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura</p> <p>I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi</p> <p>3) Vale solo per profilati tagliati e risaldati</p>

Per cui:

$$\Delta\sigma_D = 0,737\Delta\sigma_C; \quad \Delta\sigma_L = 0,549\Delta\sigma_C \quad [C4.2.95]$$

$$\Delta\sigma_d = 0.737 \cdot 112 = 82.5 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_L = 0.549 \cdot 112 = 61.5 \text{ MPa}$$

Inoltre:

$$k_s = (25/t)^{0.2}$$

ad esempio, per una piattabanda di spessore 50mm risulta:

$$k_s = (25/50)^{0.2} = 0.87$$

Deve risultare dunque:

Verifica a vita illimitata.

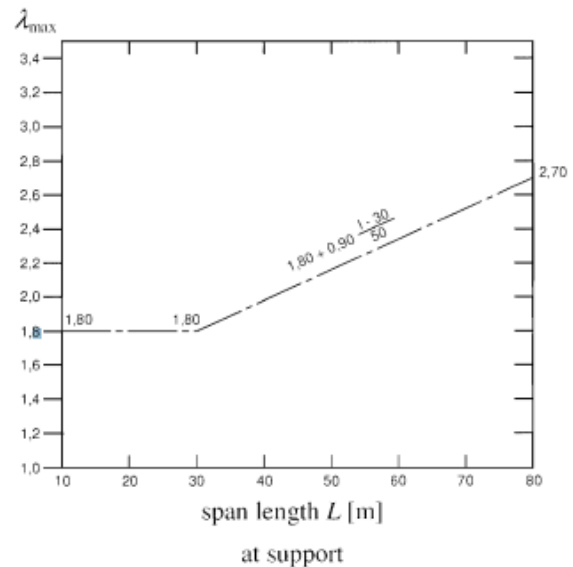
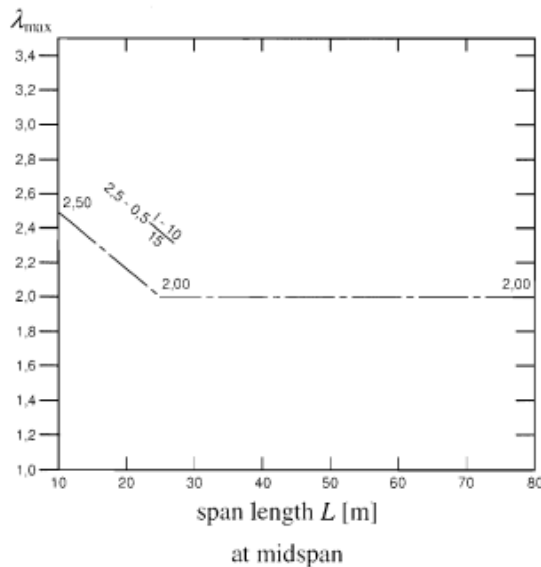
La verifica a vita illimitata si esegue controllando che sia:

$$\Delta\sigma_{\max,d} = \gamma_{Mf} \cdot \Delta\sigma_{\max} \leq \Delta\sigma_D \quad [4.2.55]$$

Per cui l'escursione massima deve risultare:

$$\Delta\sigma_{\max,d} = \Delta\sigma_d \cdot k_s / \gamma_{Mf} = 82.5 \text{ MPa} \cdot 0.87 / 1.35 = 53.2 \text{ MPa}$$

Per i pioli **le verifiche sono condotte a danneggiamento con riferimento al modello di carico LM3.**



Deve risultare dunque:

$$\Delta\tau_{ed} = \lambda_{\max} \cdot \gamma_{MF} \cdot \Delta\tau_k < \Delta\tau_c / \gamma_{MFs} = 90 \text{ MPa} \text{ (C4.2.4.1.4.4)}$$

Dove:

$$\lambda_{\max} = 1.8 + 0.9 \cdot (L - 30) / 50 = 1.98$$

$$\gamma_{MF} = \gamma_{MFs} = 1 \quad (\text{EN1994-2, 2.4.1.2(6)})$$

$\Delta\tau_k$ = tensione di taglio agente sul piolo

7.2.1 Risultati – SLF

Modello di carico 1:

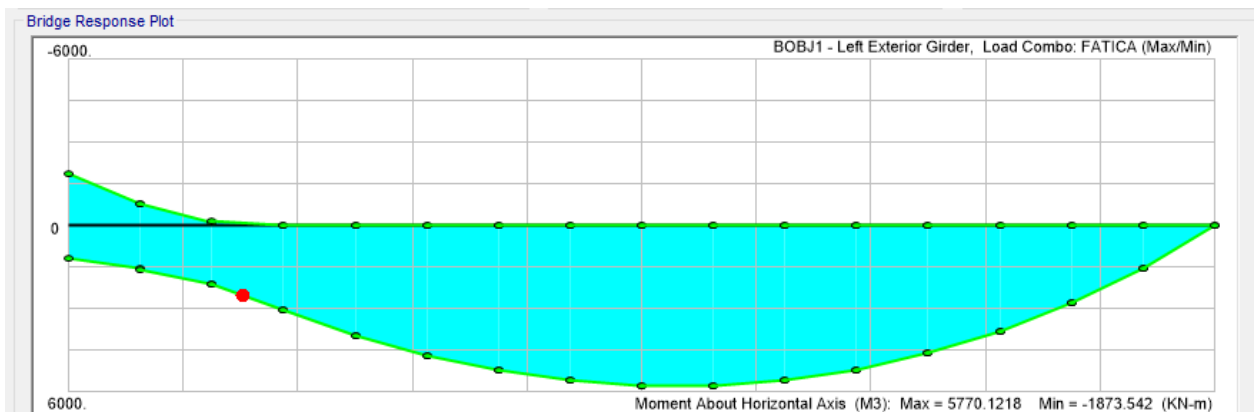


Figura 7.5 -. Momento flettente (kN*m)

FLES. POSITIVA

mm	mm	MPa	MPa	MPa	MPa	Ver.	Ver.
s sup	s inf	$\Delta\sigma$ amm	$\Delta\sigma$ amm	$\Delta\sigma$ piatt. sup	$\Delta\sigma$ piatt. Inf		
20	30	63.9	59.0	0.0	0.0	SI	SI
20	30	63.9	59.0	0.0	0.0	SI	SI
20	30	63.9	59.0	0.0	0.0	SI	SI
20	30	63.9	59.0	2.9	15.4	SI	SI
20	30	63.9	59.0	2.9	15.4	SI	SI
20	30	63.9	59.0	4.2	22.4	SI	SI
20	30	63.9	59.0	4.2	22.3	SI	SI
20	40	63.9	55.7	5.4	22.4	SI	SI
20	40	63.9	55.7	5.4	22.3	SI	SI
20	40	63.9	55.7	6.4	26.4	SI	SI

20	40	63.9	55.7	6.4	26.3	SI	SI
20	40	63.9	55.7	7.1	29.4	SI	SI
20	40	63.9	55.7	7.1	29.4	SI	SI
20	40	63.9	55.7	7.6	31.4	SI	SI
20	40	63.9	55.7	7.6	31.4	SI	SI
20	40	63.9	55.7	7.8	32.4	SI	SI
20	40	63.9	55.7	7.8	32.4	SI	SI
20	40	63.9	55.7	7.8	32.4	SI	SI
20	40	63.9	55.7	7.8	32.4	SI	SI
20	40	63.9	55.7	7.6	31.4	SI	SI
20	40	63.9	55.7	7.6	31.4	SI	SI
20	40	63.9	55.7	7.1	29.3	SI	SI
20	40	63.9	55.7	7.1	29.2	SI	SI
20	40	63.9	55.7	6.3	25.9	SI	SI
20	40	63.9	55.7	6.3	25.9	SI	SI
20	30	63.9	59.0	5.2	27.7	SI	SI
20	30	63.9	59.0	5.2	27.7	SI	SI
20	30	63.9	59.0	3.8	20.2	SI	SI
20	30	63.9	59.0	3.8	20.2	SI	SI
20	30	63.9	59.0	2.1	11.1	SI	SI
20	30	63.9	59.0	2.1	11.1	SI	SI
20	30	63.9	59.0	0.0	0.0	SI	SI

Le verifiche risultano dunque soddisfatte in quanto $\Delta\sigma < \Delta\sigma_{\max,d}$

Modello di carico 3:

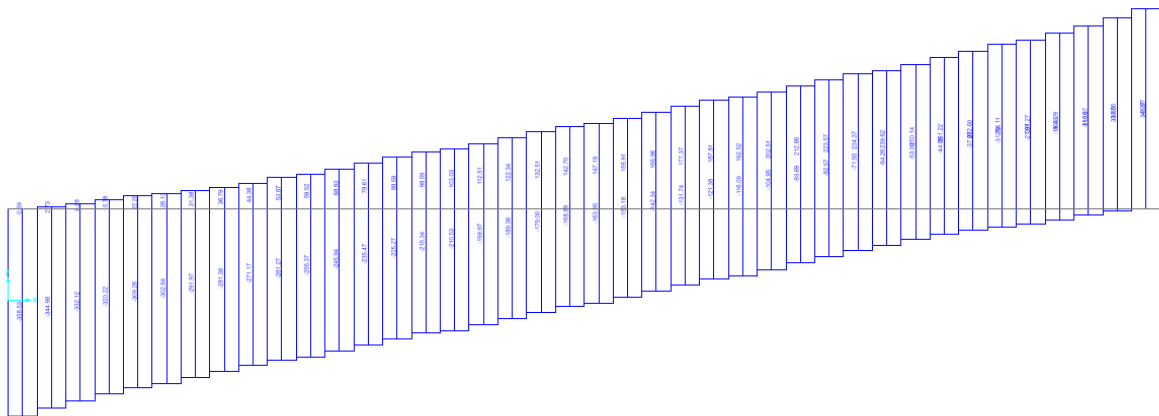


Figura 7.6 - Taglio (kN)

$$V_{Ed} = 360 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{\text{scor}} = 100 \text{ kN/m}$$

$$\Delta\tau_k = 26 \text{ MPa (n. 4 pioli passo 300 ; d= 22mm)}$$

$$\Delta\tau_{ed} = \lambda_{\max} * \gamma_{MF} * \Delta\tau_k = 1.98 * 1 * 26 = 53 \text{ MPa} < \Delta\tau_c = 90 \text{ MPa}$$

Le verifiche risultano dunque soddisfatte.

7.3 Abbassamenti

La freccia dovuta Carichi accidentali (mobili + vento + ΔT) dovrà essere inferiore a limite di $1/500L = 0.08m$.

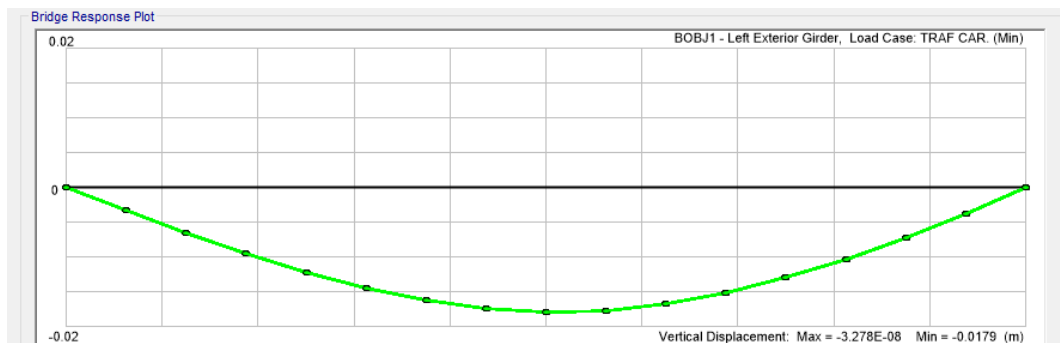


Figura 7.7 - Abbassamento traffico 0.0179m

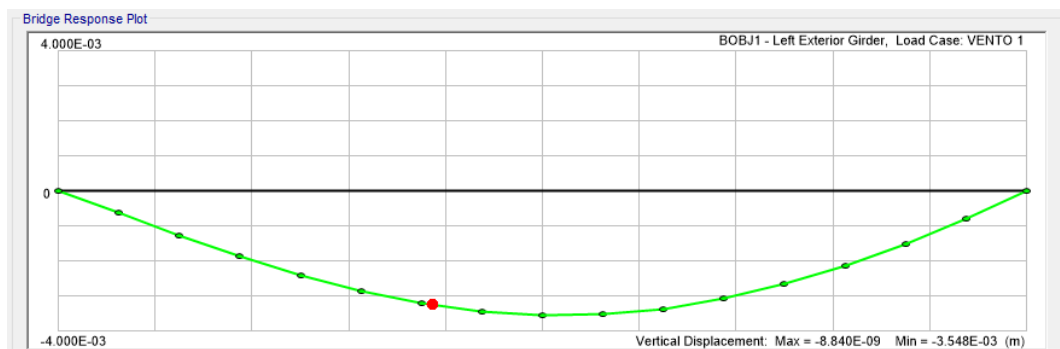


Figura 7.8 - Abbassamento vento 0.0036m

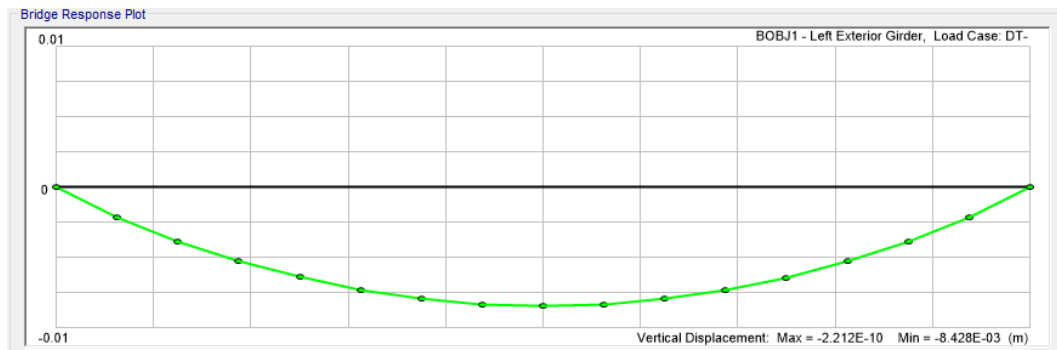


Figura 7.9 -. Abbassamento temperatura 0.0084m

$$W_{max} = 0.0179 + 0.0036 + 0.0084 = 0.03m < 0.08m \text{ Verificato}$$

8. VERIFICA ELEMENTI SECONDARI

8.1 Traversi

8.1.1 Verifica SLU-SLV

I Traversi sono costituiti da profili saldati simmetrici di altezza H1200mm, spessore piattabande pari a 20mm, spessore anima pari a 15mm.

Si riportano di seguito le sollecitazioni agenti sui trasversi:

SLU (fase1+fase2+fase3)/SLV

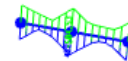
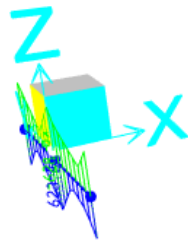


Figura 8.1 -. Momento flettente (kN*m)

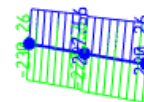
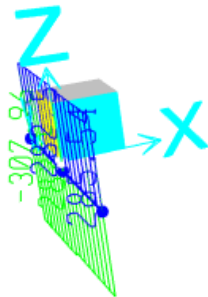


Figura 8.2 -. Taglio (kN)



Figura 8.3 -. Sforzo Normale (kN)

SOLEVAMENTO:

Si prevede il sollevamento sul trasverso in corrispondenza della campata. In questa fase si considerano agenti solo i pesi permanenti.

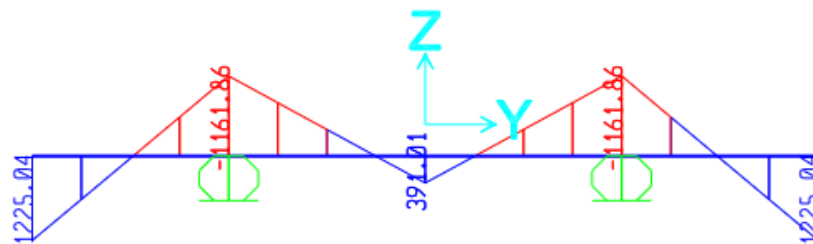


Figura 8.4 -. Momento flettente (kN*m)

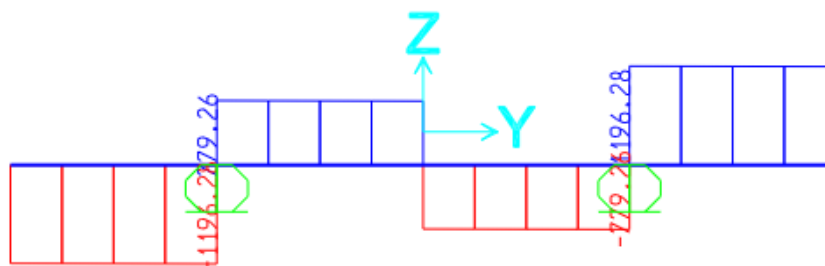


Figura 8.5 -. Taglio (kN)

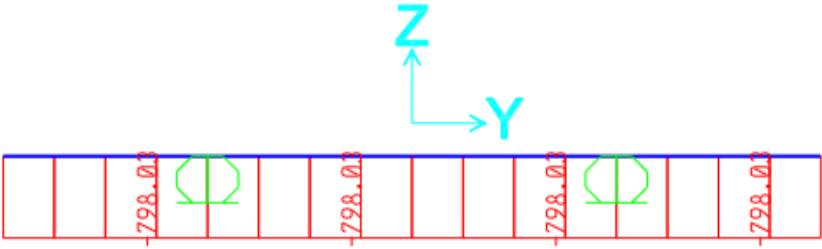
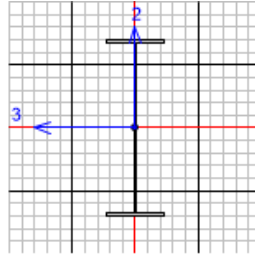


Figura 8.6 -. Sforzo Normale (kN)

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI

SLU/SLV			SOLLEVAMENTO		
<i>kN</i>	<i>kN*m</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN*m</i>	<i>kN</i>
N	M	T	N	M	T
303	504	227	798	1125	1190

VERIFICA



Units KN, m, C

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 98 X Mid: 40. Combo: SOLLEVAM Design Type: Beam
Length: 2. Y Mid: -3. Shape: TRASVERSO2 Frame Type: Secndry
Loc : 2. Z Mid: -0.321 Class: Class 3 Rolled : No

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? Yes

GammaM0=1.05 GammaM1=1.1 GammaM2=1.25
An/Ag=1. RLLF=1. PLLF=0.75 D/C Lim=0.95

Aeff=0.033 eNy=0. eNz=0.
A=0.033 Iyy=0.008 iyy=0.475 Wel,yy=0.013 Weff,yy=0.013
It=3.361E-06 Izz=2.137E-04 izz=0.08 Wel,zz=0.001 Weff,zz=0.001
Iw=7.437E-05 Iyz=0. h=1.2 Wpl,yy=0.014 Av,y=0.016
E=2100000000. fy=355000. fu=510000. Wpl,zz=0.002 Av,z=0.021

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
2.	-798.033	1225.037	-2.863	-1190.62	1.68	-0.013

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)

D/C Ratio: 0.428 = 0.098 + 0.325 + 0.005 < 0.95 OK
= $\frac{N_{Ed}}{(\chi_z N_{Rk}/\Gamma_{M1})} + k_{zy} \frac{(M_y, Ed + N_{Ed} e_{Ny})}{(\chi_{LT} M_y, Rk/\Gamma_{M1})} + k_{zz} \frac{(M_z, Ed + N_{Ed} e_{Nz})}{(M_z, Rk/\Gamma_{M1})}$ (EC3 6.3.3(4)-6.62)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd			
	Force	Capacity	Capacity			
Axial	-798.033	11292.381	11292.381			
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
	11292.381	12264.48	42774.256	42774.256	1.	
Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	3897169.238	0.055	0.477	1.	10779.091
MajorB (y-y)	b	3897169.238	0.055	0.477	1.	10779.091
Minor (z-z)	c	27677.154	0.655	0.826	0.753	8112.524
MinorB (z-z)	c	27677.154	0.655	0.826	0.753	8112.524
Torsional TF	c	42774.256	0.526	0.719	0.828	8925.703

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med, span Moment	Mc, Rd Capacity	Mv, Rd Capacity	Mn, Rd Capacity	Mb, Rd Capacity
Major (y-y)	1225.037	1225.037	4238.167	4238.167	4238.167	3691.343
Minor (z-z)	-2.863	-2.863	361.186	361.186	361.186	

LTB	Curve d	AlphaLT 0.76	LambdaBarLT 0.315	PhiLT 0.593	ChiLT 0.912	Iw 7.437E-05	Mcr 44896.712
-----	------------	-----------------	----------------------	----------------	----------------	-----------------	------------------

Factors	kw	C1	C2	C3	zj
	1.	2.711	0.	0.589	
	za	zs	zg	zz	zj
	0.6	0.	0.6	0.	0.

Factors	kyy	kyz	kzy	kzz
	0.401	0.551	0.979	0.551

	Ved Force	Vpl.Rd Capacity	Vpl.T.Rd Capacity	Ved/Vpl.Rd Ratio	V/Vpl.T.Rd Ratio	rho Factor
Major (z)	1190.62	4075.761	4075.303	0.292	0.292	1.
Minor (y)	1.68	3123.189	3122.721	5.379E-04	5.380E-04	1.

SHEAR DESIGN

	Ved Force	Ted Torsion	Vpl.Rd Capacity	Vpl.T.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	1190.62	0.013	2446.07	4075.303	0.487	OK
Minor (y)	1.68	0.013	3123.189	3122.721	0.001	OK

	Ted Torsion	Tau, t, Ed Stress	Reduction Factor
Major (z)	0.013	57.562	1.
Minor (y)	0.013	76.749	1.

	Vpl.Rd Capacity	Eta Factor	LambdaBar Ratio	Chi Factor
Minor (y)	4075.761	1.2	1.1	0.754
Major (y)	3123.189	1.2	0.285	1.2

TORSION DESIGN

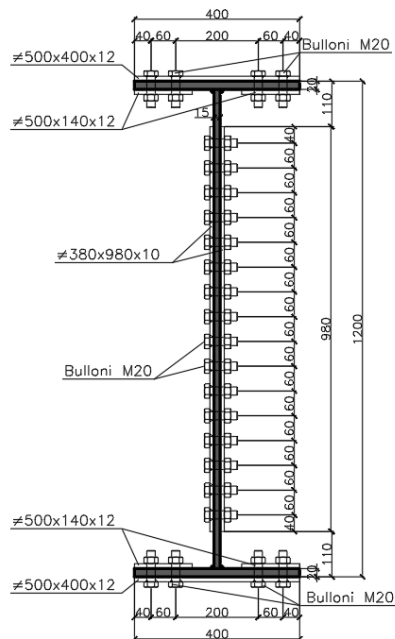
	Ted Torsion	T.Rd Capacity
	-0.013	32.994

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor Left	VMajor Right
Major (V2)	1196.276	1190.62

8.1.2 Giunto flangiato

Il giunto è a parziale ripristino; le sollecitazioni utilizzate sono le più sfavorevoli (si veda paragrafo precedente)



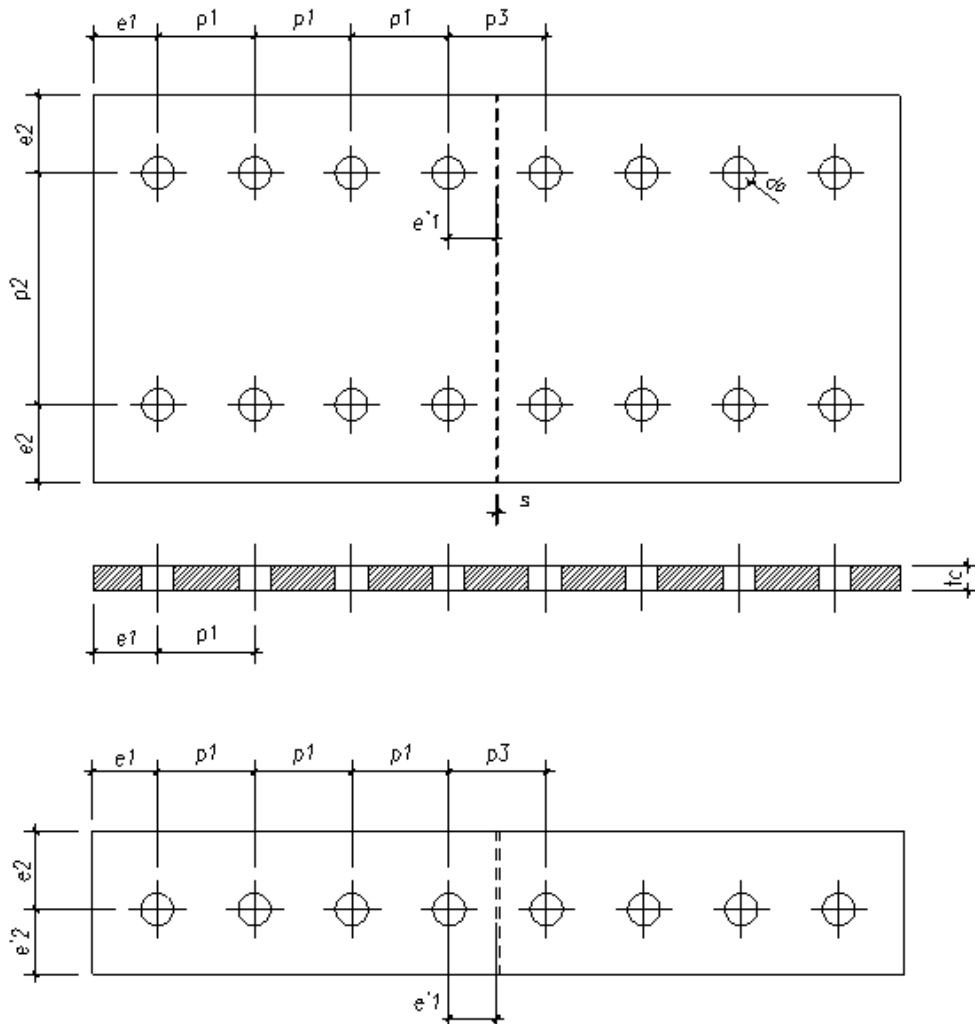
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL COPRIGIUNTO SUPERIORE

Lunghezza del coprighiunto	L_c	522	[mm]
Larghezza del coprighiunto	b_c	400	[mm]
Spessore del coprighiunto	t_c	12	[mm]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{y,c}$	355	[MPa]
Resistenza a rottura dell'acciaio	$f_{u,c}$	510	[MPa]

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL COPRIGIUNTO INFERIORE

Lunghezza del coprighiunto	L_c	522	[mm]
Larghezza del coprighiunto	b'_c	140	[mm]
Spessore del coprighiunto	t_c	12	[mm]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{y,c}$	355	[MPa]
Resistenza a rottura dell'acciaio	$f_{u,c}$	510	[MPa]

Verifica della geometria
OK



DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA DELLA GIUNZIONE D'ALA

1	Momento plastico trasferibile dal profilo	$M_{pl,Rd}$	4045.39	[kNm]
2	Momento plastico trasferibile dalle ali			
	Area della singola ala	A_f	8000.00	[mm ²]
	Massima trazione assunta dall'ala	$F_{t,Rd}$	2581.82	[kN]
	Distanza tra i baricentri delle ali	z	1180.00	[mm]
	Momento plastico assunto dalle ali	$M_{f,pl,Rd}$	3046.55	[kNm]
3	Resistenza del giunto offerta dai bulloni			
	Coefficiente di riduzione per la resistenza a taglio	α_v	0.50	[-]
	Resistenza a taglio per ciascun piano di taglio	$F_{v,Rd}$	98.00	[kN]
	Coefficiente di riduzione per la lunghezza del giunto	β_{Lf}	1.02	[-]
		β_{Lf}	1.00	[-]
	Distanza tra i baricentri delle ali	z	1180.00	[mm]
	Momento associato al collasso dei bulloni	$M_{1j,Rd}$	3700.48	[kNm]
4	Resistenza della sezione netta delle ali			
	Area della sezione netta delle ali	$A_{f,net}$	6280.00	[mm ²]
	Massima trazione assunta dall'ala al netto dei fori	$F_{t,net,Rd}$	2306.02	[kN]
	Distanza tra i baricentri delle ali	z	1180.00	[mm]
	Momento plastico assunto dalle ali al netto dei fori	$M_{2j,Rd}$	2721.10	[kNm]
5	Resistenza a rifollamento delle ali			
	Coefficiente di riduzione per geometria	α/k	0.62	2.206977
	Resistenza di ogni singolo bullone	$F_{b,Rd}$	223.37	[kN]
	Distanza tra i baricentri delle ali	z	1180.00	[mm]
	Momento plastico assunto dalle ali	$M_{3j,Rd}$	4217.16	[kNm]
6	Resistenza a rifollamento dei coprigiunti			
	Coefficiente di riduzione per geometria	α/k	0.62	2.21
	Resistenza di ogni singolo bullone	$F_{b,c,Rd}$	268.04	[kN]
	Distanza tra i baricentri delle ali	z	1180.00	[mm]
	Momento plastico assunto dai coprigiunti	$M_{4j,Rd}$	5060.59	[kNm]
7	Resistenza della sezione lorda dei coprigiunti			
	Area della sezione lorda dei coprigiunti	A_c	8160.00	[mm ²]
	Massima trazione assunta dai coprigiunti	$F_{t,c,Rd}$	2633.45	[kN]
	Distanza tra i baricentri delle ali	z	1180.00	[mm]
	Momento plastico assunto dai coprigiunti	$M_{5j,Rd}$	3107.48	[kNm]
8	Resistenza della sezione netta dei coprigiunti			
	Area della sezione netta dei coprigiunti	$A_{c,net}$	6096.00	[mm ²]
	Massima trazione assunta dai coprigiunti	$F_{t,c,net,Rd}$	2238.45	[kN]
	Distanza tra i baricentri delle ali	z	1180.00	[mm]
	Momento plastico assunto dai coprigiunti al netto dei fori	$M_{6j,Rd}$	2641.37	[kNm]

VERIFICA DEL GIUNTO CON LE AZIONI SOLLECITANTI DI PROGETTO

Forza normale di progetto	N_{Ed}	798	[kN]
Forza di taglio di progetto	V_{Ed}	1190	[kN]
Momento flettente di progetto	M_{Ed}	1125	[kNm]

Ripartizione delle azioni sulle ali

Momento d'inerzia del profilo	I_y	7.521E+09	[mm ⁴]
Momento d'inerzia delle ali	$I_{y,ali}$	5.57E+09	[mm ⁴]
Area del profilo	A	33400	[mm ²]
Area delle ali	A_{ali}	16000	[mm ²]
Momento assorbito dalle ali	$M_{f,Ed}$	833.16	[kNm]
Forza normale assorbita dalle ali	$N_{f,Ed}$	382.28	[kN]

Ripartizione delle azioni sull'anima

Forza di taglio assorbita dall'anima	$V_{w,Ed}$	1190.00	[kN]
Forza normale assorbita dall'anima	$N_{w,Ed}$	415.72	[kN]
Momento assorbito dall'anima	$M_{w,Ed}$	291.84	[kNm]

Verifica della giunzione d'ala

Forza di scorrimento agente sulle ali	$F_{s,Ed}$	897.20	[kN]
Momento flettente agente sulle ali	$M_{f,Ed}$	1058.70	[kNm]
Momento resistente minimo	$M_{fj,Rd,min}$	2641.37	[kNm]
Tasso di lavoro	Δ	40.08%	[-]

RESISTENZA DELLA GIUNZIONE D'ANIMA CON COPRIGIUNTI

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEI PROFILI DA GIUNTARE

Altezza della sezione	h	1200	[mm]
Larghezza della sezione	b	400	[mm]
Spessore delle ali	t_f	20	[mm]
Spessore dell'anima	t_w	15	[mm]
Raggio di raccordo	r	0	[mm]
Distanza tra i profili	s	2	[mm]
Area della sezione trasversale	A	33400	[mm ²]
Momento d'inerzia	I_y	7521250000	[mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico	W_{el,y}	12535000	[mm ³]
Modulo di resistenza plastico	W_{pl,y}	14486000	[mm ³]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_y	355	[MPa]
Resistenza a rottura dell'acciaio	f_u	510	[MPa]

CARATTERISTICHE DEI BULLONI D'ANIMA

Diametro del bullone	d	20	[mm]
Diametro del foro	d₀	21,5	[mm]
Area del gambo filettato	A_s	245	[mm ²]
Numero di bulloni su metà giunto	n_b	48	[-]
Numero piani di taglio per bullone	n	2	[-]
Distanza dai bordi e passi	e₁	40	[mm]
	e₂	40	[mm]
	p₁	60	[mm]
	p₂	60	[mm]
	p₃	82	[mm]
	e'₁	40	[mm]
	Resistenza a rottura del bullone	f_{ub}	1000

Verifica della geometria

OK
OK
OK
OK
OK
OK

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL COPRIGIUNTO

Lunghezza del coprigiunto	L_c	402	[mm]
Altezza del coprigiunto	h_c	980	[mm]
Spessore del coprigiunto	t_c	10	[mm]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{y,c}	355	[MPa]
Resistenza a rottura dell'acciaio	f_{u,c}	510	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA DELLA GIUNZIONE D'ANIMA

1 Verifica dei bulloni			
Coefficiente di riduzione per la resistenza a taglio	α_v	0,50	[-]
Resistenza a taglio per ciascun piano di taglio	$F_{v,Rd}$	98,00	[kN]
Azione sollecitante	$F_{v,Ed}$	32,86	[kN]
Tasso di lavoro	Δ	33,53%	[-]
2 Verifica a rifollamento dell'anima della trave			
Azione di rifollamento in direzione verticale	$F_{Dz,Ed}$	31,34	[kN]
Azione di rifollamento in direzione orizzontale	$F_{Dy,Ed}$	57,76	[kN]
Coefficiente di riduzione per geometria	α_z/k_z	0,680	2,21
	α_x/k_x	0,620	2,21
Resistenza a rifollamento verticale	$F_{Dz,Rd}$	183,75	[kN]
Resistenza a rifollamento orizzontale	$F_{Dy,Rd}$	167,52	[kN]
Tasso di lavoro verticale	Δ_z	17,05%	[-]
Tasso di lavoro orizzontale	Δ_z	34,48%	[-]
3 Verifica a rifollamento dei coprigiunti			
Azione di rifollamento in direzione verticale	$F_{Dz,Ed}$	31,34	[kN]
Azione di rifollamento in direzione orizzontale	$F_{Dy,Ed}$	57,76	[kN]
Coefficiente di riduzione per geometria	α_z/k_z	0,620	2,21
	α_x/k_x	0,620	2,21
Resistenza a rifollamento verticale	$F_{Dz,Rd}$	223,37	[kN]
Resistenza a rifollamento orizzontale	$F_{Dy,Rd}$	223,37	[kN]
Tasso di lavoro verticale	Δ_z	14,03%	[-]
Tasso di lavoro orizzontale	Δ_z	25,86%	[-]
4 Verifica della sezione lorda dei coprigiunti			
Modulo di resistenza plastico dei coprigiunti	$W_{c,pl}$	4802000	[mm ³]
Area di taglio dei coprigiunti	$A_{c,v}$	19600	[mm ²]
Momento resistente dei coprigiunti	$M_{c,pl,Rd}$	1549,74	[kNm]
Taglio resistente dei coprigiunti	$V_{c,pl,Rd}$	3652,00	[kN]
Momento totale agente sul giunto	$M_{VV,tot,Rd}$	413,22	[kNm]
Taglio sollecitante di progetto	V_{Ed}	1190,00	[kN]
Tasso di lavoro	Δ_M	26,66%	[-]
	Δ_V	32,58%	[-]
5 Verifica della sezione netta dei coprigiunti			
Modulo di resistenza netto dei coprigiunti	$W_{c,net,pl}$	3150800	[mm ³]
Area di taglio netta dei coprigiunti	$A_{c,v}$	12720	[mm ²]
Momento resistente dei coprigiunti	$M_{c,pl,Rd}$	1285,53	[kNm]
Taglio resistente dei coprigiunti	$V_{c,pl,Rd}$	2996,31	[kN]
Momento plastico trasferito all'anima della trave	$M_{Vv,pl,Rd}$	413,22	[kNm]
Taglio sollecitante di progetto	V_{Ed}	1190	[kN]
Tasso di lavoro	Δ_M	32,14%	[-]
	Δ_V	39,72%	[-]

8.2 Controventi a K

8.2.1 Verifica SLU-SLV

I controventi sono costituiti da profili accoppiati di tipo L150x10.

Si riportano di seguito le sollecitazioni agenti sui controventi:

SLU (fase1+fase2+fase3)/SLV

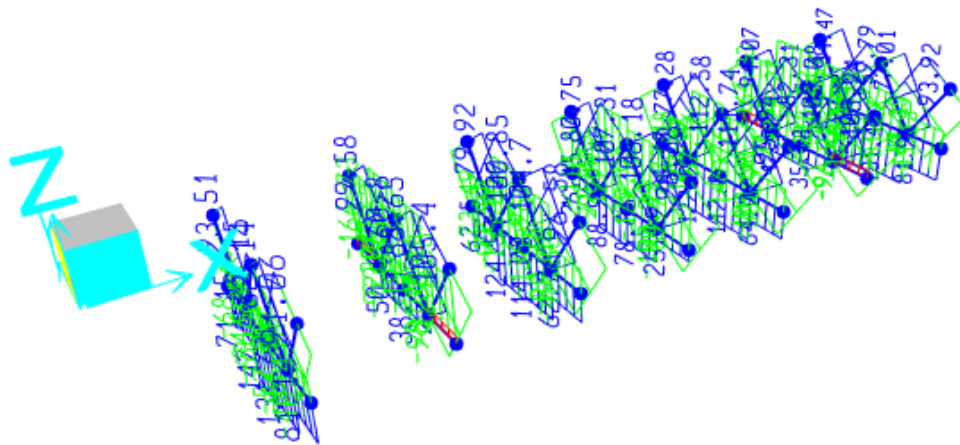


Figura 8.7 -. Sforzo Normale (kN)

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI

Nmax /min= -229/ 147 kN

VERIFICA – SLU/SLV

Profili L

File Tipo Profilo ?

L Uguali Doppi L Disuguali Accosta lato corto

Ordina per: iy ly g

Acciaio: S355 (Fe510) fy (N/mm2) 355 fu 510

Lunghezze di libera inflessione [m]:
 I_{Oy} 4 I_{Oz} 4 I_{Ov} 4

Aggiorna Tabella

designation	g (kg/m)	h (mm)	b (mm)	t (mm)	r1 (mm)	r2 (mm)
L 110 x 110 x 12	19.7	110	110	12.00	13.00	6.50
L 120 x 120 x 11	19.9	120	120	11.00	13.00	6.50
L 100 x 100 x 14	20.6	100	100	14.00	12.00	6.00
L 140 x 140 x 10	21.4	140	140	10.00	15.00	7.50
L 120 x 120 x 12	21.6	120	120	12.00	13.00	6.50
L 150 x 150 x 10	23.0	150	150	10.00	16.00	8.00

Plotta

2 L 150 x 150 x 10 N_{by,Rd} [kN] 837.2 N_{bv,Rd} [kN] 458.5
 N_{bz,Rd} [kN] 1.115 ?

Classe Sezione Compressione 4 ?

g (Kg/m): 46
 h (mm): 150 A (cm2): 58.54
 b (mm): 150 I_y (cm4): 1,248 W_z (cm3): 158.1 I_v (cm4): 257.5
 t (mm): 10 W_y (cm3): 113.8 I_z (cm4): 6.470 I_v (cm4): 2.966
 r1 (mm): 16 I_y (cm): 4.617 I_u (cm4): 990.6
 r2 (mm): 8 I_z (cm4): 2.450 I_u (cm): 5.817

Resistenza all'instabilità - EC3 #6.3.1

2 L 150 x 150 x 10 Acciaio S355 (Fe510) fy (N/mm2) 355

$\gamma_{M1} = 1.05$ $\beta_A = 0.79$ $\epsilon = 0.81$ $\lambda_1 = 93.9$ $\epsilon = 76.4$

Instabilità attorno all'asse			
	y - y	z - z	v - v
Snellezza λ	86.64	61.83	134.86
Snellezza adimensionale $\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1$ $\beta_A^{0.5}$	1.0081	0.7194	1.5693
Curva di instabilità c	c	c	c
Coefficiente di imperfezione α	0.49	0.49	0.49
$\phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2)^2 + \bar{\lambda}^2]$	1.2061	0.886	2.0668
$\chi = 1 / [\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}]$	0.5352	0.7126	0.2931
N _{b,Rd} = $\chi \beta_A A f_y / \gamma_{M1}$ (kN)	837.211	1114.676	458.462

Nrd = -458 kN > Nmin

Nrd = 1114 kN > Nmax

Verificato

8.3 Controventi di falda

In fase di getto i controventi si rendono necessari per la stabilità delle travi principali (svergolamento).

Nella fase 1 sono soggetti al peso della soletta, delle travi in acciaio ed al vento:

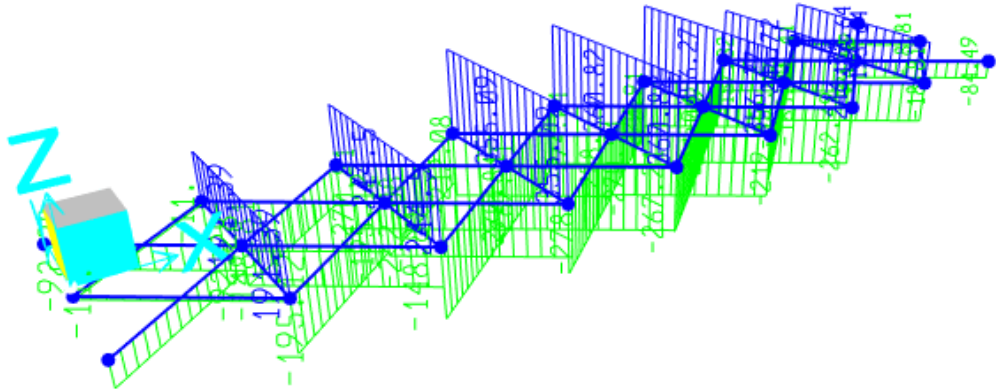


Figura 8.8 - Sforzo Normale (kN)

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI

Nmax /min= -278/ 360 kN

VERIFICA

Profili L [Software Interface]

File Tipo Profilo ?

L Uguali L Disuguali

Doppi Accosta lato corto

d (mm) [10] ?

Ordina per: iy ly g

Acciaio: S355 (Fe510) fy (N/mm2) 355 fu 510

Lunghezze di libera inflessione [m]: I_{Oy} 6.4 I_{Oz} 6.4 I_{Ov} 6.4

Aggiorna Tabella

designation	g (kg/m)	h (mm)	b (mm)	t (mm)	r1 (mm)	r2 (mm)
L 140 x 140 x 13	27.4	140	140	13.00	15.00	7.50
L 130 x 130 x 16	30.9	130	130	16.00	14.00	7.00
L 140 x 140 x 15	31.4	140	140	15.00	15.00	7.50
L 120 x 120 x 18	31.5	120	120	18.00	13.00	6.50
L 150 x 150 x 14	31.6	150	150	14.00	16.00	8.00
L 150 x 150 x 15	33.8	150	150	15.00	16.00	8.00
L 140 x 140 x 17	35.0	140	140	17.00	15.00	7.50

Plotta

2 L 150 x 150 x 14

N_{by,Fd} [kN] 620.0 N_{bv,Fd} [kN] 284.2

N_{bz,Fd} [kN] 1.081 ?

g (Kg/m): 63.2

h (mm): 150 A (cm2): 80.62

b (mm): 150 I_y (cm4): 1.691 W_z (cm3): 224.2 I_v (cm4): 348.2

t (mm): 14 W_y (cm3): 156.6 I_z (cm): 6.566 I_v (cm): 2.939

r1 (mm): 16 I_y (cm): 4.579 I_u (cm4): 1.343

r2 (mm): 8 I_z (cm4): 3.475 I_u (cm): 5.771

Classe Sezione: Compressione 4 ?

Resistenza all'instabilità - EC3 #6.3.1

2 L 150 x 150 x 14 Acciaio S355 (Fe510) fy (N/mm2) 355

$\gamma_{M1} = 1.05$ $\beta_A = 0.98$ $e = 0.81$ $\lambda_1 = 93.9$ $e = 76.4$

		Instabilità attorno all'asse		
		y - y	z - z	v - v
Snellezza	λ	139.77	97.48	217.76
Snellezza adimensionale	$\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1 \beta_A^{0.5}$	1.8107	1.2628	2.821
Curva di instabilità		c	c	c
Coefficiente di imperfezione	α	0.49	0.49	0.49
$\phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2)^2 + \bar{\lambda}^2]$		2.5339	1.5577	5.1213
$\chi = 1 / [\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}]$		0.2322	0.4049	0.1064
$N_{b,Rd} = \chi \beta_A A f_y / \gamma_{M1}$ (kN)		620.003	1081.085	284.177

Nrd = -284 kN > Nmin

Nrd = 1081 kN > Nmax

Verificato

8.4 Soletta

Si considera una striscia di soletta pari ad 1 m.

La soletta è completa e deve sopportare i carichi permanenti portati ed i carichi mobili previsti dalla normativa.

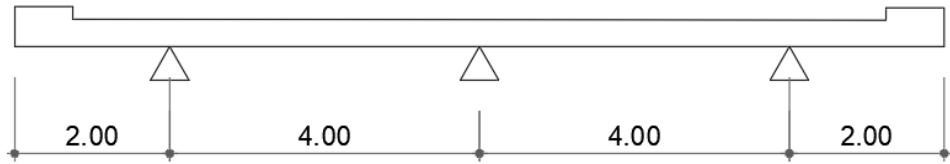


Figura 8.9 - Schema statico

8.4.1 Analisi dei carichi

Permanenti

- Soletta $25 * 0.30 = 7.50 \text{ kN/m}$
- Cordolo $25 * (0.5) = 12.5 \text{ kN/m}$
- Pavimentazione $= 4.80 \text{ kN/m}$

- Veelette, collettori, guard rail $= 7.00 \text{ kN}$

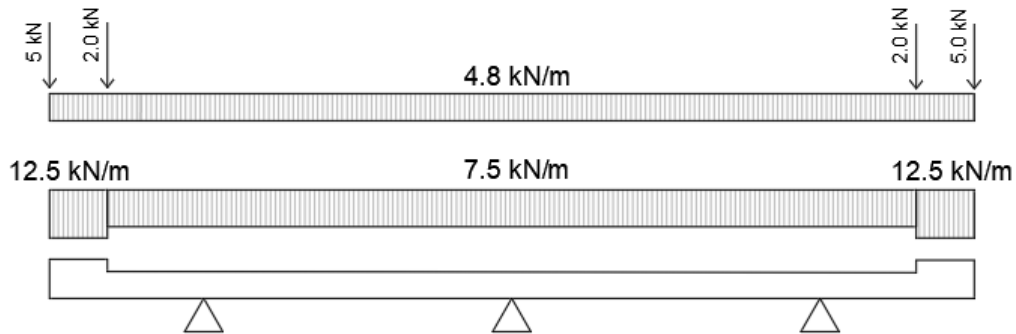


Figura 8.10 - Carichi permanenti

Variabili

I carichi variabili da traffico sono definiti nel 5.1.3.3.3 della NTC 2018.

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti schemi di carico:

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. Questo schema è da assumere 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.

Schema di Carico 2: 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.

<p>ANAS S.p.A.</p> <p>S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLÌ</p> <p>LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA</p> <p>DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389</p> <p>Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato</p>	<p>File: T00_VI06_STR_RE01_A</p> <p>Data: Agosto 2020</p> <p>Pag. 69 di 102</p>
---	---

Schema di Carico 3: è costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0,40m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.

Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

Vedi capitoli precedenti per la configurazione geometrica dei carichi mobili.

Diffusione dei carichi concentrati

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali ed associati agli Schemi di Carico 1, 2, 3 e 4 si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45°, fino al piano medio della struttura della soletta sottostante.

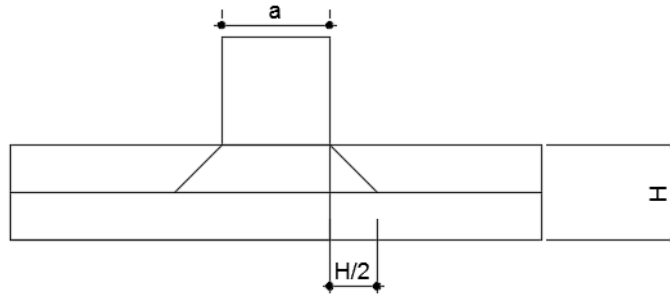


Figura 8.11 - Diffusione nella soletta

Per tener conto dell'effetto lastra, si diffonde il carico verso le travi principali con un angolo di 26.7°.

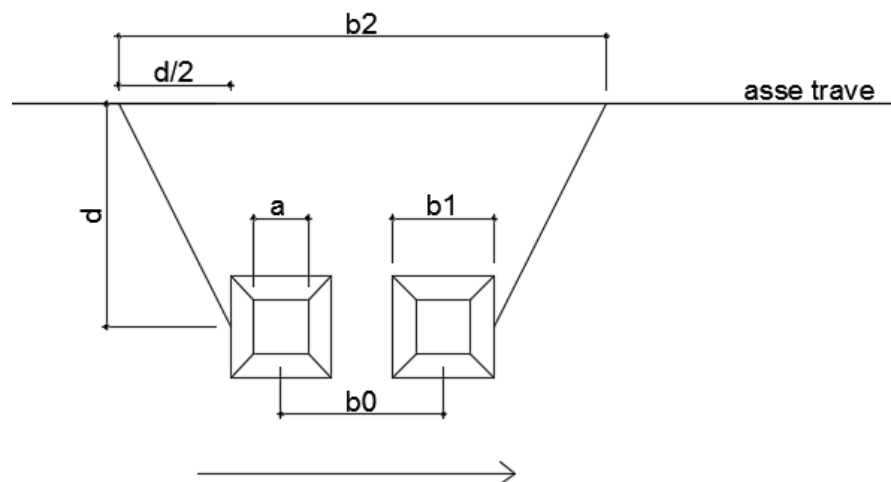


Figura 8.12 - Diffusione verso trave

In cui si è indicato con:

<p style="text-align: center;"><i>ANAS S.p.A.</i> S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato</p>	<p>File: T00_VI06_STR_RE01_A Data: Agosto 2020 Pag. 70 di 102</p>
--	---

a= larghezza impronta di carico

H=altezza soletta+pavimentazione

d=distanza carico/trave

b0=distanza carico tandem

di conseguenza si ricavano le altre grandezze:

$$b1 = a + 2 * H / 2$$

$$b2 = b0 + b1 + 2 * d / 2$$

il carico sulla striscia unitaria sarà pertanto:

$$F = Q_i / d$$

IMPRONTA DI CARICO 1

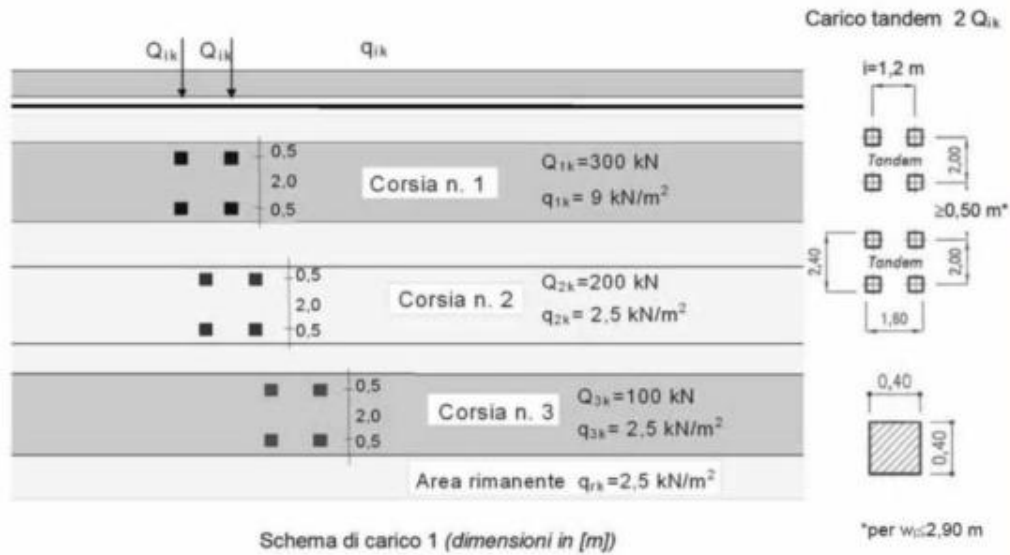


Figura 8.13 - Impronta di carico 1

IMPRONTA DI CARICO 2

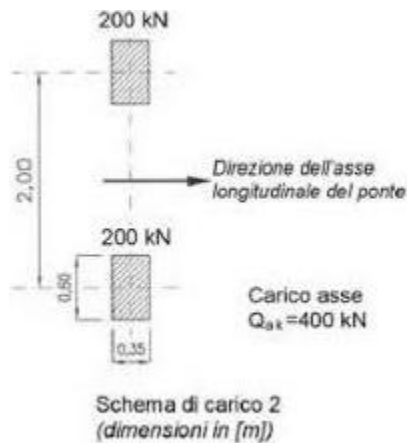


Figura 8.14 - Impronta di carico 2

DISPOSIZIONE DEI CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO

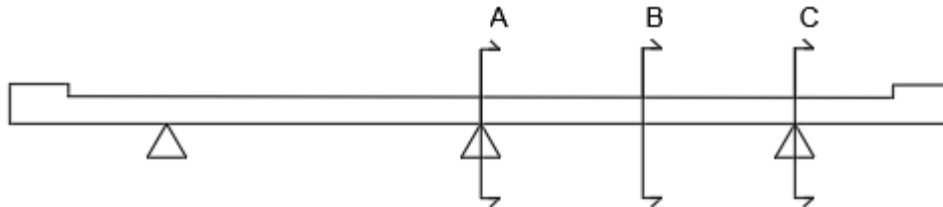


Figura 8.15 - sezioni di interesse per la massimizzazione delle sollecitazioni

Il posizionamento dei carichi variabili da traffico viene eseguito in modo tale da massimizzare le azioni in corrispondenza delle sezioni A-A, B-B, C-C.

Le configurazioni di carico verranno illustrate nelle figure che seguono (con un tratteggio pieno si indica "l'area di carico rimanente"):

Condizione di carico 1

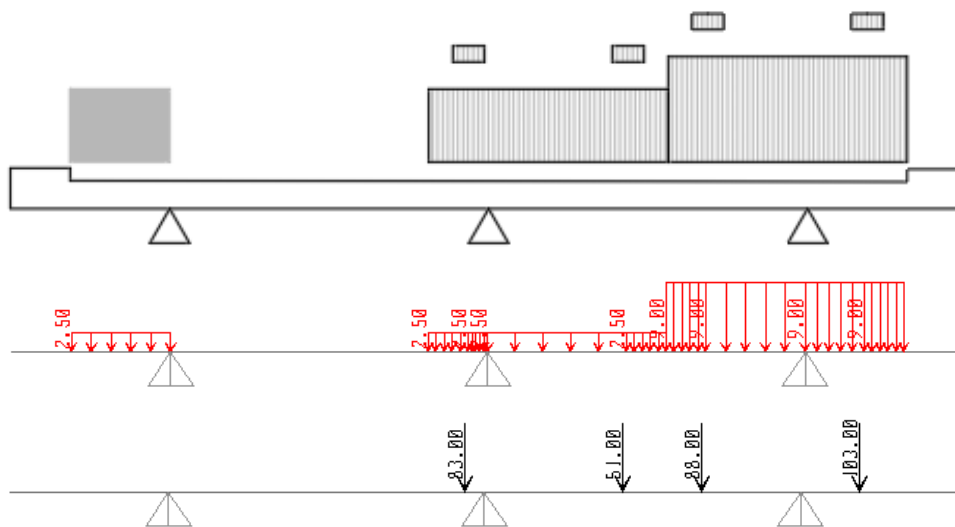


Figura 8.16 - Condizione di carico 1

Condizione di carico 2

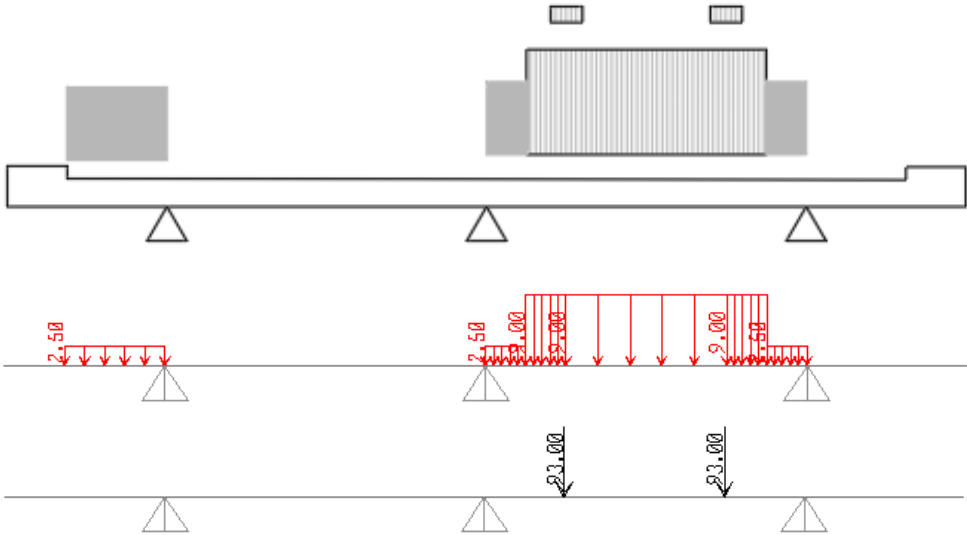


Figura 8.17 - Condizione di carico 2

Condizione di carico 3

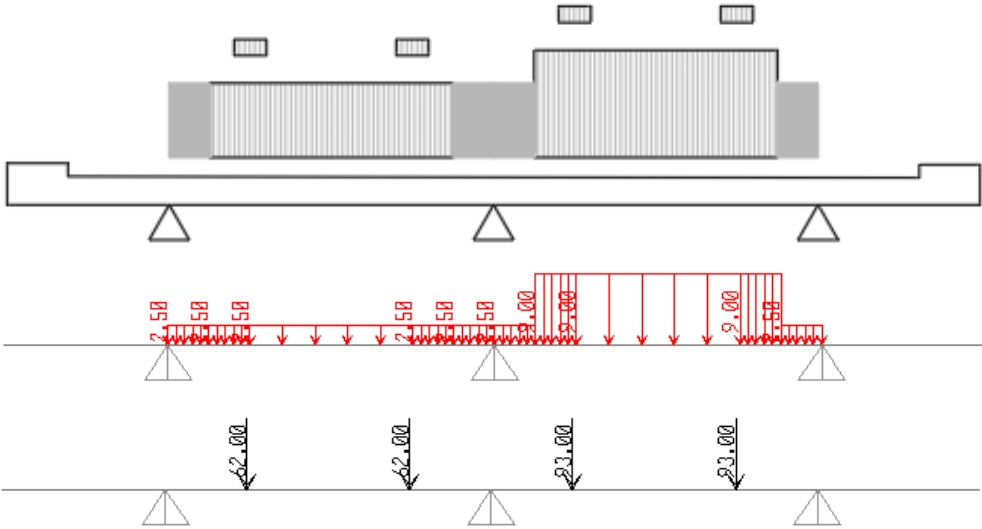


Figura 8.18 - Condizione di carico 3

ANAS S.p.A. S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato	File: T00_VI06_STR_RE01_A Data: Agosto 2020 Pag. 74 di 102
---	--

Le corrispondenti forze valgono:

CASO 1

		Q	Pav.	H sol	a	b0	d	b1	b2	F
Tandem 1	sx	300	0.2	0.3	0.40	1.20	1.25	1.10	3.55	88
	dx	300	0.2	0.3	0.40	1.20	0.75	1.10	3.05	103

		Q	Pav.	H sol	a	b0	d	b1	b2	F
Tandem 2	sx	200	0.2	0.3	0.40	1.20	0.25	1.10	2.55	83
	dx	200	0.2	0.3	0.40	1.20	1.75	1.10	4.05	51

CASO 2

		Q	Pav.	H sol	a	b0	d	b1	b2	F
Tandem 1	sx	300	0.2	0.3	0.40	1.20	1	1.10	3.30	93
	dx	300	0.2	0.3	0.40	1.20	1	1.10	3.30	93

CASO 3

		Q	Pav.	H sol	a	b0	d	b1	b2	F
Tandem 1	sx	300	0.2	0.3	0.40	1.20	1	1.10	3.30	93
	dx	300	0.2	0.3	0.40	1.20	1	1.10	3.30	93

		Q	Pav.	H sol	a	b0	d	b1	b2	F
Tandem 2	sx	200	0.2	0.3	0.40	1.20	1	1.10	3.30	62
	dx	200	0.2	0.3	0.40	1.20	1	1.10	3.30	62

Vengono di seguito riportati gli involucri dei diagrammi di momento flettente e taglio. Le sollecitazioni sono ottenute con carichi già fattorizzati allo stato limite ultimo .

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

con

Combinazione SLU

$\gamma_{G1} = 1.35$ (carichi strutturali)

$\gamma_{G2} = 1.50$ (carichi non strutturali)

$\gamma_{Q1} = 1.35$ (carichi variabili da traffico)

Combinazione SLE-rara/frequente/QP

$\gamma_{G1} = 1.00/1.00/1.00$ (carichi strutturali)

$\gamma_{G2} = 1.00/1.00/1.00$ (carichi non strutturali)

$\gamma_{Q1} = 1.00/0.75/0.00$ (carichi variabili da traffico)

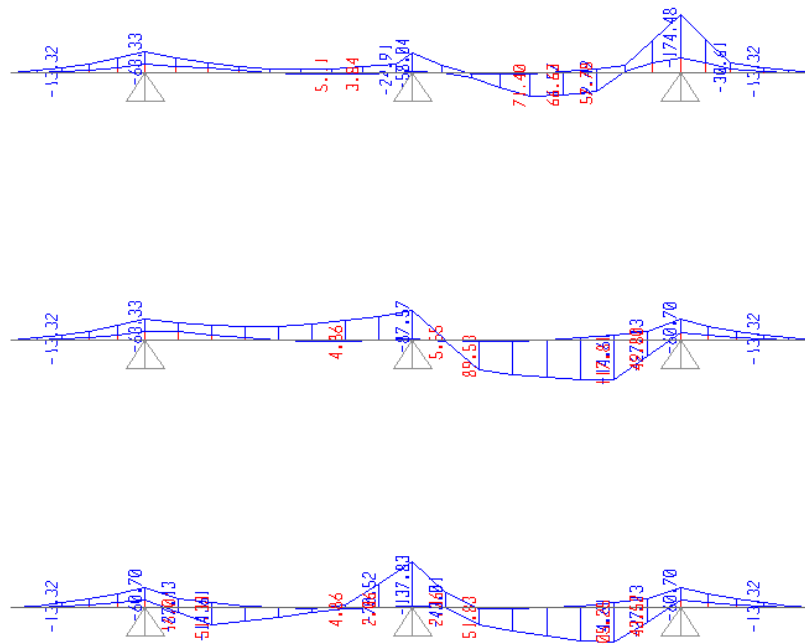


Figura 8.19 - involucro momento flettente SLU

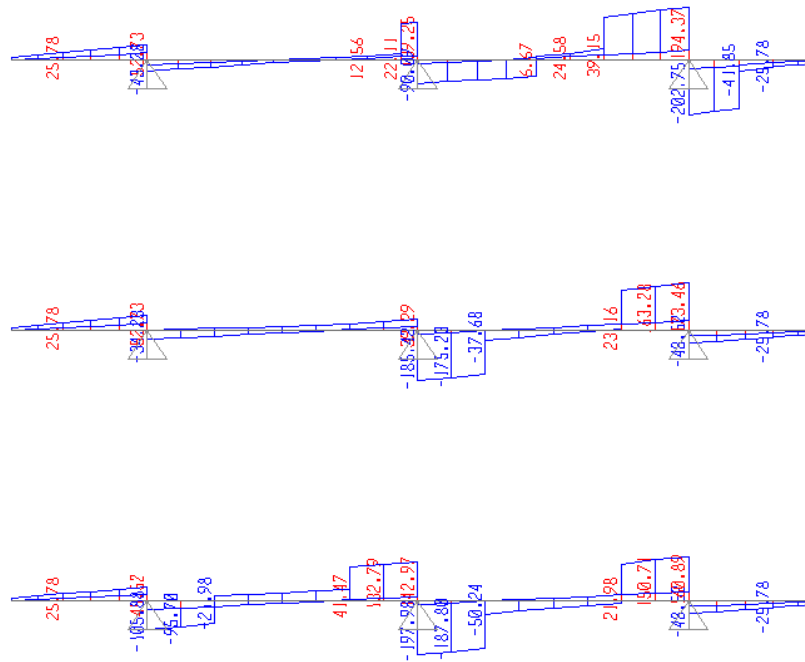


Figura 8.20 - involucro taglio SLU

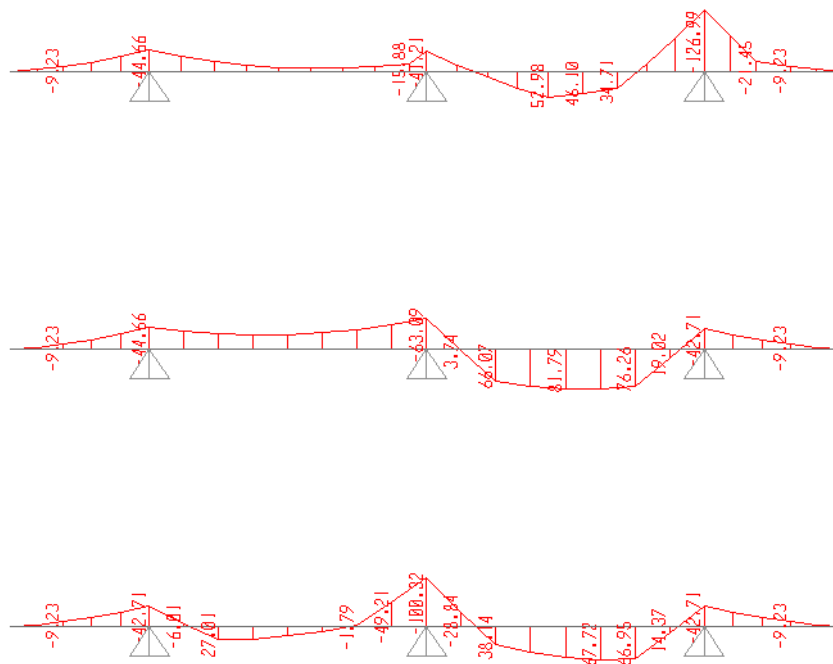
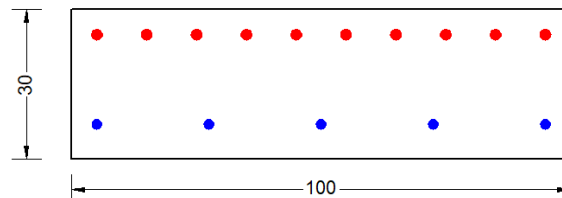


Figura 8.21 -. inviluppo momento flettente SLE -rara

Verifica delle sezioni



Armatura soletta: $\phi 22/10$ sup. e $\phi 20/20$ inf.

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.800	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.100	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	199.20	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

ACCIAIO - Tipo: B450C

ANAS S.p.A. S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato	File: T00_VI06_STR_RE01_A Data: Agosto 2020 Pag. 77 di 102
---	--

Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Conglomerato: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	0.0	0.0
2	0.0	30.0
3	100.0	30.0
4	100.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	5.1	7.0	20
2	5.1	24.9	22
3	94.9	24.9	22
4	94.9	7.0	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	20
2	2	3	8	22

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	0.00	-175.00	203.00
2	0.00	118.00	0.00

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

ANAS S.p.A. S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato	File: T00_VI06_STR_RE01_A Data: Agosto 2020 Pag. 78 di 102
---	--

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-127.00	0.00
2	0.00	82.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-104.00 (-64.66)	0.00 (0.00)
2	0.00	58.00 (56.67)	0.00 (0.00)

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-43.00 (-64.66)	0.00 (0.00)
2	0.00	6.00 (56.67)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.0 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.8 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	-175.00	0.00	-311.05		
1.78	38.0(4.5)						
2	S	0.00	118.00	0.00	132.79		
1.13	15.7(4.5)						

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ANAS S.p.A. S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLÌ LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato	File: T00_VI06_STR_RE01_A Data: Agosto 2020 Pag. 79 di 102
---	--

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
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)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
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 compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.341	0.0	0.0	0.00062	5.1	7.0	-0.00676	94.9	24.9
2	0.00350	0.212	0.0	30.0	-0.00017	5.1	24.9	-0.01304	5.1	7.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000411940	0.003500000	0.341	0.867
2	0.000000000	0.000718919	-0.018067571	0.212	0.705

METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [Mpa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	203.00	209.68	24.9	100.0	0.0153	0.00
2	S	0.00	229.43	24.9	100.0	0.0200	0.00

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	9.24	0.0	0.0	-161.9	84.9	24.9	600	38.0
2	S	7.95	0.0	30.0	-264.2	72.5	7.0	750	15.7

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	7.57	0.0	0.0	-132.6	84.9	24.9	600	38.0

<p>ANAS S.p.A.</p> <p>S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLÌ</p> <p>LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA</p> <p>DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389</p> <p>Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato</p>	<p>File: T00_VI06_STR_RE01_A</p> <p>Data: Agosto 2020</p> <p>Pag. 81 di 102</p>
---	---

8.4.2 Urto di veicolo in svio

Alla forza di urto, pari a 100 kN, si associa il passaggio di un carico tandem (schema 2):
Si adotta una diffusione a 45° fino all'asse trave:

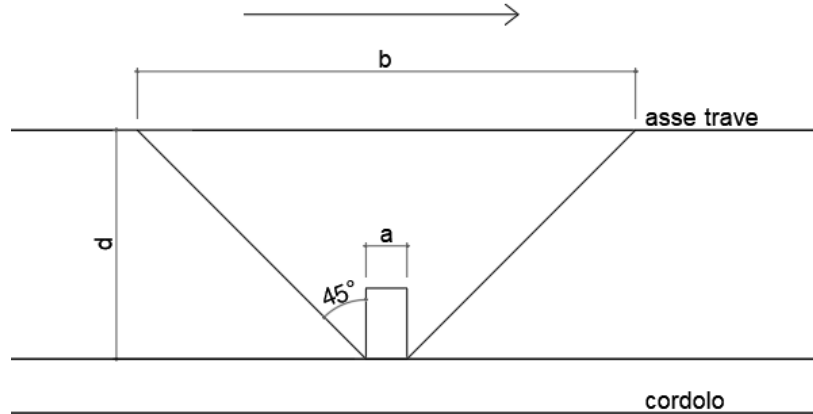


Figura 8.22 -. Schema diffusione carico

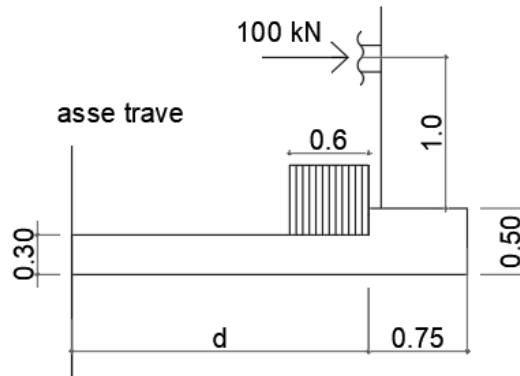


Figura 8.23 -. Schema applicazione carico

Pertanto, indicando con:

V/m = entità del carico per metro di lunghezza

b = lunghezza di carico considerata, ottenuta tramite diffusione a 45°

$V = V/m \cdot b$ = entità del carico complessivo

Dist. = punto di applicazione del carico rispetto all'asse della trave/soletta

$M = V \cdot \text{dist}$ = momento agente

N = sforzo normale agente

nella sezione di incastro sulla trave, si ha:

	<i>kN/m</i>	<i>m</i>	<i>kN</i>	<i>m</i>	<i>kN*m</i>	<i>kN</i>
G1	V/m	b	V	dist.	M	N
soletta h=30cm	15.0	2.5	38	1	38	
G2						
pavimentazione	3.75	2.5	9	0.3	2	
cordolo	3.75	2.5	9	1.6	15	
barriere	2	2.5	5	1.6	8	
veletta	3	2.5	8	2.0	15	
collettori	2	2.5	5	2.0	10	
Q						
tandem 1			200	0.95	190	
tandem 2			0	0	0	
urto				1.28	128	-100
			274		406	-100
						TOT

Che riportato al metro di soletta:

$$V_{Ak} = V / b = 274 / 2.5 = 110 \text{ kN/m}$$

$$n_{Ak} = N / b = -100 / 2.5 = -40 \text{ kN/m}$$

$$m_{Ak} = M / b = -406 / 2.5 = -162 \text{ kN*m/m}$$

Verifica delle sezioni

Dati sezione

b	1000	mm	Base sezione
h	300	mm	Altezza sezione
c	60	mm	Copriferro
fck	32	Mpa	Resistenza caratteristica
d	240	mm	Altezza utile
Ned	-40	kN	Azione Normale agente
γc	1.5		Fattore parziale

Senza staffe

ø1	22	mm	Diametro 1 ferri
n1	10		
ø2	0	mm	Diametro 2 ferri
n2	0		

k	1.91
k filtrato	1.91

ρ	0.016	Rapporto geometrico di armatura longitudinale (≤0.02)
ρ filtrato	0.016	

σ	-0.13	Mpa	Tensione media di compressione nella sezione (≤0.2fcd)
---	-------	-----	--

Vrd	199.1	kN	Resistenza a Taglio
Vmin	121	kN	

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

ANAS S.p.A. S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato	File: T00_VI06_STR_RE01_A Data: Agosto 2020 Pag. 83 di 102
---	--

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.800	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.100	MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito		

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	30.0
3	50.0	30.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-44.9	24.9	22
2	44.9	24.9	22

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			
N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	8	22

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)			
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.			
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate			
N°Comb.	N	Mx	Vy	

ANAS S.p.A. S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato	File: T00_VI06_STR_RE01_A Data: Agosto 2020 Pag. 84 di 102
---	--

1 -40.00 -162.00 0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.0 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.8 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	-40.00	-162.00	-39.89	-307.11		
1.92	38.0(9.0)						

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 Xc max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 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)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 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 compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-50.0	0.0	-0.00564	-44.9	24.9	-0.00564	44.9	24.9

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000366873	0.003500000	----	----

VERIFICA CORDOLI

Le verifiche strutturali dei cordoli sono state effettuate considerando, a favore di sicurezza, le sollecitazioni derivanti dall'azione dell'urto pari a $F_{urto} = 100$ kN, applicata a 1.0m dal piano della pavimentazione, come da normativa.

Pertanto le azioni prodotte dall'urto sono:

ANAS S.p.A. S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato	File: T00_VI06_STR_RE01_A Data: Agosto 2020 Pag. 85 di 102
---	--

$$F_{urto} = 100 \text{ kN}$$

$$T_{urto} = 100 * 1 = 100 \text{ kN*m}$$

Verifica a Taglio/Torsione

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.80	MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	9.400	MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0	MPa
Resis. media a trazione fctm:	3.100	MPa	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito		

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	75.0	cm
Altezza:	50.0	cm
Barre inferiori:	4Ø20	(12.6 cm ²)
Barre superiori:	4Ø20	(12.6 cm ²)
Barre laterali:	1+1Ø20	(6.3 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	6.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - 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	0.10	100.00	100.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	17.0	cm
Interferro massimo barre longitudinali:	21.0	cm [deve essere < 30.0]
Copriferro netto minimo staffe:	4.2	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ANAS S.p.A. S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLÌ LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato	File: T00_VI06_STR_RE01_A Data: Agosto 2020 Pag. 86 di 102
---	--

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 alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
As Tot.	Area complessiva armature long. pilastro [cm²]. (tra parentesi l'area minima di normativa) Area efficace a flessione barre inf. (per presenza di torsione)= 6.8 cm² Area efficace a flessione barre sup. (per presenza di torsione)= 6.8 cm²

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	0.00	0.10	0.17	121.20	1212.014	45.8	---	---	31.4 (11.3)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
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	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	50.0	-0.00154	44.0	-0.03347	6.0

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe:	8	mm	
Passo staffe:	16.4	cm	[Passo massimo di normativa = 23.8 cm]
N.Bracci staffe:	4		
Area staffe/m :	12.3	cm²/m	[Area Staffe Minima NTC = 2.4 cm²/m]
Barre long. tors.:	6Ø20 (18.8 cm²)		

VERIFICHE A TAGLIO-TORSIONE

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
Tsdu	Momento torcente assegnato nella combinazione corrente [kNm]
Trdu	Momento torcente resistente ultimo [kNm] (lato conglomerato)
Mis.Sic.	Misura sicur. = Vsdu/Vcd + Tsdu/Trdu. Verifica OK se Mis.Sic <=1
bw z	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro Braccio coppia interna
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm²/m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	Tsdu	Trdu	Mis.Sic.	bw z	Ctg	Acw	ASt
1	S	100.00		1029.16	306.13	100.00	204.21	0.587	75.0			
42.3	2.500	1.000	2.4									

RISULTATI DEL SOLO CALCOLO A TORSIONE

<p>ANAS S.p.A.</p> <p>S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato</p>	<p>File: T00_VI06_STR_RE01_A Data: Agosto 2020 Pag. 87 di 102</p>
---	---

Area Nucl.	Area del nucleo della sezione tubolare resistente [cm ²]
Per.Nucl.	Perimetro del nucleo della sezione tubolare resistente [cm]
Sp.Nucl.	Spessore del nucleo della sezione tubolare resistente [cm]
Ast	Area calcolata delle staffe al metro per sola torsione [cm ² /m]
As long.	Area dei ferri longitudinali calcolati per sola torsione [cm ²]
Tsdu	Momento torcente assegnato nella combinazione corrente [kNm]
Trsd	Momento torc. resist. reso dall'area staffe riservata alla torsione [kNm]
Trld	Momento torc. resist. reso da apposite barre longitudinali (compresa una aliquota delle barre longitudinali soggette a flessione)

N°Comb	Area Nucl.	Per.Nucl.	Sp.Nucl.	Ast	As long.	Tsdu	Trsd	Trld
1	2100	190	15.0	2.4	28.9	100.00	100.00	105.22

8.5 Verifica predalle in fase di getto

Nella presente sezione si verifica l'armatura delle predalles in fase di getto. Tutte le armature principali della soletta saranno realizzate con acciaio B450C.

Le solette degli impalcati saranno realizzate con l'ausilio di predalles autoportanti, aventi spessore di 5 cm e larghezza pari a 120 cm, tessute trasversalmente e appoggiate sulle travi metalliche principali.

Le predalles sono dotate di tralicci tipo HD 16/16/10, H = 20 cm. Il getto della soletta è previsto mediante 2 fasi di getto distinte, mostrate in figura, così definite:

- Fase 1: getto nella zona compresa fra le travi metalliche e sullo sbalzo per una larghezza pari a 50 cm dall'asse della trave principale;
- Fase 2: getto nella zona rimanente dello sbalzo; tale getto di completamento sarà realizzato soltanto dopo che il calcestruzzo del getto di prima fase abbia raggiunto una resistenza maggiore di 25 MPa.

Di seguito sono stati riportati gli schemi di calcolo delle fasi di getto della soletta, definendo per ognuno le sollecitazioni massime. Si prescrive che **i tempi di getto tra una fase e l'altra siano tali da consentire la maturazione del calcestruzzo gettato** (maggiori a 03 giorni). A favore si sicurezza non si tiene conto negli schemi che seguono delle zone di soletta già maturate. I grafici che seguono riportano i parametri della sollecitazione sulla singola lastra predalle, avente larghezza pari a 1.20 m, con i loro valori già amplificati con il coefficiente di norma per ottenere i valori allo SLU.

Si sono considerate tutte le disposizioni di carico accidentale al fine di massimizzare le sollecitazioni massime (sono trascurate quelle ottenute per simmetria). La verifica è eseguita sulla larghezza massima dello sbalzo e sull'interasse massimo tra gli appoggi.



Figura 8.24 -. Schema statico

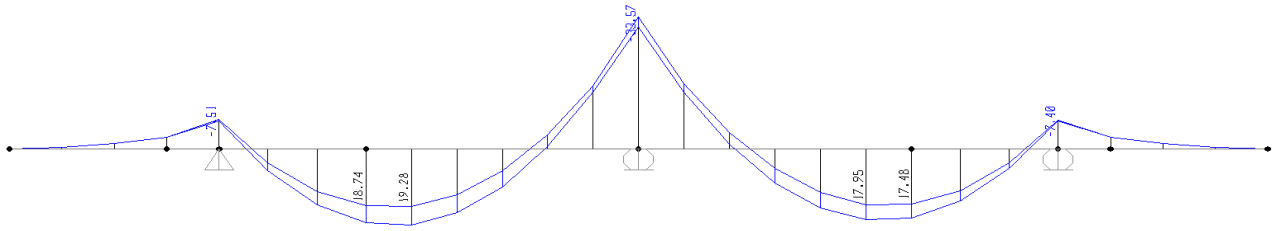


Figura 8.25 -diagramma momenti FASE 1

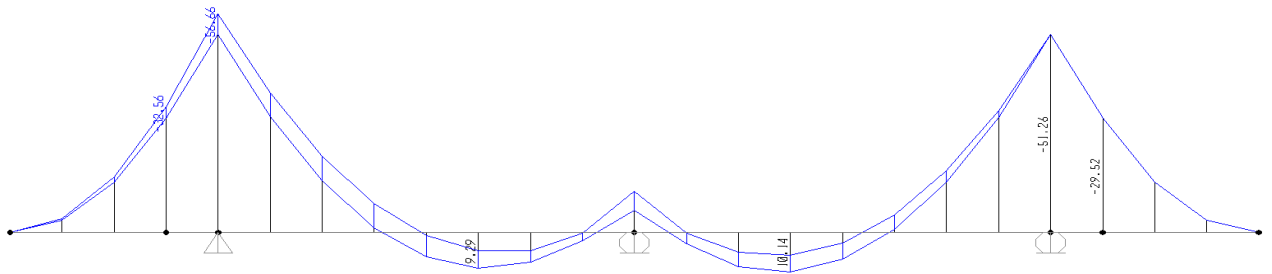


Figura 8.26 -diagramma momenti FASE 2

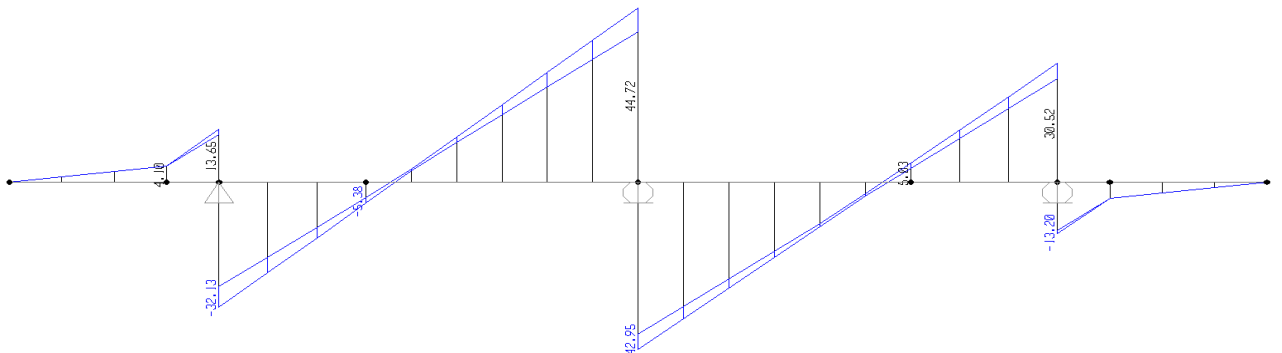


Figura 8.27 -diagramma taglio FASE 1

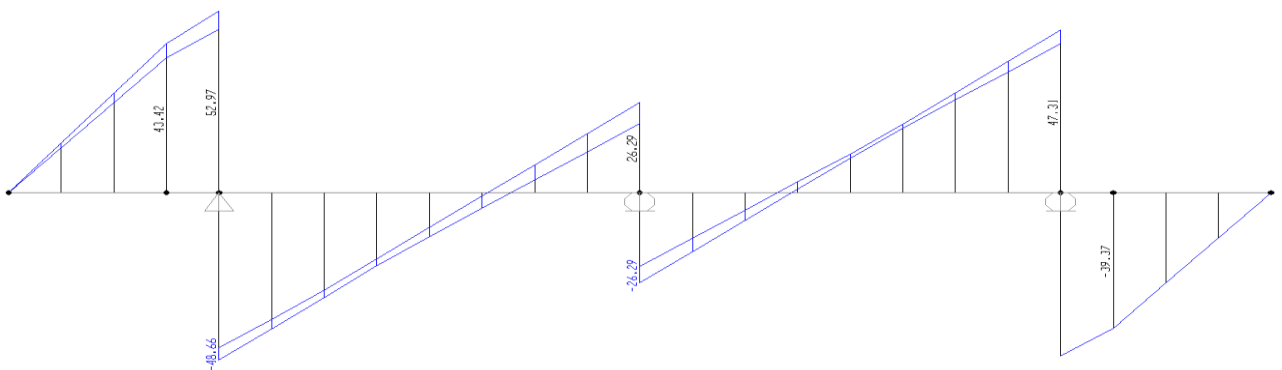
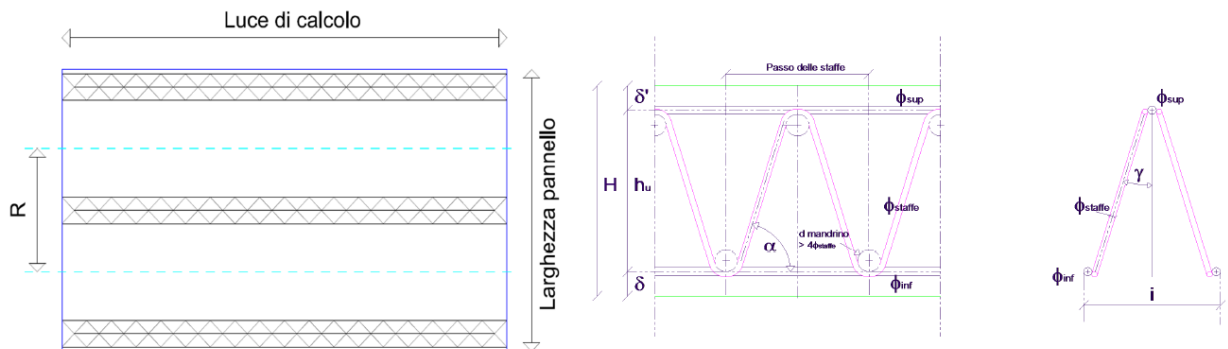


Figura 8.28 -diagramma taglio FASE 2

La verifica delle lastre predalle autoportanti è di seguito riportata effettuata, a favore di sicurezza, sulla sezione trasversale più sfavorevole.



DATI DI INGRESSO

Predalla:	spessore predalla	0.05:m
	spessore soletta + predalla	0.30:m
	larghezza pannello	1.20:m
	varco tra coppelle (vedi figura)	0.50:m
	lunghezza dello sbalzo di sola coppella (l_{sbalzi})	2.00:m
	luce tra gli appoggi	4.00:m
	lunghezza di getto in 1° fase dello sbalzo da "a1" a "c" ($l_{1^a\ fase, sb}$)	0.50:m
Tralicci:	numero di tralicci per predalla	4
	altezza fuoritutto del traliccio	0.200:m
	diametro delle barre del corrente superiore	16: mm
	diametro delle barre del corrente inferiore	16: mm
	diametro delle barre diagonali	10: mm
	passo degli elementi diagonali	0.20:m
	lunghezza del tratto di saldatura degli elementi diagonali al corrente superiore	0.03:m
	lunghezza del tratto di saldatura degli elementi diagonali al corrente inferiore	0.03:m
	interasse tra le barre del corrente inferiore (vedi schema nell'immagine)	0.10:m
	copriferro inferiore	0.035:m

SOLLECITAZIONI MASSIME

Massimo momento positivo di calcolo sull'intera predalla	19.28: kNm/lastra
Massimo momento negativo di calcolo sull'intera predalla	-55.66: kNm/lastra
Massimo sforzo di taglio di calcolo sull'intera predalla	52.97: kN/lastra

DATI CALCOLATI

Interasse verticale fra correnti superiore e inferiore:	$i_c = 0.184\ m$
Lunghezza della proiezione longitudinale sul piano della coppella della diagonale:	$a = 0.07\ m$
Inclinazione della diagonale rispetto alla verticale sul piano longitudinale:	$\alpha = 20.83^\circ$
Lunghezza della proiezione trasversale sul piano della coppella della diagonale:	$b = 0.050\ m$
Inclinazione del diagonale rispetto alla verticale sul piano trasversale:	$\beta = 15.20^\circ$

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio dell'impalcato	25.00 kN/m ³	*	0.300 m	*	1.20 m	*	1.35 =	12.15 kN/m
Sovr. mezzi d'opera	1.00 kN/m ²	*	1.20 m	*	1.50 =	1.80 kN/m		
Altri sovraccarichi	0.00 kN/m ²	*	1.20 m	*	1.50 =	0.00 kN/m		

Totale carichi su impalcato = 13.95 daN/m

VERIFICA TRALICCI PREDALLE

Convenzione: sforzi e tensioni >0 se di trazione

MATERIALI

f_{yk}	450 MPa
E	210000 MPa
c	curva di stabilità (a,b,c,d) EN1993-1-1 Table 6.2
α	0.49 Fattore di imperfezione EN1993-1-1 Table 6.2
γ_{M1}	1.10
γ_{M0}	1.05

VERIFICA CORRENTE SUPERIORE

M_{camp}	= -19.28 kNm/coppella	Compressione	
M_{app}	= 55.66 kNm/coppella	Trazione	

$\varnothing_{corr, sup}$	= 16 mm		
$A_{corr, sup}$	= 201 mm ²	Area	
I_{min}	= 3217 mm ⁴	Momento d'inerzia minimo	
l_0	= 200 mm	Lunghezza libera di inflessione	

N_{cr}	= -166690 N	Carico critico elastico	
λ	= 0.74	Snellezza adimensionale	EN1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
\varnothing	= 0.90		EN1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
χ	= 0.70		EN1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)

$N_{b,Rd}$	= -57.73 kN	Carico critico elastico	EN1993-1-1 6.3.1.1 (6.47)
$N_{t,Rd}$	= 86.17 kN	Resistenza plastica della sezione lorda	EN1993-1-1 6.2.3 (6.6)
N_{Ed}	= -26.20 kN/barra	Verificato a compressione c.s.=	✔ 0.454
N_{Ed}	= 75.63 kN/barra	Verificato a trazione c.s.=	✔ 0.878

VERIFICA CORRENTE INFERIORE

M_{app} =	-55.66 kNm/coppella	Compressione	
M_{camp} =	19.28 kNm/coppella	Trazione	

$\varnothing_{corr, inf}$ =	16 mm		
$A_{corr, inf}$ =	201 mm ²	Area	
I_{min} =	3217 mm ⁴	Momento d'inerzia minimo	
l_0 =	280 mm	Lunghezza libera di inflessione	

N_{cr} =	-85046 N	Carico critico elastico	
λ =	1.03	Snellezza adimensionale	EN1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
\varnothing =	1.24		EN1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
χ =	✔ 0.52		EN1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)

$N_{b,Rd}$ =	-42.93 kN	Carico critico elastico	EN1993-1-1 6.3.1.1 (6.47)
$N_{t,Rd}$ =	86.17 kN	Resistenza plastica della sezione lorda	EN1993-1-1 6.2.3 (6.6)
N_{Ed} =	-37.81 kN/barra	Verificato a compressione c.s.=	✔ 0.881
N_{Ed} =	13.10 kN/barra	Verificato a trazione c.s.=	✔ 0.152

VERIFICA DIAGONALE

T_{max} =	52.97 kN/coppella	Compressione	

$\varnothing_{corr, sup}$ =	10 mm		
$A_{corr, sup}$ =	79 mm ²	Area	
I_{min} =	491 mm ⁴	Momento d'inerzia minimo	
l_0 =	204 mm	Lunghezza libera di inflessione	

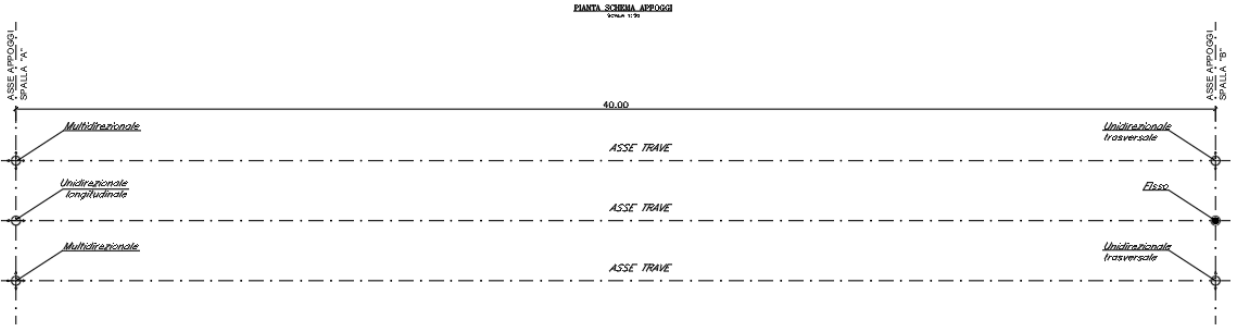
N_{cr} =	-24446 N	Carico critico elastico	
λ =	1.20	Snellezza adimensionale	EN1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
\varnothing =	1.47		EN1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
χ =	✔ 0.43		EN1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)

$N_{b,Rd}$ =	13.90 kN	Carico critico elastico	EN1993-1-1 6.3.1.1 (6.47)
$N_{t,Rd}$ =	33.66 kN	Resistenza plastica della sezione lorda	EN1993-1-1 6.2.3 (6.6)
N_{Ed} =	7.34 kN/barra	Verificato a compressione c.s.=	✔ 0.528

8.6 Appoggi e giunti

Lo schema dei vincoli della travata metallica è il seguente:

ANAS S.p.A. S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLÌ LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato	File: T00_VI06_STR_RE01_A Data: Agosto 2020 Pag. 92 di 102
---	--



Si riportano di seguito le reazioni agli appoggi per le principali combinazioni di carico:
FISSO:

TABLE: Element Forces - Links

Link	LinkElem	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN
2	2	I-End	COMBO 2	Combination	Min	-3141	-648	-47
2	2	J-End	COMBO 2	Combination	Min	-3141	-648	-47
2	2	I-End	COMBO 1	Combination	Min	-3097	-648	10
2	2	J-End	COMBO 1	Combination	Min	-3097	-648	10
2	2	I-End	COMBO 2	Combination	Max	-1652	-82	482
2	2	J-End	COMBO 2	Combination	Max	-1652	-82	482
2	2	I-End	COMBO 1	Combination	Max	-1608	-82	539
2	2	J-End	COMBO 1	Combination	Max	-1608	-82	539
2	2	I-End	EX	Combination	Min	-1314	-238	-134
2	2	J-End	EX	Combination	Min	-1314	-238	-134
2	2	I-End	EZ	Combination	Min	-1280	-238	13
2	2	J-End	EZ	Combination	Min	-1280	-238	13
2	2	I-End	EY	Combination	Min	-1258	-793	33
2	2	J-End	EY	Combination	Min	-1258	-793	33
2	2	I-End	EY	Combination	Max	-1192	793	192
2	2	J-End	EY	Combination	Max	-1192	793	192
2	2	I-End	EZ	Combination	Max	-1170	238	212
2	2	J-End	EZ	Combination	Max	-1170	238	212
2	2	I-End	EX	Combination	Max	-1136	238	359
2	2	J-End	EX	Combination	Max	-1136	238	359

UNI – T:

TABLE: Element Forces - Links

Link	LinkElem	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN
1	1	I-End	COMBO 1	Combination	Min	-4143	0	-2281
1	1	J-End	COMBO 1	Combination	Min	-4143	0	-2281

ANAS S.p.A. S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato	File: T00_VI06_STR_RE01_A Data: Agosto 2020 Pag. 93 di 102
---	--

1	1	I-End	COMBO 2	Combination	Min	-4121	0	-2253
1	1	J-End	COMBO 2	Combination	Min	-4121	0	-2253
3	3	I-End	COMBO 1	Combination	Min	-3012	0	-913
3	3	J-End	COMBO 1	Combination	Min	-3012	0	-913
3	3	I-End	COMBO 2	Combination	Min	-2990	0	-885
3	3	J-End	COMBO 2	Combination	Min	-2990	0	-885
1	1	I-End	COMBO 1	Combination	Max	-2235	0	643
1	1	J-End	COMBO 1	Combination	Max	-2235	0	643
1	1	I-End	COMBO 2	Combination	Max	-2213	0	671
1	1	J-End	COMBO 2	Combination	Max	-2213	0	671
1	1	I-End	EY	Combination	Min	-1848	0	-637
1	1	J-End	EY	Combination	Min	-1848	0	-637
3	3	I-End	EY	Combination	Min	-1848	0	-637
3	3	J-End	EY	Combination	Min	-1848	0	-637
1	1	I-End	EX	Combination	Min	-1590	0	-445
1	1	J-End	EX	Combination	Min	-1590	0	-445
3	3	I-End	EX	Combination	Min	-1590	0	-445
3	3	J-End	EX	Combination	Min	-1590	0	-445
1	1	I-End	EZ	Combination	Min	-1555	0	-302
1	1	J-End	EZ	Combination	Min	-1555	0	-302
3	3	I-End	EZ	Combination	Min	-1555	0	-302
3	3	J-End	EZ	Combination	Min	-1555	0	-302
3	3	I-End	COMBO 1	Combination	Max	-1460	0	1875
3	3	J-End	COMBO 1	Combination	Max	-1460	0	1875
3	3	I-End	COMBO 2	Combination	Max	-1438	0	1904
3	3	J-End	COMBO 2	Combination	Max	-1438	0	1904
1	1	I-End	EZ	Combination	Max	-1171	0	190
1	1	J-End	EZ	Combination	Max	-1171	0	190
3	3	I-End	EZ	Combination	Max	-1171	0	190
3	3	J-End	EZ	Combination	Max	-1171	0	190
1	1	I-End	EX	Combination	Max	-1136	0	332
1	1	J-End	EX	Combination	Max	-1136	0	332
3	3	I-End	EX	Combination	Max	-1136	0	332
3	3	J-End	EX	Combination	Max	-1136	0	332
1	1	I-End	EY	Combination	Max	-878	0	525
1	1	J-End	EY	Combination	Max	-878	0	525
3	3	I-End	EY	Combination	Max	-878	0	525
3	3	J-End	EY	Combination	Max	-878	0	525

UNI:

TABLE: Element Forces - Links								
Link	LinkElem	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN
31	31	I-End	COMBO 1	Combination	Min	-3728	0	0
31	31	J-End	COMBO 1	Combination	Min	-3728	0	0
31	31	I-End	COMBO 2	Combination	Min	-3715	0	0

ANAS S.p.A. S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLÌ LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato	File: T00_VI06_STR_RE01_A Data: Agosto 2020 Pag. 94 di 102
---	--

31	31	J-End	COMBO 2	Combination	Min	-3715	0	0
33	33	I-End	COMBO 1	Combination	Min	-2950	0	0
33	33	J-End	COMBO 1	Combination	Min	-2950	0	0
33	33	I-End	COMBO 2	Combination	Min	-2937	0	0
33	33	J-End	COMBO 2	Combination	Min	-2937	0	0
31	31	I-End	COMBO 1	Combination	Max	-2232	0	0
31	31	J-End	COMBO 1	Combination	Max	-2232	0	0
31	31	I-End	COMBO 2	Combination	Max	-2219	0	0
31	31	J-End	COMBO 2	Combination	Max	-2219	0	0
33	33	I-End	COMBO 1	Combination	Max	-1850	0	0
33	33	J-End	COMBO 1	Combination	Max	-1850	0	0
33	33	I-End	COMBO 2	Combination	Max	-1836	0	0
33	33	J-End	COMBO 2	Combination	Max	-1836	0	0
31	31	I-End	EY	Combination	Min	-1718	0	0
31	31	J-End	EY	Combination	Min	-1718	0	0
33	33	I-End	EY	Combination	Min	-1718	0	0
33	33	J-End	EY	Combination	Min	-1718	0	0
31	31	I-End	EX	Combination	Min	-1548	0	0
31	31	J-End	EX	Combination	Min	-1548	0	0
33	33	I-End	EX	Combination	Min	-1548	0	0
33	33	J-End	EX	Combination	Min	-1548	0	0
31	31	I-End	EZ	Combination	Min	-1506	0	0
31	31	J-End	EZ	Combination	Min	-1506	0	0
33	33	I-End	EZ	Combination	Min	-1506	0	0
33	33	J-End	EZ	Combination	Min	-1506	0	0
31	31	I-End	EZ	Combination	Max	-1185	0	0
31	31	J-End	EZ	Combination	Max	-1185	0	0
33	33	I-End	EZ	Combination	Max	-1185	0	0
33	33	J-End	EZ	Combination	Max	-1185	0	0
31	31	I-End	EX	Combination	Max	-1143	0	0
31	31	J-End	EX	Combination	Max	-1143	0	0
33	33	I-End	EX	Combination	Max	-1143	0	0
33	33	J-End	EX	Combination	Max	-1143	0	0
31	31	I-End	EY	Combination	Max	-973	0	0
31	31	J-End	EY	Combination	Max	-973	0	0
33	33	I-End	EY	Combination	Max	-973	0	0
33	33	J-End	EY	Combination	Max	-973	0	0

UNI-LONG.:

TABLE: Element Forces - Links								
Link	LinkElem	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN
32	32	I-End	COMBO 2	Combination	Min	-3192	-386	0
32	32	J-End	COMBO 2	Combination	Min	-3192	-386	0
32	32	I-End	COMBO 1	Combination	Min	-3165	-386	0
32	32	J-End	COMBO 1	Combination	Min	-3165	-386	0
32	32	I-End	COMBO 2	Combination	Max	-1751	180	0
32	32	J-End	COMBO 2	Combination	Max	-1751	180	0
32	32	I-End	COMBO 1	Combination	Max	-1725	180	0
32	32	J-End	COMBO 1	Combination	Max	-1725	180	0
32	32	I-End	EX	Combination	Min	-1358	-190	0
32	32	J-End	EX	Combination	Min	-1358	-190	0
32	32	I-End	EZ	Combination	Min	-1320	-190	0
32	32	J-End	EZ	Combination	Min	-1320	-190	0
32	32	I-End	EY	Combination	Min	-1296	-632	0

ANAS S.p.A. S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato	File: T00_VI06_STR_RE01_A Data: Agosto 2020 Pag. 95 di 102
---	--

32	32	J-End	EY	Combination	Min	-1296	-632	0
32	32	I-End	EY	Combination	Max	-1224	632	0
32	32	J-End	EY	Combination	Max	-1224	632	0
32	32	I-End	EZ	Combination	Max	-1200	190	0
32	32	J-End	EZ	Combination	Max	-1200	190	0
32	32	I-End	EX	Combination	Max	-1162	190	0
32	32	J-End	EX	Combination	Max	-1162	190	0

Si riportano di seguito le reazioni massime agli appoggi:

FISSO			UNIDIREZIONALE TRASVERSALE		UNIDIREZIONALE LONGITUDINALE		MULTIDIREZIONALE
Nmax	Hmax	Hmax	Nmax	HTmax	Nmax	HTmax	Nmax
SLU	DIR.1	DIR.2	SLU	SIS	SLU	SIS	
3400	500	1000	4200	2400	3500	800	4000

Si riportano di seguito le reazioni agli appoggi per le principali condizioni di carico:

FISSO:

TABLE: Element Forces - Links								
Link	LinkElem	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN
2	2	I-End	Deck Plus	StagedConst	Max	-518	0	61
2	2	J-End	Deck Plus	StagedConst	Max	-518	0	61
2	2	I-End	Deck Plus	StagedConst	Min	-518	0	61
2	2	J-End	Deck Plus	StagedConst	Min	-518	0	61
2	2	I-End	G2	StagedConst	Max	-424	0	97
2	2	J-End	G2	StagedConst	Max	-424	0	97
2	2	I-End	G2	StagedConst	Min	-424	0	97
2	2	J-End	G2	StagedConst	Min	-424	0	97
2	2	I-End	Girders and Diaphragms	StagedConst	Max	-223	0	14
2	2	J-End	Girders and Diaphragms	StagedConst	Max	-223	0	14
2	2	I-End	Girders and Diaphragms	StagedConst	Min	-223	0	14
2	2	J-End	Girders and Diaphragms	StagedConst	Min	-223	0	14
2	2	I-End	TRAF CAR.	LinMoving	Max	33	163	134
2	2	J-End	TRAF CAR.	LinMoving	Max	33	163	134
2	2	I-End	TRAF CAR.	LinMoving	Min	-1070	-256	-258
2	2	J-End	TRAF CAR.	LinMoving	Min	-1070	-256	-258

UNI – T:

TABLE: Element Forces - Links								
Link	LinkElem	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN
1	1	I-End	Deck Plus	StagedConst	Max	-641	0	-31
1	1	J-End	Deck Plus	StagedConst	Max	-641	0	-31
1	1	I-End	Deck Plus	StagedConst	Min	-641	0	-31
1	1	J-End	Deck Plus	StagedConst	Min	-641	0	-31
3	3	I-End	Deck Plus	StagedConst	Max	-641	0	-31

ANAS S.p.A. S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato	File: T00_VI06_STR_RE01_A Data: Agosto 2020 Pag. 96 di 102
---	--

3	3	J-End	Deck Plus	StagedConst	Max	-641	0	-31
3	3	I-End	Deck Plus	StagedConst	Min	-641	0	-31
3	3	J-End	Deck Plus	StagedConst	Min	-641	0	-31
1	1	I-End	G2	StagedConst	Max	-548	0	-48
1	1	J-End	G2	StagedConst	Max	-548	0	-48
1	1	I-End	G2	StagedConst	Min	-548	0	-48
1	1	J-End	G2	StagedConst	Min	-548	0	-48
3	3	I-End	G2	StagedConst	Max	-548	0	-48
3	3	J-End	G2	StagedConst	Max	-548	0	-48
3	3	I-End	G2	StagedConst	Min	-548	0	-48
3	3	J-End	G2	StagedConst	Min	-548	0	-48
1	1	I-End	Girders and Diaphragms	StagedConst	Max	-236	0	-7
1	1	J-End	Girders and Diaphragms	StagedConst	Max	-236	0	-7
1	1	I-End	Girders and Diaphragms	StagedConst	Min	-236	0	-7
1	1	J-End	Girders and Diaphragms	StagedConst	Min	-236	0	-7
3	3	I-End	Girders and Diaphragms	StagedConst	Max	-236	0	-7
3	3	J-End	Girders and Diaphragms	StagedConst	Max	-236	0	-7
3	3	I-End	Girders and Diaphragms	StagedConst	Min	-236	0	-7
3	3	J-End	Girders and Diaphragms	StagedConst	Min	-236	0	-7
1	1	I-End	TRAF CAR.	LinMoving	Max	132	0	861
1	1	J-End	TRAF CAR.	LinMoving	Max	132	0	861
1	1	I-End	TRAF CAR.	LinMoving	Min	-1281	0	-1305
1	1	J-End	TRAF CAR.	LinMoving	Min	-1281	0	-1305
3	3	I-End	TRAF CAR.	LinMoving	Max	290	0	1269
3	3	J-End	TRAF CAR.	LinMoving	Max	290	0	1269
3	3	I-End	TRAF CAR.	LinMoving	Min	-859	0	-797
3	3	J-End	TRAF CAR.	LinMoving	Min	-859	0	-797

UNI:

TABLE: Element Forces - Links								
Link	LinkElem	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN
31	31	I-End	Deck Plus	StagedConst	Max	-632	0	0
31	31	J-End	Deck Plus	StagedConst	Max	-632	0	0
31	31	I-End	Deck Plus	StagedConst	Min	-632	0	0
31	31	J-End	Deck Plus	StagedConst	Min	-632	0	0
33	33	I-End	Deck Plus	StagedConst	Max	-632	0	0
33	33	J-End	Deck Plus	StagedConst	Max	-632	0	0
33	33	I-End	Deck Plus	StagedConst	Min	-632	0	0
33	33	J-End	Deck Plus	StagedConst	Min	-632	0	0
31	31	I-End	G2	StagedConst	Max	-534	0	0
31	31	J-End	G2	StagedConst	Max	-534	0	0
31	31	I-End	G2	StagedConst	Min	-534	0	0
31	31	J-End	G2	StagedConst	Min	-534	0	0
33	33	I-End	G2	StagedConst	Max	-534	0	0
33	33	J-End	G2	StagedConst	Max	-534	0	0
33	33	I-End	G2	StagedConst	Min	-534	0	0
33	33	J-End	G2	StagedConst	Min	-534	0	0
31	31	I-End	Girders and Diaphragms	StagedConst	Max	-234	0	0
31	31	J-End	Girders and Diaphragms	StagedConst	Max	-234	0	0
31	31	I-End	Girders and Diaphragms	StagedConst	Min	-234	0	0
31	31	J-End	Girders and Diaphragms	StagedConst	Min	-234	0	0
33	33	I-End	Girders and Diaphragms	StagedConst	Max	-234	0	0
33	33	J-End	Girders and Diaphragms	StagedConst	Max	-234	0	0
33	33	I-End	Girders and Diaphragms	StagedConst	Min	-234	0	0

ANAS S.p.A. S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLÌ LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato	File: T00_VI06_STR_RE01_A Data: Agosto 2020 Pag. 97 di 102
---	--

33	33	J-End	Girders and Diaphragms	StagedConst	Min	-234	0	0
31	31	I-End	TRAF CAR.	LinMoving	Max	16	0	0
31	31	J-End	TRAF CAR.	LinMoving	Max	16	0	0
31	31	I-End	TRAF CAR.	LinMoving	Min	-1093	0	0
31	31	J-End	TRAF CAR.	LinMoving	Min	-1093	0	0
33	33	I-End	TRAF CAR.	LinMoving	Max	41	0	0
33	33	J-End	TRAF CAR.	LinMoving	Max	41	0	0
33	33	I-End	TRAF CAR.	LinMoving	Min	-774	0	0
33	33	J-End	TRAF CAR.	LinMoving	Min	-774	0	0

UNI-LONG.:

TABLE: Element Forces - Links								
Link	LinkElem	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN
32	32	I-End	Deck Plus	StagedConst	Max	-537	0	0
32	32	J-End	Deck Plus	StagedConst	Max	-537	0	0
32	32	I-End	Deck Plus	StagedConst	Min	-537	0	0
32	32	J-End	Deck Plus	StagedConst	Min	-537	0	0
32	32	I-End	G2	StagedConst	Max	-453	0	0
32	32	J-End	G2	StagedConst	Max	-453	0	0
32	32	I-End	G2	StagedConst	Min	-453	0	0
32	32	J-End	G2	StagedConst	Min	-453	0	0
32	32	I-End	Girders and Diaphragms	StagedConst	Max	-227	0	0
32	32	J-End	Girders and Diaphragms	StagedConst	Max	-227	0	0
32	32	I-End	Girders and Diaphragms	StagedConst	Min	-227	0	0
32	32	J-End	Girders and Diaphragms	StagedConst	Min	-227	0	0
32	32	I-End	TRAF CAR.	LinMoving	Max	26	256	0
32	32	J-End	TRAF CAR.	LinMoving	Max	26	256	0
32	32	I-End	TRAF CAR.	LinMoving	Min	-1041	-163	0
32	32	J-End	TRAF CAR.	LinMoving	Min	-1041	-163	0

Lo spostamento massimo è dato dal contributo di:

- Spostamento relativo terreno deg

deg = è lo spostamento relativo tra le parti dovuto agli spostamenti relativi del terreno, da valutare secondo il §3.2.3.3 e §3.2.4.2 delle NTC ;

In favore di sicurezza deg = dij max =

$$d_{ij\max} = 1,25 \sqrt{d_{gi}^2 + d_{gj}^2}$$

Dove dgi e dgj sono gli spostamenti massimi del suolo nei punti i e j, calcolati con riferimento alle caratteristiche locali del sottosuolo:

ANAS S.p.A. S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLÌ LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato	File: T00_VI06_STR_RE01_A Data: Agosto 2020 Pag. 98 di 102
---	--

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D$$

Risulta $d_{ij} \max = 3.5\text{cm}$

- Allungamento dovuto alla variazione termica

L'azione termica viene valutata secondo C5.1.4.5:

C5.1.4.5 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE

Per la valutazione della domanda relativa alla componente cinematica dei vincoli e per il calcolo della dimensione dei varchi, ovvero della distanza tra costruzioni contigue in corrispondenza delle interruzioni strutturali, si potranno prendere in conto, oltre alle combinazioni sismiche, anche le combinazioni SLU delle altre azioni significative per il caso in esame (ritiro, viscosità, variazioni termiche, frenatura, azione centrifuga, vento, precompressione, ecc.).

I valori di progetto della variazione termica uniforme per la valutazione agli SLU della massima espansione/contrazione si possono esprimere come segue:

$$\Delta T_{exp,d} = \Delta T_{exp} + \Delta T_0 \quad [C5.1.3]$$

$$\Delta T_{con,d} = \Delta T_{con} + \Delta T_0 \quad [C5.1.4]$$

In cui:

$$\Delta T_{exp} = +T_{e,max} - T_0 \quad [C5.1.5]$$

$$\Delta T_{con} = -T_{e,min} + T_0 \quad [C5.1.6]$$

- $T_{e,max}$ e $T_{e,min}$ sono rispettivamente la massima e minima temperatura uniforme del ponte ricavabili, come indicato nel Capitolo 6 delle UNI EN 1991-1-5, in funzione della T_{min} e T_{max} dell'aria esterna di cui al § 3.5 delle NTC.
- T_0 è la temperatura iniziale all'atto della regolazione degli appoggi del ponte di cui al § 3.5.4 delle NTC.
- ΔT_0 è indicato nella tabella seguente.

$\Delta T_0 = 5^\circ\text{C}$ per strutture di c.a., c.a.p. e acciaio/cls	Installazione con la misurazione accurata della temperatura della struttura e con preregolazione per effetti termici a fine costruzione.
$\Delta T_0 = 5^\circ\text{C}$ per strutture di acciaio	
$\Delta T_0 = 10^\circ\text{C}$ per strutture di c.a., c.a.p. e acciaio/cls	Installazione con la stima della temperatura della struttura e

$\Delta T_0 = 15^\circ\text{C}$ per strutture di acciaio	con preregolazione per effetti termici a fine costruzione. Per stima della temperatura della struttura si intende la valutazione secondo quanto indicato nel Capitolo 6 delle UNI EN 1991-1-5 con una accurata misura della temperatura dell'aria esterna.
$\Delta T_0 = 20^\circ\text{C}$ per strutture di c.a., c.a.p. e acciaio/cls	Installazione senza alcuna preregolazione per effetti termici.
$\Delta T_0 = 30^\circ\text{C}$ per strutture di acciaio	

I valori caratteristici della variazione termica uniforme per la massima espansione/contrazione si possono esprimere con la seguente formulazione.

$$\Delta T_{exp,k} = \Delta T_{exp} \quad [C5.1.7]$$

$$\Delta T_{con,k} = \Delta T_{con} \quad [C5.1.8]$$

Da cui:

Zona II

Liguria, Toscana, Umbria, Lazio, Sardegna, Campania, Basilicata:

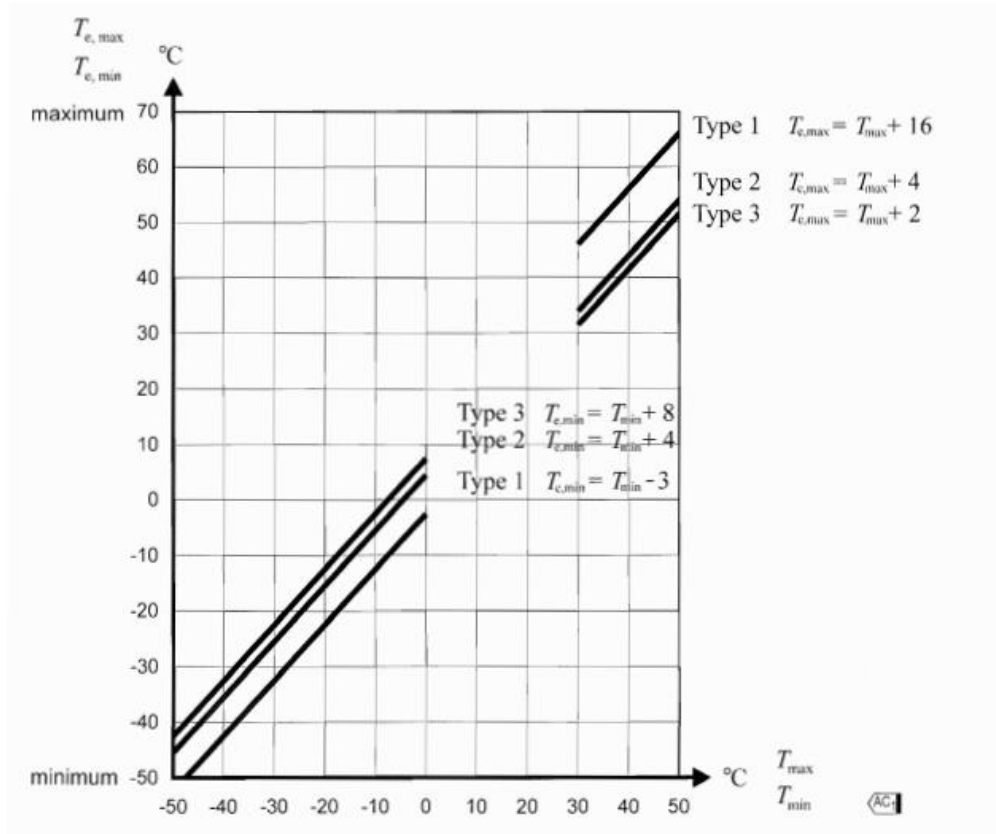
$$T_{min} = -8 - 6 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.3]$$

$$T_{max} = 42 - 2 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.4]$$

$T_{min} = -12.8^\circ\text{C}$

$T_{max} = 40.4^{\circ}C$

$T_o = 15^{\circ}C$



$T_{e,min} = T_{min} + 4 = -8.8^{\circ}C$ (type 2 composite deck)

$T_{e,max} = T_{max} + 4 = 44.4^{\circ}C$ (type 2 composite deck)

$\Delta T_{exp} = T_{e,max} - T_o = 25.4^{\circ}C$

$\Delta T_{con} = -T_{e,min} + T_o = 23.8^{\circ}C$

$\Delta T_{d,exp} = \Delta T_{exp} + \Delta T_o = 45.4^{\circ}C$ (in favore di sicurezza si adotta $\Delta T_o = 20^{\circ}C$)

$\Delta T_{d,con} = \Delta T_{con} + \Delta T_o = 43.8^{\circ}C$

$\alpha \cdot dT \cdot L = 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot 45.4^{\circ} \cdot 40m = 2.5cm$

- Spostamento delle strutture

In direzione longitudinale lo spostamento della spalla è nullo

Lo spostamento massimo in direzione longitudinale è dunque pari ad:

$MAX(dT; dSisma + 0.5dT) = MAX(2.5; 3.5 + 0.5 \cdot 2.5) = 4.75 cm$

<p style="text-align: center;"><i>ANAS S.p.A.</i> S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 Viadotto VI06 - Relazione di calcolo impalcato</p>	<p>File: T00_VI06_STR_RE01_A Data: Agosto 2020 Pag. 100 di 102</p>
--	--

Si adotta un giunto con spostamento massimo di 100mm (± 50 mm).

9. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ

Si riportano i controlli effettuati confrontando modelli semplificati analitici di calcolo e risultati ottenuti dalle analisi FEM, in accordo a quanto prescritto al paragrafo 10.2 del “DM. 17/01/2018”.

Si controlla il taglio agente per carichi mobili sulla trave esterna:

Il taglio su una trave in corrispondenza della pila può essere calcolato come risultante del carico distribuito, per area di influenza, e del tandem in transito sull'appoggio della stessa:

$$V = [(9\text{kN/m}^2 \cdot 3\text{m} + 2.5\text{ kN/m}^2 \cdot 7.5\text{m}) \cdot 20\text{m}] / 3 + 600\text{ kN} = 905\text{ kN}$$

Dal calcolo risulta un taglio pari a 1177 kN confrontabile con quanto calcolato.

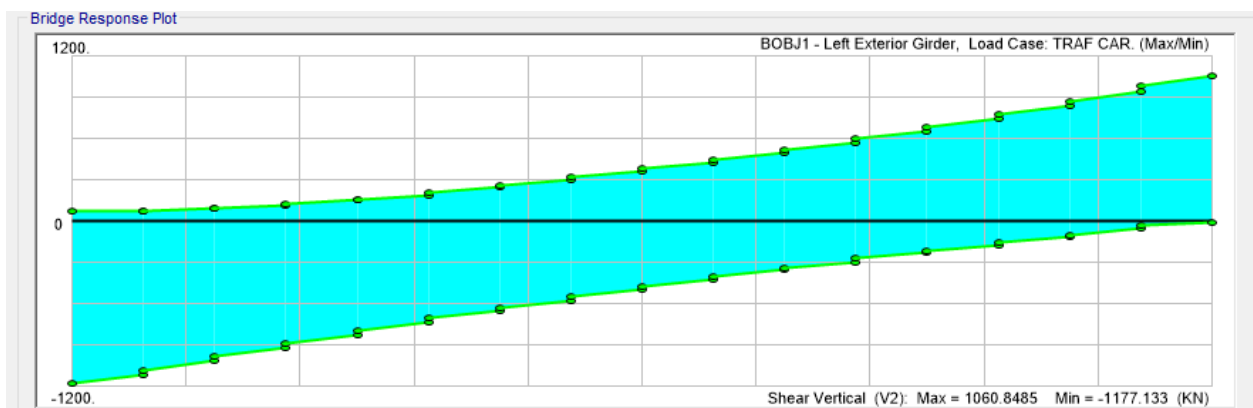


Figura 9.1 -. Taglio carichi mobili (kN)