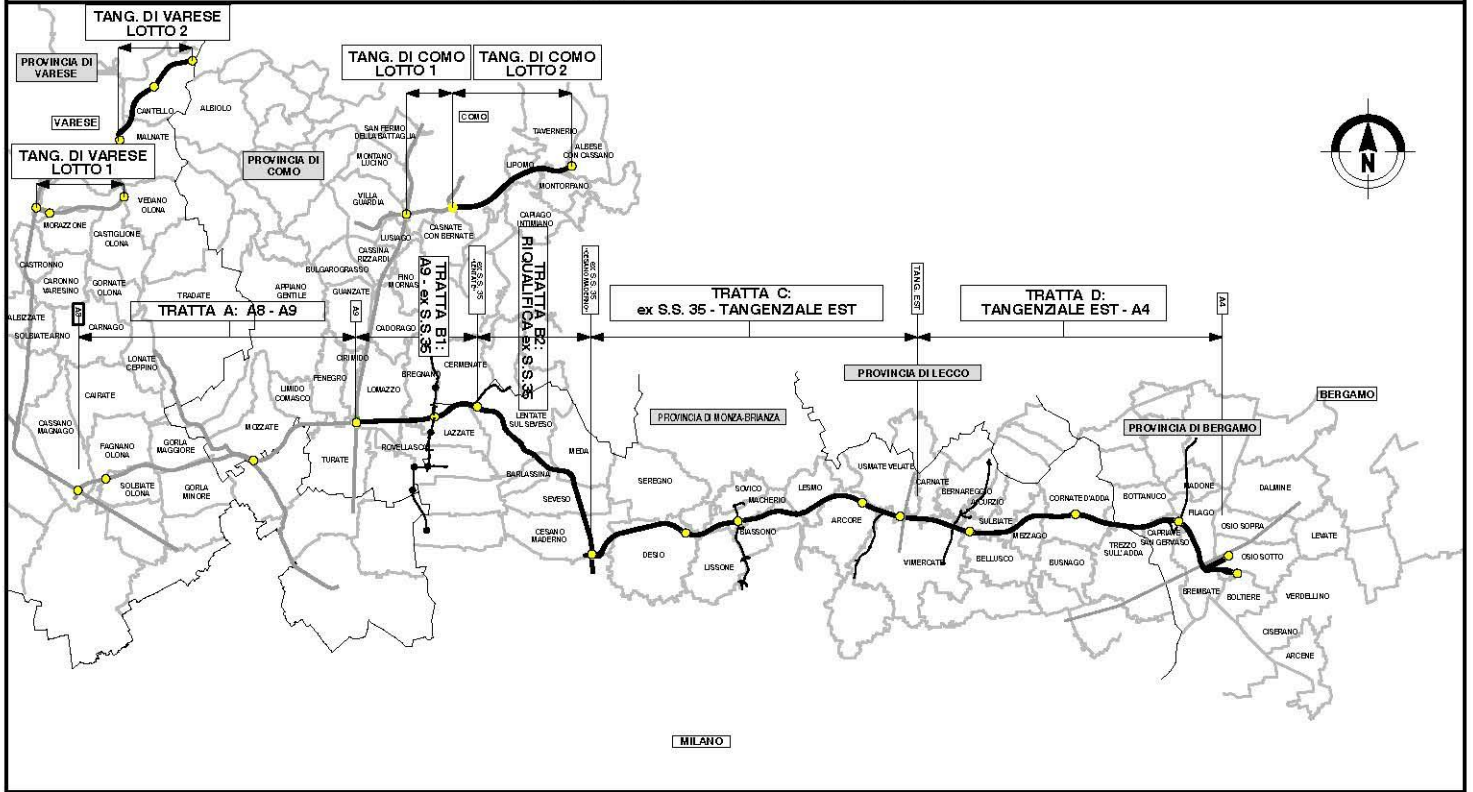


QUADRO DI UNIONE GENERALE



COLLEGAMENTO AUTOSTRADALE DALMINE-COMO-VARESE-VALICO DEL GAGGIOLO E OPERE AD ESSO CONNESSE

CODICE C.U.P. F11B06000270007

PROGETTO ESECUTIVO TRATTA B2

OPERE D'ARTE MINORI - CAVALCAVIA
CAVALCAVIA STURZO – DE MEDICI

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

IDENTIFICAZIONE ELABORATO

FASE PROGETTUALE	AMBITO	TRATTA	CATEGORIA	OPERA	PARTI DI OPERA	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVA	REVISIONE ESTERNA
E	SR	B2	I31	CA01	000	RC	001	A02

DATA Agosto 2023

SCALA

CONTRAENTE GENERALE

PEDELOMBARDA NUOVA S.c.p.A.

DATA REVISIONE

DATA	REVISIONE	
Giugno 2023	Emissione per commenti	A01
Agosto 2023	Emissione a seguito RDV interna	A02

ELABORAZIONE PROGETTUALE

PROGETTISTI	RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE
 Redatto Ing. Stefano Rossi	Ing. Carlo Listorti
Visto Ing. Fabio De Fanis	Approvato Ing. Stefano Pallavicini

CONCEDENTE



CONCESSIONARIO



PROGETTISTA





COLLEGAMENTO AUTOSTRADALE
DALMINE – COMO – VARESE – VALICO DEL GAGGIOLO
E OPERE CONNESSE

PROGETTO ESECUTIVO

TRATTE B2, C, TRMI10/TRMI17/TRCO06

TRATTA B2

**OPERE D'ARTE MINORI: CAVALCAVIA
CAVALCAVIA STURZO – DE MEDICI**

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

INDICE

1	GENERALITÀ	5
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	5
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
4	MATERIALI UTILIZZATI	8
4.1	CALCESTRUZZO.....	8
4.2	ACCIAIO PER ARMATURA LENTA.....	11
4.3	ACCIAIO PER C.A.P.	11
5	ANALISI DEI CARICHI	13
5.1	CARICHI PERMANENTI	13
5.2	CARICHI ACCIDENTALI	13
5.2.1	<i>Azione di frenamento</i>	14
5.2.2	<i>Azione centrifuga</i>	14
5.2.3	<i>Azione indotta dal vento</i>	14
5.3	Azioni sismiche.....	15
6	ANALISI STRUTTURALE	20
6.1	SICUREZZA E CALCOLO DELLE PRESTAZIONI ATTESE	20
6.1.1	<i>Stati limite ultimi (SLU)</i>	20
6.1.2	<i>Stati limite di esercizio (SLE)</i>	20
6.1.3	<i>Verifiche allo stato limite di fessurazione</i>	20
6.2	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA	26
6.2.1	<i>Combinazione dei carichi</i>	27
6.2.2	<i>Combinazioni SLU e in esercizio</i>	30
6.2.3	<i>Combinazioni sismiche</i>	31
7	IMPALCATO	32
7.1	SOFTWARE DI CALCOLO.....	32
7.1.1	<i>Codice di calcolo, solutore e affidabilità dei risultati</i>	32
7.1.2	<i>Valutazione dei risultati e giudizio motivato sulla loro accettabilità</i> 32	
7.2	UNITA' DI MISURA E CONVENZIONI DI SEGNO	33

7.3	SISTEMA DI RIFERIMENTO	33
7.4	MODALITA' DI COSTRUZIONE DELL'IMPALCATO	33
7.4.1	<i>Modalità di costruzione delle travi</i>	33
7.5	METODO ED IPOTESI DI CALCOLO	34
7.6	Dati impalcato.....	35
7.6.1	<i>DATI GEOMETRICI IMPALCATO</i>	35
7.6.2	<i>Traversi in campata</i>	36
7.6.3	<i>Traversi in testata</i>	36
7.6.4	<i>Trave prefabricata Sturzo De Medici</i>	36
7.6.5	<i>Geometria getto in operai</i>	38
7.6.6	<i>Parametri dei materiali</i>	38
7.7	RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI	39
7.7.1	<i>Parametri di Massonnet</i>	39
7.7.2	<i>Coefficienti</i>	39
7.8	ANALISI DEI CARICHI	40
7.8.1	<i>Valori caratteristici delle azioni permanenti</i>	40
7.8.2	<i>Valori caratteristici delle azioni variabili</i>	41
7.9	APPLICAZIONE DEL METODO DI MASSONNET	41
7.9.1	<i>Cordoli</i>	41
7.9.2	<i>Lineari per trave</i>	41
7.9.3	<i>Carichi mobili per massimo effetto sulla trave 1</i>	42
7.9.4	<i>Carichi mobili per calcolo M max su traverso</i>	43
7.9.5	<i>Carichi mobili per calcolo M min su traverso</i>	44
7.10	SOLLECITAZIONI SULLA TRAVE 1	44
7.10.1	<i>Valori caratteristici sollecitazioni</i>	45
7.10.2	<i>Valori di combinazione</i>	50
7.11	SOLLECITAZIONI SUL TRAVERSO IN CAMPATA	56
7.11.1	<i>Valori caratteristici M</i>	56
7.11.2	<i>Valori di combinazione</i>	58
7.12	VERIFICA DELLA TRAVE 1	61

7.12.1	Convenzioni.....	61
7.12.2	Codice di calcolo	61
7.12.3	Modello di calcolo.....	61
7.12.4	Dati di calcolo: i materiali.....	62
7.12.5	Dati geometrici: schemi statici	64
7.12.6	Cadute di tensione nell'acciaio da precompressione	65
7.12.7	Stati Limite di Esercizio	66
7.12.8	Stati Limite Ultimi.....	68
7.12.9	Verifica sezione $X=0.00$ - Appoggio.....	69
7.12.10	Verifica sezione $X=200.00$ – Primo cambio di staffe.....	73
7.12.11	Verifica sezione $X=600,00$ - Secondo cambio di staffe.....	80
7.12.12	Verifica sezione $X=1100,00$ - Terzo cambio di staffe.....	86
7.12.13	Verifica sezione $X=1600,00$ - Sezione di mezzeria.....	93
7.13	SOLETTA.....	101
7.13.1	Analisi dei carichi.....	101
7.13.2	Sollecitazioni a SLU.....	104
7.13.3	Verifica a momento positivo SLU.....	106
7.13.4	Verifica a momento negativo SLU	113
7.13.5	Verifica a taglio SLU	120
8	REAZIONI MASSIME AGLI APPOGGI	121
8.1	Valori caratteristici reazioni verticali.....	121
8.2	Valori caratteristici reazioni orizzontali.....	122
8.2.1	Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione	122
8.3	Combinazioni.....	122

1 GENERALITÀ

L'opera ricade nell'ambito dei lavori del progetto definitivo del collegamento autostradale Dalmine – Como – Varese - Valico del Gaggiolo.

Il Ponte CAVALCAFERROVIA STURZO - DE MEDICI ricade nello specifico all'interno della tratta B2 da Cesano Maderno a Lazzate e precisamente all'interno del Comune di Cesano Maderno quasi al confine con il Comune di Seveso e scavalca la linea ferroviaria FNM a singolo binario.

La sezione stradale si compone di una corsia di marcia normale e di una banchina su ciascuno dei due lati. Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche delle strutture interrato, con l'aggiunta delle azioni dovute al traffico stradale, per le quali si fa riferimento alle "Nuove Norme tecniche per le costruzioni – D.M. 14 gennaio 2008".

Nel seguito vengono presentate le caratteristiche generali dell'opera e vengono descritte le tipologie adottate per le sottostrutture. Inoltre, vengono definite le modalità di calcolo, i risultati delle analisi delle sollecitazioni e le verifiche degli elementi strutturali.

Per quanto riguarda la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo si veda la Relazione geotecnica generale.

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il cavalcavia si compone di 1 campata di 31,50m di luce di calcolo. Viene realizzato con travi prefabbricate in c.a.p. con sezione a cassone aperto di forma trapezoidale, con anime inclinate e fondello inferiore ad ali larghe. La sezione è completata con una soletta gettata in opera dello spessore di 26 cm, la sezione trasversale dell'impalcato finito è perciò quella tipica a cassone con sbalzi laterali.

Lo schema statico in senso longitudinale è a trave semplicemente appoggiato ed è collegato in testata da due traversi di appoggio delle dimensioni di 40 cm e da due traversi in campata da 40cm. Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche dei ponti stradali.

Per quanto concerne le sottostrutture, esse consistono in 2 spalle. Le fondazioni sono di tipo diretto. La spalla indicata con "B" è la spalla fissa mentre quella indicata con "A" è la spalla mobile. Su ciascuna spalla insiste il cavalcavia.

Di seguito si riportano le principali caratteristiche geometriche delle spalle. Nel seguito si riportano le principali caratteristiche geometriche dell'impalcato:

- Luce di calcolo: 31.50 m;
- Numero travi: 5;
- Interasse travi: 2.60 m;
- Spessore medio soletta: 26 cm;

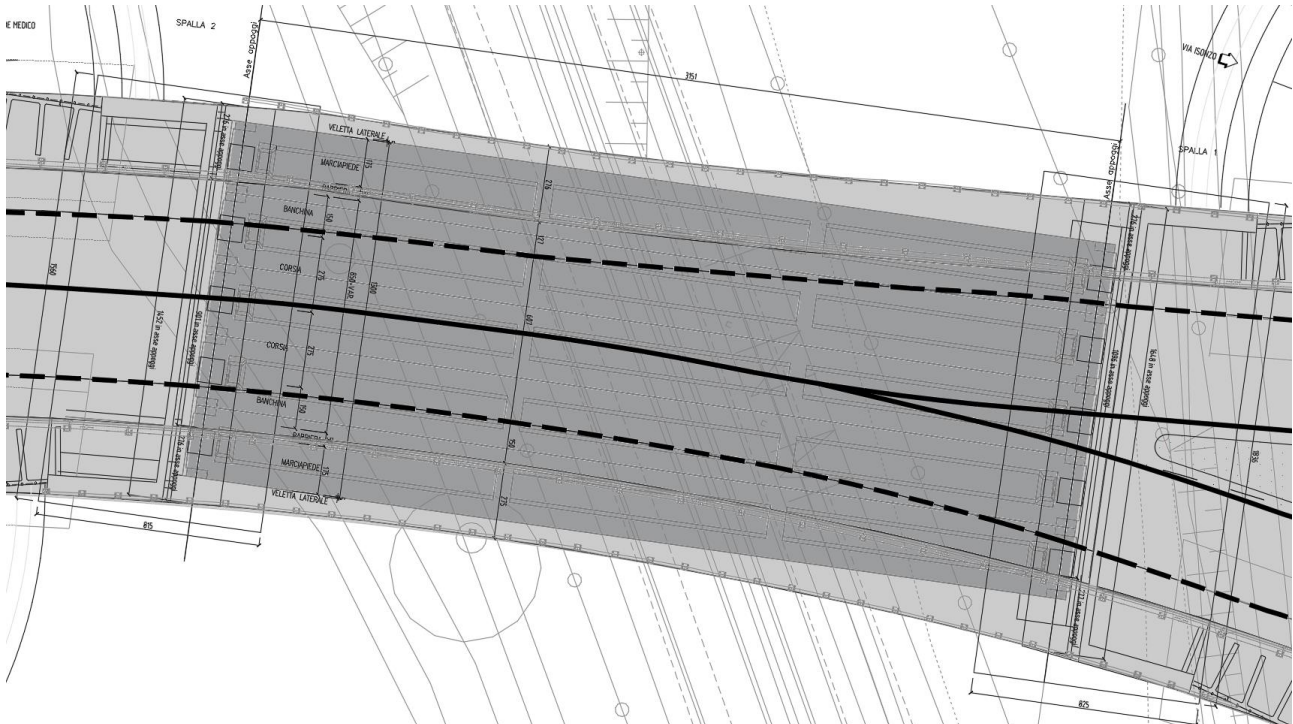
Per il calcolo delle sottostrutture si riportano in seguito le dimensioni considerate.

La spalla indicata con "A" è la spalla fissa mentre quella indicata con "B" è la spalla mobile. Di seguito si riportano le principali caratteristiche geometriche delle spalle.

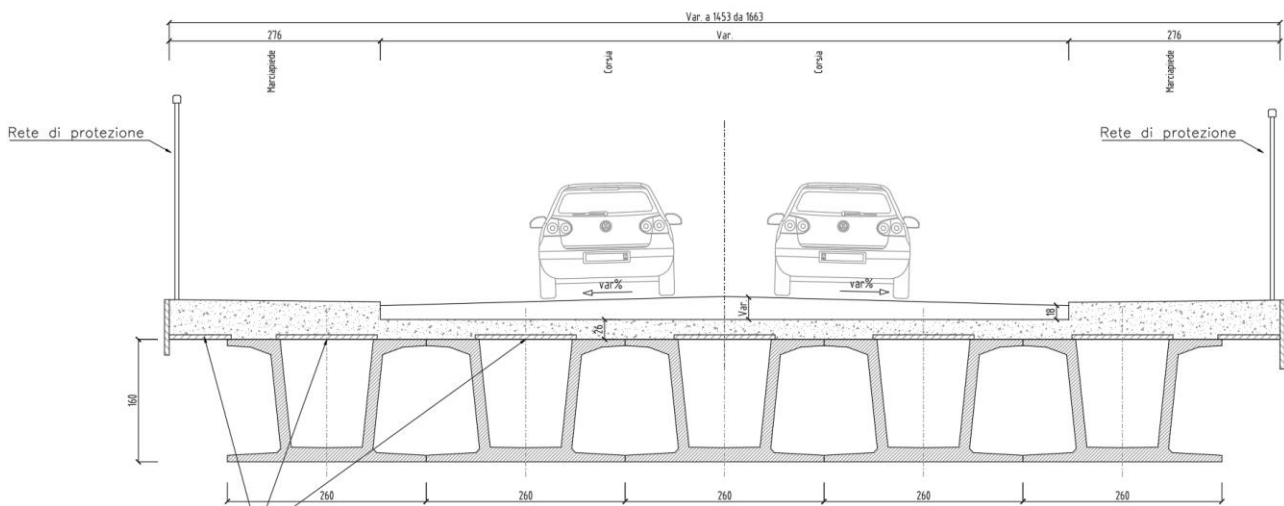
SPALLA MOBILE ("A")	SPALLE FISSA ("B")
Altezza muro frontale: 6.92 m	Altezza muro frontale: 6.92 m
Spessore muro frontale: 2.40 m	Spessore muro frontale: 2.40 m
Altezza muro paraghiaia: 2.40 m	Altezza muro paraghiaia: 2.35 m
Spessore muro paraghiaia: 0.40 m	Spessore muro paraghiaia: 0.40 m
Spessore plinto di fondazione: 2.00 m	Spessore plinto di fondazione: 2.00 m

Collegamento autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo e Opere connesse
 Tratta B2,C
PROGETTO ESECUTIVO

Lunghezza plinto di fondazione: 17.00 m	Lunghezza plinto di fondazione: 17.00 m
Larghezza plinto di fondazione: 7.20 m	Larghezza plinto di fondazione: 7.20 m
Spessori muri laterali: 0.70 m	Spessori muri laterali: 0.70 m



Vista in pianta dell'opera



Sezione trasversale

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Legge n°1086 del 5 novembre 1971: "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica."
- DM 14/01/2008 - Norme tecniche per le costruzioni
- Circolare Ministero LL.PP. del 2 febbraio 2009, n°617: "Istruzioni per l'applicazione delle *Norme tecniche per le costruzioni*."
- UNI EN 1990:2006 - "Eurocodice - Criteri generali di progettazione strutturale."
- UNI EN 1991-1-1: 2004 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici."
- UNI EN 1991-1-3: 2004 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve."
- UNI EN 1991-1-4: 2005 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento."
- UNI EN 1991-1-5: 2004 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche."
- UNI EN 1991-1-6: 2005 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione."
- UNI EN 1991-1-7: 2006 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali."
- UNI EN 1991-2: 2005 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti."
- UNI EN 1992-1-1: 2005 - "Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici."
- UNI EN 1992-2: 2006 - "Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi."

4 MATERIALI UTILIZZATI

4.1 CALCESTRUZZO

Per sottofondazioni

classe di resistenza	C12/15
Contenuto min. cemento	150 kg/m ³

Per pali gettati in opera

classe di resistenza	C25/30
modulo elastico	$E_c = 31.447 \text{ N/mm}^2$
resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 24,90 \text{ N/mm}^2$
resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = 32,90 \text{ N/mm}^2$
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 14,11 \text{ N/mm}^2$
resistenza a trazione (valore medio)	$f_{ctm} = 2,56 \text{ N/mm}^2$
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 1,79 \text{ N/mm}^2$
resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctk} = 2,15 \text{ N/mm}^2$
resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd} = 1,19 \text{ N/mm}^2$
Copriferro	$C = 45 \text{ mm}$

Fondazioni pile, spalle e muri

classe di resistenza	C25/30
modulo elastico	$E_c = 31.447 \text{ N/mm}^2$
resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 24,90 \text{ N/mm}^2$
resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = 32,90 \text{ N/mm}^2$
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 14,11 \text{ N/mm}^2$
resistenza a trazione (valore medio)	$f_{ctm} = 2,56 \text{ N/mm}^2$
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 1,79 \text{ N/mm}^2$
resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctk} = 2,15 \text{ N/mm}^2$
resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd} = 1,19 \text{ N/mm}^2$
Copriferro	$C = 45 \text{ mm}$

PROGETTO ESECUTIVO

Elevazione pile, spalle e muri

classe di resistenza	C32/40
modulo elastico	$E_c = 33.643 \text{ N/mm}^2$
resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 33,20 \text{ N/mm}^2$
resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = 41,20 \text{ N/mm}^2$
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 18,81 \text{ N/mm}^2$
resistenza a trazione (valore medio)	$f_{ctm} = 3,10 \text{ N/mm}^2$
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 2,17 \text{ N/mm}^2$
resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctk} = 2,60 \text{ N/mm}^2$
resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd} = 1,45 \text{ N/mm}^2$
Copriferro	$C = 50 \text{ mm}$

Traversi gettati in opera con armatura ordinaria

classe di resistenza	C32/40
modulo elastico	$E_c = 33.643 \text{ N/mm}^2$
resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 33,20 \text{ N/mm}^2$
resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = 41,20 \text{ N/mm}^2$
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 18,81 \text{ N/mm}^2$
resistenza a trazione (valore medio)	$f_{ctm} = 3,10 \text{ N/mm}^2$
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 2,17 \text{ N/mm}^2$
resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctk} = 2,60 \text{ N/mm}^2$
resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd} = 1,45 \text{ N/mm}^2$
Copriferro	$C = 50 \text{ mm}$

Baggioli

classe di resistenza	C35/45
modulo elastico	$E_c = 34.625 \text{ N/mm}^2$
resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 37,35 \text{ N/mm}^2$
resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = 45,35 \text{ N/mm}^2$
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 21,17 \text{ N/mm}^2$
resistenza a trazione (valore medio)	$f_{ctm} = 4,02 \text{ N/mm}^2$
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 2,35 \text{ N/mm}^2$

PROGETTO ESECUTIVO

resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{cfk} =$	4,36	N/mm ²
resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd} =$	1,56	N/mm ²
Copriferro	$C =$	50	mm

Predalles

classe di resistenza		C32/40	
modulo elastico	$E_c =$	36.642	N/mm ²
resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} =$	33,20	N/mm ²
resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} =$	41,20	N/mm ²
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	18,81	N/mm ²
resistenza a trazione (valore medio)	$f_{ctm} =$	3,72	N/mm ²
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	2,17	N/mm ²
resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{cfk} =$	3,72	N/mm ²
resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd} =$	1,45	N/mm ²

Travi prefabbricate in c.a.p.

classe di resistenza		C45/55	
modulo elastico	$E_c =$	36.416	N/mm ²
resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} =$	45,65	N/mm ²
resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} =$	53,65	N/mm ²
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	25,87	N/mm ²
resistenza a trazione (valore medio)	$f_{ctm} =$	3,83	N/mm ²
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	2,68	N/mm ²
resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{cfk} =$	3,22	N/mm ²
resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd} =$	1,79	N/mm ²
Copriferro armatura ordinaria	$C =$	50	mm
Copriferro armatura pretesa	$C =$	50	mm

Soletta per impalcati

classe di resistenza		C32/40	
modulo elastico	$E_c =$	33.643	N/mm ²
resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} =$	33,20	N/mm ²

PROGETTO ESECUTIVO

resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} =$	41,20	N/mm ²
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	18,81	N/mm ²
resistenza a trazione (valore medio)	$f_{ctm} =$	3,10	N/mm ²
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	2,17	N/mm ²
resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctfk} =$	2,60	N/mm ²
resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd} =$	1,45	N/mm ²
Copriferro estradosso	$C =$	50	mm
Copriferro intradosso	$C =$	50	mm

Per il calcestruzzo ordinario armato si assume il seguente peso per unità di volume:

$$\rho'_{cls} = \boxed{25} \text{ kN/m}^3$$

4.2 ACCIAIO PER ARMATURA LENTA

Questo tipo di acciaio costituisce l'armatura destinata ad assorbire gli sforzi di taglio (staffe) ed altri sforzi locali di trazione nel calcestruzzo.

tipo acciaio	B450C
tensione di snervamento f_{yk}	4500,00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1,15
modulo elastico	2100000,00
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	6

La tensione massima consentita (4.1.2.2.5.2 DM 14/01/2008) nella combinazione rara deve rispettare la seguente limitazione:

σ_s	$\leq 0.80 \cdot f_{yk}$	$= 0.80 \cdot 4500,00 = 3600,00$	daN/cm ²
------------	--------------------------	----------------------------------	---------------------

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma triangolo-rettangolo con tensione massima pari a:

f_{yd}	$= f_{yk}/\gamma_s$	$= 4500,00/1,15 = 3913,04$	daN/cm ²
----------	---------------------	----------------------------	---------------------

4.3 ACCIAIO PER C.A.P.

Acciaio prec.fpk=1860 :

tensione all'1% deform. residua $f_{p(1)k}$	16740,00
Modulo elastico	1950000,00
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	6
coefficiente di sicurezza	1,15
% rilassam. prima del taglio trefoli	41,4%

PROGETTO ESECUTIVO

% rilasciam. taglio trefoli-getto soletta	25,9%
% rilasciam. da getto soletta a t=inf.	32,7%

In base al punto 4.1.8.1.5 DM 14/01/2008 le tensioni iniziali all'atto della tesatura dei cavi pre-tesi deve rispettare la più restrittiva delle seguenti limitazioni:

σ_{spi}	$\leq 0.80 \cdot f_{ptk}$	$= 0.80 \cdot 18414,00 = 14731,20$	daN/cm ²
σ_{spi}	$\leq 0.90 \cdot f_{p(1)k}$	$= 0.90 \cdot 16740,00 = 15066,00$	daN/cm ²

E' ammessa una sovratensione iniziale pari a $0.05 f_{p(1)k}$.

La tensione massima in esercizio nella combinazione caratteristica (rara) deve rispettare la seguente limitazione (DM 14/01/2008- 4.1.8.1.2 e 4.1.2.2.5.2):

σ_{sp}	$\leq 0.80 \cdot f_{p(1)k}$	13392,00	daN/cm ²
---------------	-----------------------------	----------	---------------------

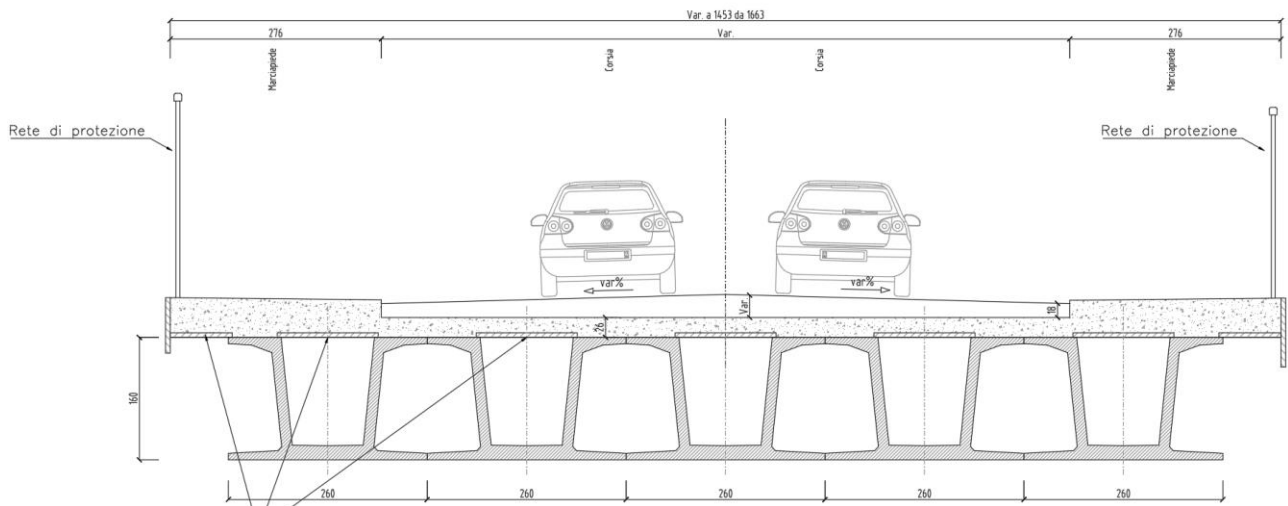
Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma triangolo-rettangolo con tensione massima pari a:

f_{ptd}	$= f_{p(1)k} / \gamma_s$	$= 16740,00 / 1,15 = 14556,52$	daN/cm ²
-----------	--------------------------	--------------------------------	---------------------

5 ANALISI DEI CARICHI

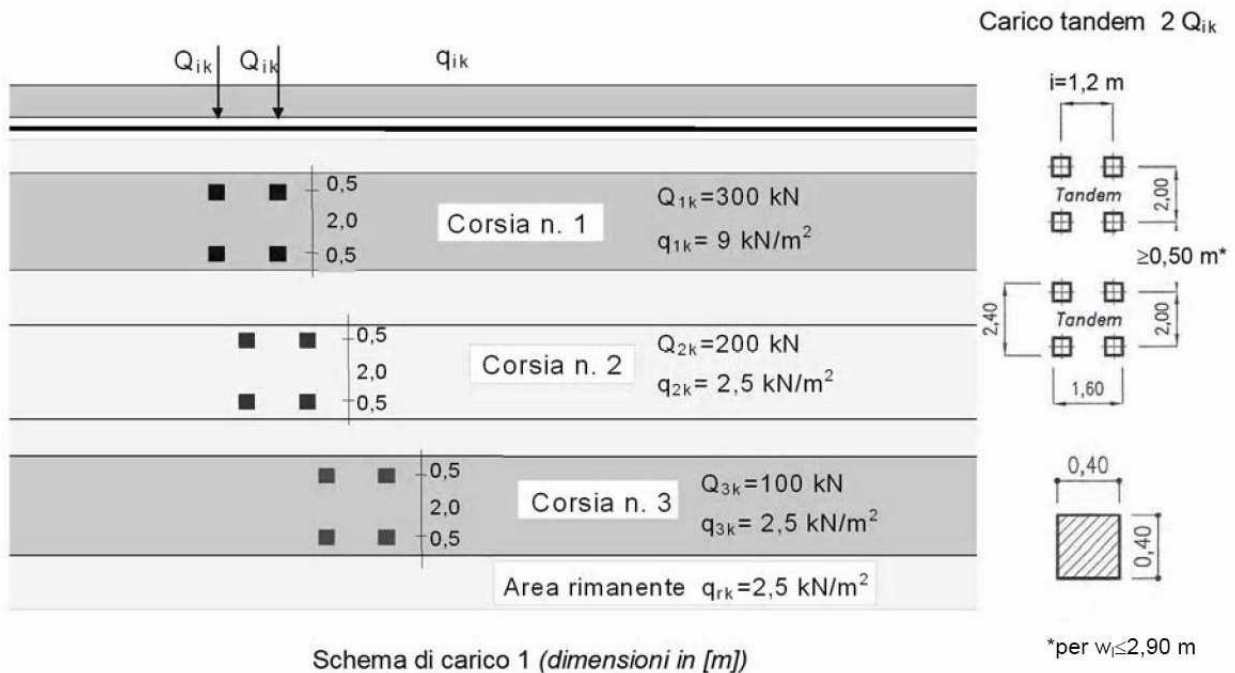
5.1 CARICHI PERMANENTI

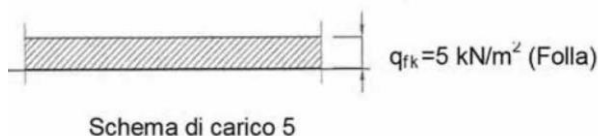
I carichi permanenti che gravano su spalle e pile oggetto della presente relazione sono costituiti dal peso proprio dell'impalcato, realizzato con travi in c.a.p., da una soletta di completamento in c.a. e dai carichi permanenti portati (pavimentazione, barriere metalliche, barriere antirumore, velette).



5.2 CARICHI ACCIDENTALI

Le azioni variabili del traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti. Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali.





Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata, per i ponti di 1a Categoria.

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9
Corsia Numero 2	200	2,5
Corsia Numero 3	100	2,5
Altre corsie	0,00	2,50

Si precisa che secondo il Nuovo Testo Unico del 14 gennaio 2008, i carichi mobili includono gli effetti dinamici.

5.2.1 Azione di frenamento

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1, e per i ponti di 1a categoria è uguale a:

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

5.2.2 Azione centrifuga

Nei ponti con asse curvo di raggio R (in metri) l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come indicato in Tab. 5.1.III, essendo:

$$Q_v = \sum_i 2 \cdot Q_{ik}$$

il carico totale dovuto agli assi tandem dello Schema di carico 1 agenti sul ponte.

Tabella 5.1.III - Valori caratteristici delle forze centrifughe

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

Nel caso in esame tale azione è nulla essendo il raggio $R > 1500$ m.

5.2.3 Azione indotta dal vento

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi. Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. L'azione del vento può essere valutata come azione dinamica mediante una analisi dell'interazione vento-struttura. La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

5.3 AZIONI SISMICHE

Nel presente progetto è stata verificata la combinazione di carico sismica con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della esistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto, l'opera ricade all'interno del tipo di costruzione 1 : "Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva" (paragrafo 2.4 delle 'Nuove Norme tecniche per le costruzioni – D.M. 14 gennaio 2008"). La vita nominale risulta pertanto $V_N > 100$ anni.

N.B. = Le verifiche a seguire sono state svolte utilizzando una vita nominale pari a 100 anni in difformità a quanto prescritto nella relazione sismica del progetto esecutivo in quanto l'opera, pur appartenendo alla viabilità secondaria è in sovrappasso su una rete ferroviaria di importanza rilevante.

Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Nel caso in oggetto si fa riferimento alla Classe IV: "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità.... Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica."

N.B. = Le verifiche a seguire sono state svolte utilizzando la classe IV in difformità a quanto prescritto nella relazione sismica del progetto esecutivo in quanto l'opera, pur appartenendo alla viabilità secondaria è in sovrappasso su una rete ferroviaria di importanza rilevante.

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U . Tale coefficiente è funzione della classe d'uso e nel caso specifico assume valore unitario.

$$V_R = V_N \times C_U = 100 \text{ anni} \times 2 = 200 \text{ anni}$$

Le probabilità di superamento P_{V_R} nel periodo di riferimento V_R , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, sono pari al 10% nel caso dello stato limite SLV.

Azioni di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno T_R considerati dalla pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50esimo percentile ed attribuendo ad:

- a_g il valore previsto dalla pericolosità sismica;

- F_0 e T_C^* i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento V_R della costruzione;
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate agli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

A tal fine è conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{200}{\ln(1 - 0.1)} = 1898 \text{ anni}$$

I valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC.

I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a Latitudine e Longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine. L'accelerazione al sito a_g è espressa in $g/10$; F_0 è adimensionale, T_C^* è espresso in secondi.

Comune di Cesano Maderno.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

<input type="radio"/> Ricerca per coordinate	LONGITUDINE 9,1533	LATITUDINE 45,6313
--	-----------------------	-----------------------

<input type="radio"/> Ricerca per comune	REGIONE Lombardia	PROVINCIA Milano	COMUNE Cesano Maderno
--	----------------------	---------------------	--------------------------

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

media ponderata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Nodi del reticolo intorno al sito

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE {

- SLO - $P_{VR} = 81\%$
- SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU {

- SLV - $P_{VR} = 10\%$
- SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

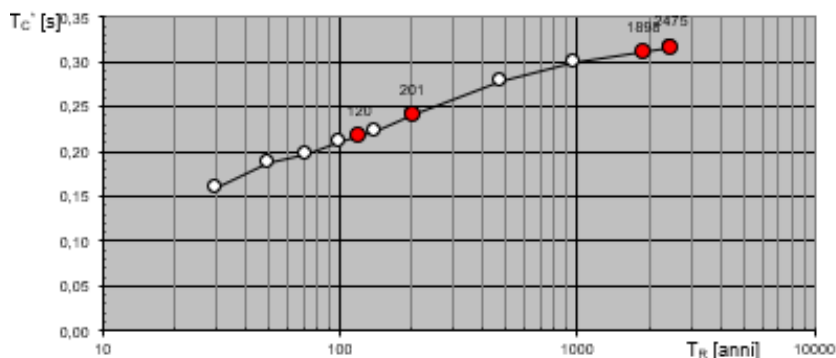
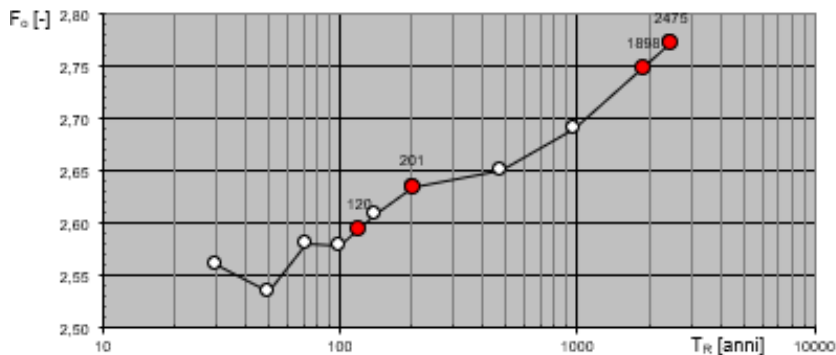
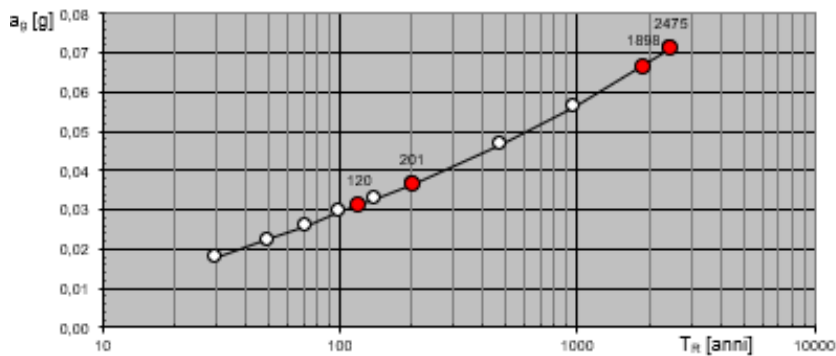
- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Valori dei parametri a_g , F_a , T_c per i periodi di ritorno T_R associati a

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_a [-]	T_c [s]
SLO	120	0,031	2,595	0,217
SLD	201	0,036	2,635	0,240
SLV	1898	0,067	2,749	0,311
SLC	2475	0,071	2,772	0,317

Valori di progetto dei parametri a_g , F_a , T_c^* in funzione del periodo



Categoria di sottosuolo

Sul profilo stratigrafico della tratta in esame sono stati indicati i valori di V_s forniti dalle indagini down-hole, per il tratto in esame si ha:

- da km 5+400 a km 6+000 $V_{s30} = 450$ m/s;

Il suolo presente è classificabile in Categoria B: “Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento

PROGETTO ESECUTIVO

delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica $N_{SPT} > 50$ o coesione non drenata $c_u > 250$ kPa)”.
Da ciò si ricava il parametro $S = S_S \times S_T$ che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica ed S_T il coefficiente di amplificazione topografica.

$$S_S = 1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.20 \quad \rightarrow \quad S_S = 1.4 - 0.4 \cdot 2.750 \cdot 0.065 = 1.3285$$

Si considera dunque $S_S = 1.20$.

$S_T = 1$ per una categoria topografica T_1 , da cui:

$$S = S_S \cdot S_T = 1.20$$

6 ANALISI STRUTTURALE

In questo capitolo vengono analizzati i criteri di verifica di sicurezza nei confronti delle azioni descritte nel capitolo precedente e l'applicazione di esse ai modelli strutturali.

6.1 SICUREZZA E CALCOLO DELLE PRESTAZIONI ATTESE

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle norme NTC 2008.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare, secondo quanto stabilito nelle NTC 2008, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- robustezza nei confronti di azioni eccezionali: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

6.1.1 Stati limite ultimi (SLU)

I principali Stati Limite Ultimi sono elencati nel seguito:

- perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
- spostamenti o deformazioni eccessive;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
- raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
- rottura di membrature e collegamenti per fatica;
- rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
- instabilità di parti della struttura o del suo insieme

6.1.2 Stati limite di esercizio (SLE)

I principali Stati Limite di Esercizio, di cui al § 5.1, sono elencati nel seguito:

- danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
- danni per fatica che possano compromettere la durabilità;
- corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione.

6.1.3 Verifiche allo stato limite di fessurazione

La verifica è condotta in accordo alla CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617, "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

Il valore di calcolo dell'apertura delle fessure, w_d , può essere ottenuto con l'espressione:

$$w_d = 1,7 w_m = 1,7 \varepsilon_{sm} \Delta_{sm} \quad (C4.1.14)$$

dove:

ε_{sm} è la deformazione unitaria media delle barre d'armatura;

Δ_{sm} è la distanza media tra le fessure.

La deformazione media delle barre e la distanza media tra le fessure possono essere valutate utilizzando la procedura del D.M. 9 gennaio 1996.

In alternativa il valore di calcolo dell'apertura delle fessure, w_d , può essere ottenuto applicando la procedura seguente, tramite l'espressione:

$$w_d = \varepsilon_{sm} \Delta_{smax} \quad (C4.1.15)$$

dove:

Δ_{smax} è la distanza massima tra le fessure.

La deformazione unitaria media delle barre ε_{sm} può essere calcolata con l'espressione:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (C4.1.16)$$

in cui:

σ_s è la tensione nell'armatura tesa valutata considerando la sezione fessurata;

α_e è il rapporto E_s/E_{cm} ;

ρ_{eff} è pari a $A_s/A_{c,eff}$

$A_{c,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura, di altezza $h_{c,eff}$, dove $h_{c,eff}$ è il valore minore tra $2,5(h - d)$, $(h - x)/3$ e $h/2$ (vedere figura C4.1.9). Nel caso di elementi in trazione, in cui esistono due aree efficaci, l'una all'estradosso e l'altra all'intradosso, entrambe le aree vanno considerate separatamente;

k_t è un fattore dipendente dalla durata del carico e vale:

$k_t = 0,6$ per carichi di breve durata,

$k_t = 0,4$ per carichi di lunga durata.

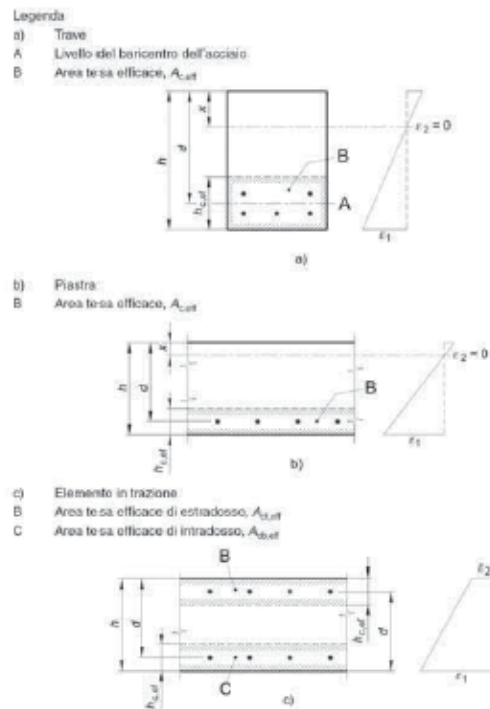


Fig. C4.1.9 Area tesa efficace. Casi tipici.

PROGETTO ESECUTIVO

Nei casi in cui l'armatura sia disposta con una spaziatura non superiore a $5(c + \phi/2)$ (vedere figura C4.1.10), la distanza massima tra le fessure, Δ_{max} , può essere valutata con l'espressione:

$$\Delta_{max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}} \quad (C4.1.17)$$

in cui:

ϕ è il diametro delle barre. Se nella sezione considerata sono impiegate barre di diametro diverso, si raccomanda di adottare un opportuno diametro equivalente, ϕ_{eq} .
Se n_1 è il numero di barre di diametro ϕ_1 e n_2 è il numero di barre di diametro ϕ_2 , si raccomanda di utilizzare l'espressione seguente:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2} \quad (C4.1.18)$$

c è il ricoprimento dell'armatura;

k_1 = 0,8 per barre ad aderenza migliorata,
= 1,6 per barre lisce;

k_2 = 0,5 nel caso di flessione,
= 1,0 nel caso di trazione semplice.

In caso di trazione eccentrica, o per singole parti di sezione, si raccomanda di utilizzare valori intermedi di k_2 , che possono essere calcolati con la relazione:

$$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / 2\varepsilon_1 \quad (C4.1.19)$$

in cui ε_1 ed ε_2 sono rispettivamente la più grande e la più piccola deformazione di trazione alle estremità della sezione considerata, calcolate considerando la sezione fessurata.

k_3 = 3,4;

k_4 = 0,425.

Nelle zone in cui l'armatura è disposta con una spaziatura superiore a $5(c + \phi/2)$ (vedere figura C4.1.10), per la parte di estensione $5(c + \phi/2)$ nell'intorno delle barre la distanza massima tra le fessure, Δ_{max} , può essere valutata ancora con l'espressione:

$$\Delta_{max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}} \quad (C4.1.20)$$

Nella parte rimanente la distanza massima tra le fessure, Δ_{max} , può, invece, essere valutata mediante l'espressione:

$$\Delta_{max} = 1,3 (h - x) \quad (C4.1.21)$$

in cui:

h ed x sono definite in fig. C4.1.9;

$(h - x)$ è la distanza tra l'asse neutro ed il lembo teso della membratura.

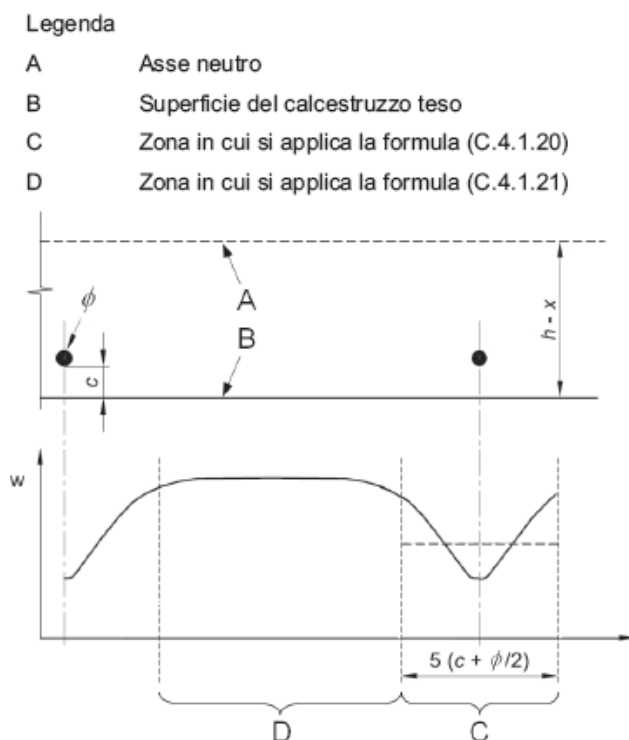


Figura C4.1.10 Ampiezza delle fessure, w , in funzione della posizione rispetto alle barre di armatura.

La deformazione media dell'acciaio è stata calcolata nell'ipotesi di effetto irrigidente del calcestruzzo con andamento costante.

Ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche e della protezione contro il degrado del calcestruzzo, le condizioni ambientali possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nonché nella UNI EN 206:2016.

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE, CRITERI DI SCELTA

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

Dove: $w_3 = 0,4 \text{ mm}$

4.1.2.2.5 Stato limite di limitazione delle tensioni

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

4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica} \quad [4.1.15]$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad [4.1.16]$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra prescritti vanno ridotti del 20%.

4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

La tensione massima, $\sigma_{s,max}$, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 f_{yk} \quad [4.1.17]$$

6.2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si devono adottare criteri probabilistici scientificamente comprovati. Nel seguito sono normati i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, applicabili nella generalità dei casi; tale metodo è detto di primo livello. Per opere di particolare importanza si possono adottare metodi di livello superiore, tratti da documentazione tecnica di comprovata validità.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_k e F_k definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In genere, i frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

Dove:

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$ delle azioni, o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i -esimo e all'azione j -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

PROGETTO ESECUTIVO

6.2.1 Combinazione dei carichi

Si applicano le combinazioni di carico previste dalla NTC 2008. Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV. A causa della natura dell'opera, i gruppi di azioni da prendere in esame risultano esclusivamente i gruppi 1, 2a e 2b.

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

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	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 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 kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 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						

La Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, il significato dei simboli è il seguente:

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

PROGETTO ESECUTIVO

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_P=1$.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		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					

(1) Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

(2) Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota 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 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

<i>Azioni</i>	<i>Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)</i>	<i>Coefficiente ψ_0 di combinazione</i>	<i>Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)</i>	<i>Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)</i>
<i>Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)</i>	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
<i>Vento q_5</i>	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
<i>Neve q_5</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

Sono state analizzate le combinazioni di carico agli stati limite ultimi distinguendo lo stato limite di resistenza della struttura (STR), facente riferimento ai coefficienti parziali.

6.2.2 Combinazioni SLU e in esercizio

In accordo al § 2.5.3 delle NTC 2008, ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Nelle formule sopra riportate il simbolo "+" vuol dire "combinato con".

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} sono dati nella Tab. 2.5.I oppure nella Tab. 5.1.VI per i ponti stradali e nella Tab. 5.2.VII per i ponti ferroviari. I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} sono dati nel § 2.6.1.

6.2.3 Combinazioni sismiche

Il metodo d'analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica, sia su sistemi dissipativi sia su sistemi non dissipativi, è l'analisi modale con spettro di risposta o "analisi lineare dinamica". L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando l'espressione (7.3.15) di cui al D.M. 14/01/08, con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni (3.2.16) del D.M. 14/01/08:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Nel caso dei ponti, nelle espressioni 3.2.16 e 3.2.17 si assumerà per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_{2j} = 0,2$ quando rilevante.

Si è tenuto conto della variabilità del moto sismico considerando le direzioni principali di oscillazione, in accordo con il §7.3.5 delle NTC, secondo le seguenti relazioni:

$$E_1 = E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z$$

$$E_2 = 0,30 \cdot E_x + E_y + 0,30 \cdot E_z$$

$$E_3 = 0,30 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + E_z$$

Viene successivamente definita una combinazione involuppo sismico, costituito dall'involuppo lineare delle tre precedenti.

7 IMPALCATO

Per quanto riguarda la verifica degli elementi costituenti l'impalcato, si è provveduto alla creazione di due modelli di calcolo separati.

- Il primo schematizza la struttura completa dell'opera, che comprende 3 travi prefabbricate, 2 traversi e una soletta di spessore pari a 25cm (entrambi gettati in opera): questo costituisce il modello di calcolo principale, utile alla verifica delle travi in c.a.p.;

Nel seguito, si procede in primo luogo alla descrizione del modello principale, completo della verifica della trave in c.a.p., seguito poi dalle analisi inerenti alla soletta

7.1 SOFTWARE DI CALCOLO

Il programma di calcolo utilizzato per le analisi dell'impalcato è PONTI prodotto da SIGMAC Soft, che opera secondo il metodo di Massonet descritto di seguito.

Le verifiche in accordo alla normativa D.M. 14-01-2008 sono state condotte, per gli elementi principali, con il software appena citato e mediante i moduli TCAP e PRELIM (per la verifica del c.a. e c.a.p.), sempre facenti parte del pacchetto ENG8 della SIGMAC Soft.

7.1.1 Codice di calcolo, solutore e affidabilità dei risultati

Come previsto al punto 10.2 delle norme tecniche di cui al D.M. 14.01.2008 l'affidabilità del codice utilizzato è stata verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

Si fa riferimento alle note tecniche allegate al software e reperibili via internet all'indirizzo <http://www.sigmac.it/it-IT/note-tecniche?p=2> a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti.

7.1.2 Valutazione dei risultati e giudizio motivato sulla loro accettabilità

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la metodologia consolidata proposta da Massonet. Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica. Inoltre, la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari permettono un controllo accurato dei risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Nel caso specifico la struttura si presenta con schemi statici semplici, con impalcato in semplice appoggio e spalle che possono idealizzarsi mediante delle mensole, si è quindi valutata la consistenza dei risultati ottenuti sulla base di casi già analizzati con caratteristiche simili a quanto in oggetto.

7.2 UNITA' DI MISURA E CONVENZIONI DI SEGNO

Ove non sia diversamente specificato, le grandezze contenute nella presente relazione sono espresse nelle seguenti unità di misura:

lunghezza : m
forza : KN

I diametri delle barre di armatura lenta sono sempre espressi in millimetri, i diametri dei trefoli di precompressione sono invece espressi in pollici (=25.4 mm).

I carichi agenti sull'impalcato sono, come è naturale assumere, positivi se diretti verso il basso. Le tensioni sono positive se di compressione nel calcestruzzo, e positive se di trazione per quanto riguarda l'acciaio.

7.3 SISTEMA DI RIFERIMENTO

Si considera l'impalcato come un piano in cui un sistema di assi ortogonali x,y individua ogni punto di esso.

L'asse x è assunto longitudinalmente all'asse delle travi, l'asse y ortogonalmente.

L'origine di questo sistema di riferimento è posizionata sulla intersezione tra l'asse di simmetria delle travi prefabbricate e un asse degli appoggi (è indifferente quale dei due assi appoggi viene assunto come origine x).

Le grandezze y rappresentano perciò le eccentricità dei carichi ed hanno segno negativo verso destra e positivo verso sinistra guardando le sezioni nelle figure allegate.

Le grandezze x sono sempre positive.

L'asse delle z, ortogonale al piano x,y , ha lo zero sul fondo delle travi prefabbricate ed ha valori positivi verso l'alto.

7.4 MODALITA' DI COSTRUZIONE DELL'IMPALCATO

L'impalcato viene realizzato con travi prefabbricate in c.a.p. e getto in opera di traversi e soletta collaboranti.

Le travi sono autoportanti, non necessitano quindi di alcun rompitratta o puntellamento provvisorio durante l'esecuzione dell'impalcato.

Si distinguono due fasi successive di lavoro:

PRIMA FASE

Le travi semplicemente appoggiate agli estremi resistono da sole al peso proprio ed a quello della soletta gettata in opera.

SECONDA FASE

Il sistema misto travi precomprese e soletta gettata in opera, divenuto solidale dopo la maturazione del calcestruzzo, resiste al peso delle sovrastrutture e dei carichi accidentali.

7.4.1 Modalità di costruzione delle travi

Le travi vengono costruite in uno stabilimento di prefabbricazione e successivamente trasportate a piè d'opera e varate.

Il sistema di precompressione è del tipo a fili aderenti.

I trefoli che costituiscono l'armatura di precompressione vengono tesati sino alla tensione σ_{spi} prevista nella presente relazione.

Disposta l'armatura lenta per gli sforzi di taglio (staffe), ultimata la tesatura e fissata la cassetta, si procede al getto del calcestruzzo.

La maturazione del calcestruzzo avviene con ciclo termico a vapore opportunamente tarato in funzione del mix-design e della resistenza R_{ck} che è richiesta al momento del taglio dei trefoli.

Una volta raggiunta la resistenza R_{ck} si procede all'allentamento delle armature di precompressione ed allo stoccaggio del manufatto.

7.5 METODO ED IPOTESI DI CALCOLO

L'impalcato viene realizzato con travi in semplice appoggio collaboranti tra loro grazie all'azione della soletta.

Esso si presenta quindi come una lastra appoggiata sui lati opposti e che presenta una forte ortotropia.

Per la ricerca delle sollecitazioni nei vari elementi componenti l'impalcato si ricorre al metodo di Massonnet che permette, mediante l'ausilio di opportuni coefficienti, di risolvere la ripartizione dei carichi e conoscere le sollecitazioni.

Questo metodo fu proposto da Guyon nel 1946 per un grigliato di travi prive di rigidità torsionale, ripreso da Massonnet nel 1950 per tener conto della torsione, infine esteso da Bares; questi ultimi Autori hanno sistemato in modo definitivo la materia in un libro ("Les calculs des grillages de ponts et dalles orthotropes selon la Method Guyon - Massonnet - Bares", Dunod, Parigi, 1966) che fornisce un gran numero di tabelle direttamente utilizzabili dal progettista e che ne ha agevolato una larga diffusione.

Nel grigliato ortotropo il procedimento di Massonnet trae origine dallo studio di un graticcio appoggiato in corrispondenza degli estremi delle travi principali longitudinali e libero sugli altri estremi; graticcio che si suppone equivalente ad una piastra ortotropa.

Se si osserva un graticcio di travi si constata che si tratta di una struttura a travi bidirezionali a direzioni per lo più ortogonali.

Il comportamento dell'impalcato dipende essenzialmente dalle rigidità flessionali e torsionali dei due ordini di travi e dalla loro reciproca influenza.

Si può, pertanto, pensare di assimilare l'impalcato ad una piastra ortotropa nella quale la caratterizzazione di comportamento nelle due direzioni sia data dalle rigidità flessionali e torsionali anziché dai legami costitutivi dei materiali.

Il metodo di Massonnet considera l'impalcato reale come una lastra rettangolare di larghezza teorica $2 \times B = n \times i$

$n = n_{travi}$, $i =$ interasse travi

e lunghezza pari alla luce di calcolo; tiene conto della differente deformabilità della lastra in senso longitudinale e in senso trasversale.

Si considera una condizione di carico

PROGETTO ESECUTIVO

$$p(x;e) = P_m \text{ sen } (\pi x/l)$$

variabile con legge sinusoidale ed agente parallelamente all'asse x con eccentricità e; per tale carico la deformata ha una legge $w(x,y;e)$ che si ottiene integrando l'equazione di Huber. Esprimendo in serie di Levy, la deformata assume la forma

$$w(x,y;e) = w(1/2,y;e) \text{ sen } (\pi x/l)$$

considerando una condizione di carico avente la stessa legge di variazione e lo stesso P_m ma distribuito su tutta la larghezza dell'impalcato

$$p(x;e) = (P_m/2b) \text{ sen } (\pi x/l)$$

si avrà una deformata cilindrica che può assumere la forma

$$w(x) = w(1/2) \text{ sen } (\pi x/l)$$

Si può, quindi, definire per una trave di ordinata y e carico di eccentricità e, il coefficiente di ripartizione trasversale (adimensionale)

$$K(y;e) = w(x,y;e) / w(x) = w(1/2,y;e) / w(1/2)$$

Si ha, pertanto, per il carico unitario di eccentricità e, il rapporto fra il carico su una trave di ordinata y e il carico medio $1/n$ dove n è il numero delle travi.

Il valore di $K(y;e)$ è stato calcolato dal Massonnet e tabellato in base ai parametri dai quali dipende e precisamente

- a) dal rapporto y/b rappresentante la posizione della trave longitudinale presa in considerazione (e lungo la quale y ha sempre lo stesso valore);
- b) dal rapporto e/b che rappresenta la posizione del carico
- c) dal rapporto di rigidezza torsionale (compreso tra 0 e 1)
- d) dal rapporto adimensionale di rigidezza flessionale

7.6 DATI IMPALCATO

Tipo di impalcato: travi in c.a.p. più soletta collaborante

7.6.1 DATI GEOMETRICI IMPALCATO

Luce di calcolo	31,50
Larghezza cordolo sinistro	2,25
Larghezza carreggiata	11,12
Larghezza cordolo destro	2,25
Larghezza fuori tutto impalcato	15,62
Numero travi	5
Tipo trave	Sturzo de Medici
Interasse travi	2,80
Larghezza travi	2,80
Lunghezza retrotrave	0,50
Lunghezza ringrosso	1,00
Lunghezza svasatura	0,55
Eccentricità travi-soletta	0,00
Spessore medio soletta	0,26
Spessore minimo soletta	0,26
Luce di calcolo soletta	1,22

Larghezza marciapiede sinistro	2,75
Dist. marciapiede sinistro	0,00
Larghezza marciapiede destro	2,75
Dist. marciapiede destro	0,00
Spessore medio cordoli	0,20



7.6.2 Traversi in campata

Numero traversi	2
Altezza sezione traversi	1,59
Spessore sezione traversi	0,40
n.	X [m]
1	11,00
2	20,50

7.6.3 Traversi in testata

Altezza sezione traversi	1,59
Spessore sezione traversi	0,40
n.	X [m]
1	0,00
2	31,50

7.6.4 Trave prefabricata Sturzo De Medici

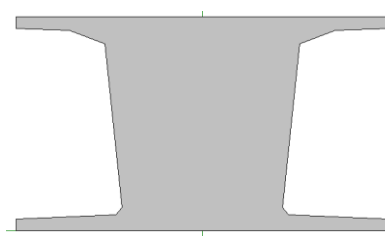
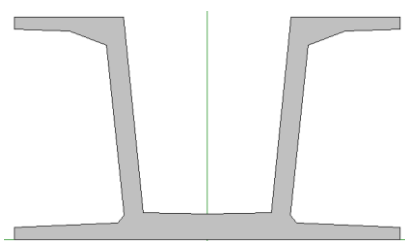
Per la descrizione geometrica delle sezioni della trave viene utilizzato un sistema di riferimento x,y locale, avente asse x allineato con l'asse Y globale ma di direzione discorde, ed asse y concorde con asse Z globale.

Vertice n.	Sezione in campata		Sezione in testata	
	x	y	x	y
1	-1,40	0,00	-1,40	0,00

Collegamento autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo e Opere connesse
 Tratta B2,C
PROGETTO ESECUTIVO

Vertice n.	Sezione in campata		Sezione in testata	
	x	y	x	y
2	-1,40	0,08	-1,40	0,08
3	-0,65	0,12	-0,65	0,12
4	-0,60	0,17	-0,60	0,17
5	-0,73	1,40	-0,73	1,40
6	-1,00	1,50	-1,00	1,50
7	-1,40	1,52	-1,40	1,52
8	-1,40	1,60	-1,40	1,60
9	-0,61	1,60	-0,61	1,60
10	-0,46	0,19	-0,46	1,60
11	0,00	0,18	0,00	1,60
12	0,46	0,19	0,45	1,60
13	0,61	1,60	0,61	1,60
14	1,40	1,60	1,40	1,60
15	1,40	1,52	1,40	1,52
16	1,00	1,50	1,00	1,50
17	0,73	1,40	0,73	1,40
18	0,60	0,17	0,60	0,17
19	0,65	0,12	0,65	0,12
20	1,40	0,08	1,40	0,08
21	1,40	0,00	1,40	0,00

	in campata	in testata	
Altezza della sezione	1,60	1,60	[m]
Spessore complessivo anime	0,28	1,33	[m]
Area sezione di calcestruzzo	0,94	2,46	[m ²]
Ordinata y baricentro	0,66	0,82	[m]
Ascissa x baricentro	0,00	0,00	[m]
J baricentro	0,34	0,63	[m ⁴]
Coefficiente torsionale	0,17	0,30	[m ⁴]



7.6.5 Geometria getto in operai

La geometria del volume di calcestruzzo gettato in opera viene descritta nel sistema di riferimento X,Y,Z globale dell'impalcato.

Vertice n.	Sezione in campata		Sezione in testata	
	Y	Z	Y	Z
1	7,81	1,60	7,81	1,60
2	7,81	1,86	7,81	1,86
3	0,00	1,86	0,00	1,86
4	-7,81	1,86	-7,81	1,86
5	-7,81	1,60	-7,81	1,60
6	-1,00	1,50	-1,00	1,50

TRATTO IN CAMPATA			
X iniziale	1,05	[m]	
X finale	30,45	[m]	
Lunghezza in direz. X	29,40	[m]	
Altezza della sezione	0,26	[m]	
Area sezione	4,06	[m ²]	
Z baricentro	1,73	[m]	
J baricentrico	0,02	[m ⁴]	
TRATTI ALLE ESTREMITA'			
Lunghezza in direz. X (2 testate)	2,00	[m]	
Altezza della sezione	0,26	[m]	
Area sezione	4,06	[m ²]	
Z baricentro	1,73	[m ²]	
J baricentrico	0,02	[m ⁴]	

7.6.6 Parametri dei materiali

Di seguito sono riportati i soli parametri dei materiali necessari per la determinazione delle sollecitazioni e delle deformazioni agenti sugli elementi costitutivi l'impalcato. Per una descrizione completa dei materiali utilizzati e delle loro caratteristiche si rimanda ai capitoli relativi alle verifiche.

Ritiro differenziale trave - soletta	0,00000	[-]
Coeff. omogen. E cls soletta / E cls trave	1,00	[-]
Modulo elastico trave e soletta (calcolo frecce)	3E07	[KN/m ²]
Peso specifico trave prefabbricata	25,0000	[KN/m ³]
Peso specifico calcestruzzo getto in opera	25,0000	[KN/m ³]

7.7 RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI

7.7.1 Parametri di Massonnet

Eccentricità trave verificata (n.1)	Y	-5,60	[m]
Luce di calcolo travi principali	L	31,50	[m]
Interasse traversi	L1	10,50	[m]
Semilarghezza teorica impalcato	B	7,00	[m]
Interasse travi	B1	2,80	[m]

TRAVE			
area sezione cls trave+soletta	Ap	1,81	[m ²]
quota baricentro	Dp	1,17	[m]
momento d'inerzia flessionale	Jp	0,8642	[m ⁴]
coefficiente di torsione	Cp	0,1701	[m ⁴]

TRAVERSO			
area sezione cls traverso+soletta	Ae	1,42	[m ²]
quota baricentro da base sezione	De	1,31	[m]
momento d'inerzia flessionale	Je	0,4416	[m ⁴]
coefficiente di torsione	Ce	0,0187	[m ⁴]

Larghezza soletta collaborante con il traverso = 3,00 [m]

Coeff. omogen. E cls soletta / E cls trave = 1,00 [-]

Teta = 0,366 Radice alfa = 0,524

7.7.2 Coefficienti

Si calcolano i coefficienti d'influenza della 1 trave che ha una eccentricità $Y = 5,6$ [m] e che risulta essere la più sollecitata:

Y=	7,00	5,25	3,50	1,75	0,00	-1,75	-3,50	-5,25	-7,00
K ₀	-1,293	-0,752	-0,207	0,350	0,931	1,542	2,185	2,850	3,517
K ₁	0,625	0,692	0,767	0,857	0,964	1,087	1,222	1,360	1,486
K _α	-0,288	0,004	0,303	0,616	0,948	1,304	1,681	2,069	2,453

Vengono riportati di seguito i coefficienti μ_a relativi alla sezione $Y = 0,00$ del traverso, ed alla prima armonica.

Y=	7,00	5,25	3,50	1,75	0,00	-1,75	-3,50	-5,25	-7,00
μ_a	-0,171	-0,092	-0,007	0,088	0,201	0,088	-0,007	-0,092	-0,171

PROGETTO ESECUTIVO

7.8 ANALISI DEI CARICHI

7.8.1 Valori caratteristici delle azioni permanenti

Fase 1

Pesi gravanti sulla trave singola:

Lunghezza trave in asse	32,50	[m]
Peso trave (sezione filante)	23,54	[KN/m]
Peso trave (sezione ringrossata)	61,45	[KN/m]
Peso totale trave prefabbricata	861,61	[KN]
Peso soletta gravante sulla trave	23,46	[KN/m]
Peso traverso in testata	18,76	[KN]
Peso traverso in campata	32,10	[KN]

Fase 2

Pavimentazione

La larghezza della carreggiata viene suddivisa in 20 intervalli uguali e per ciascuno di essi si determina il valore del coefficiente K_a di Massonnet in corrispondenza del proprio baricentro. Si procede poi alla somma di tali effetti in modo da ottenere la porzione del carico pavimentazione agente sulla trave considerata

Peso pavimentazione per unità di superficie	4,00	[KN/m ²]
Carico gravante sulla trave da verificare	8,75	[KN/m]

Peso dei cordoli

I cordoli in calcestruzzo non hanno funzione strutturale.

Il loro peso viene applicato al modello di calcolo come carico lineare uniforme distribuito su tutta la luce e posizionato nella sezione trasversale con eccentricità pari alla distanza tra il proprio baricentro e l'asse dell'impalcato.

	peso lineare [KN/m]	ecc.Y [m]	peso totale [KN]
cordolo sinistro	13,75	6,93	433,13
cordolo destro	13,75	-6,93	433,13

Lineari di 2a fase sull'impalcato

A questi carichi viene applicato il metodo di Massonnet calcolandone il relativo coefficiente di ripartizione trasversale per la trave in esame.

n.	Descrizione	q [KN/m]	ecc.Y	X'i	Rif.X'i	X'f	Rif.X'f
1	Rete di protezione sx	1,00	7,70	0,00	Appoggio iniziale	0,00	Appoggio finale
2	Rete di protezione dx	1,00	-7,70	0,00	Appoggio iniziale	0,00	Appoggio finale
3	Dispositivo di ritenuta sx	1,50	5,90	0,00	Appoggio iniziale	0,00	Appoggio finale
4	Dispositivo di ritenuta dx	1,50	-5,90	0,00	Appoggio iniziale	0,00	Appoggio finale

PROGETTO ESECUTIVO

7.8.2 Valori caratteristici delle azioni variabili

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3.00 m. In ogni caso il numero delle colonne non deve essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della sede stradale sia inferiore a 5,40 m.

La disposizione dei carichi ed il numero delle colonne sulla carreggiata saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata.

Categoria ponte : *Stradale 1a categoria*

Numero assi per corsia: 2

corsia	Nome	Q [KN]	p [KN/m²]	α_Q	α_q
1	NTC2008-colonna 1	300,00	9,00	1,00	1,00
2	NTC2008-colonna 2	200,00	2,50	1,00	1,00
3	NTC2008-colonna 3	100,00	2,50	1,00	1,00
4	NTC2008-colonna >3	0,00	2,50	1,00	1,00

Carico folla sui marciapiedi = 5,00 [KN/m²]

Coefficiente moltiplicativo in combinazione = 0,500

7.9 APPLICAZIONE DEL METODO DI MASSONNET

7.9.1 Cordoli

Descrizione	[KN/m]	ecc.Y	K Massonnet	m Massonnet
cordolo sinistro	13,75	6,93	-0,278	-0,169
cordolo destro	13,75	-6,93	2,439	-0,169

7.9.2 Lineari per trave

Vengono considerati concentrati in direzione y e uniformemente distribuiti in direzione x.

n.	Descrizione	q [KN/m]	ecc.Y	K Massonnet	m Massonnet
1	Rete di protezione sx	1,00	7,70	-0,405	-0,203
2	Rete di protezione dx	1,00	-7,70	2,606	-0,203
3	Dispositivo di ritenuta sx	1,50	5,90	-0,105	-0,122
4	Dispositivo di ritenuta dx	1,50	-5,90	2,213	-0,122

7.9.3 Carichi mobili per massimo effetto sulla trave 1

Descrizione	Q- α [KN]	q- α [KN/m]	ecc.Y	Larghezza	Ka
NTC2008-colonna 1	300,00	27,00	-4,06	3,00	1,800
NTC2008-colonna 2	200,00	7,50	-1,06	3,00	1,161
NTC2008-colonna 3	100,00	7,50	1,94	3,00	0,584
Zona rimanente	0,00	5,30	4,50	2,12	0,135

Descrizione	q [KN/m]	ecc.Y	Larghezza	Ka
Folla marc. dx	5,63	-6,69	2,25	2,376

Le colonne di carico vengono posizionate in direzione x in modo da generare la massima sollecitazione nella specifica sezione di verifica.

Diagramma di ripartizione trasversale - coeff. K_0 Massonnet

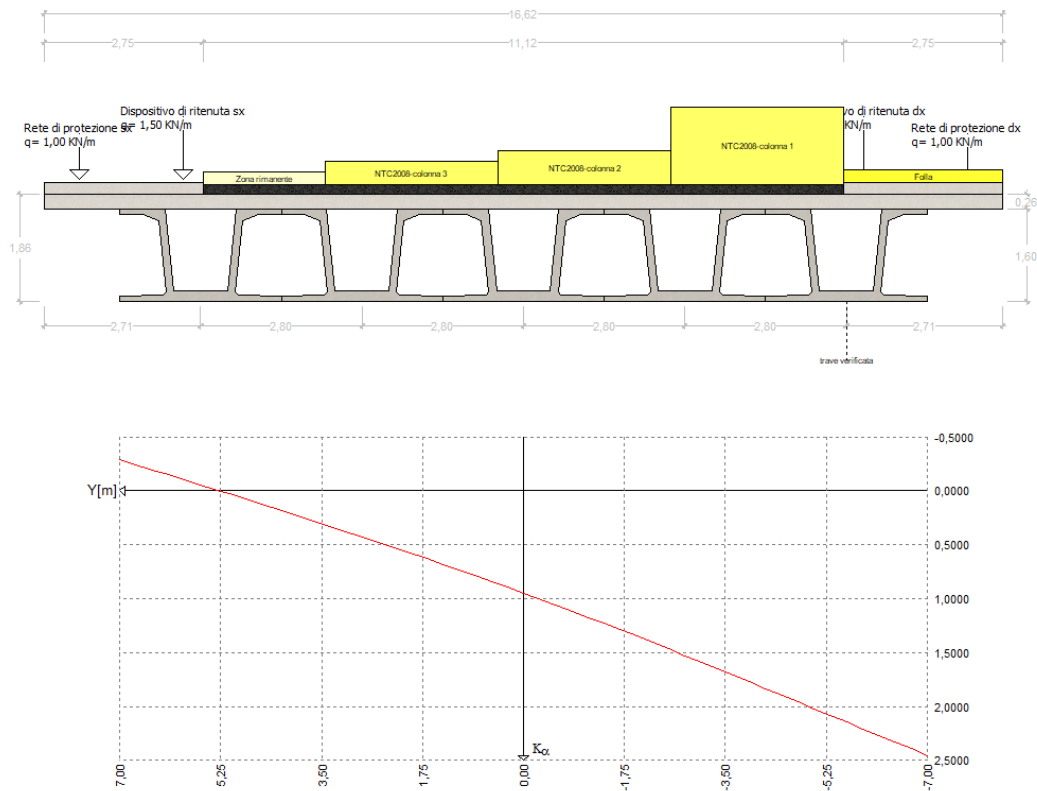


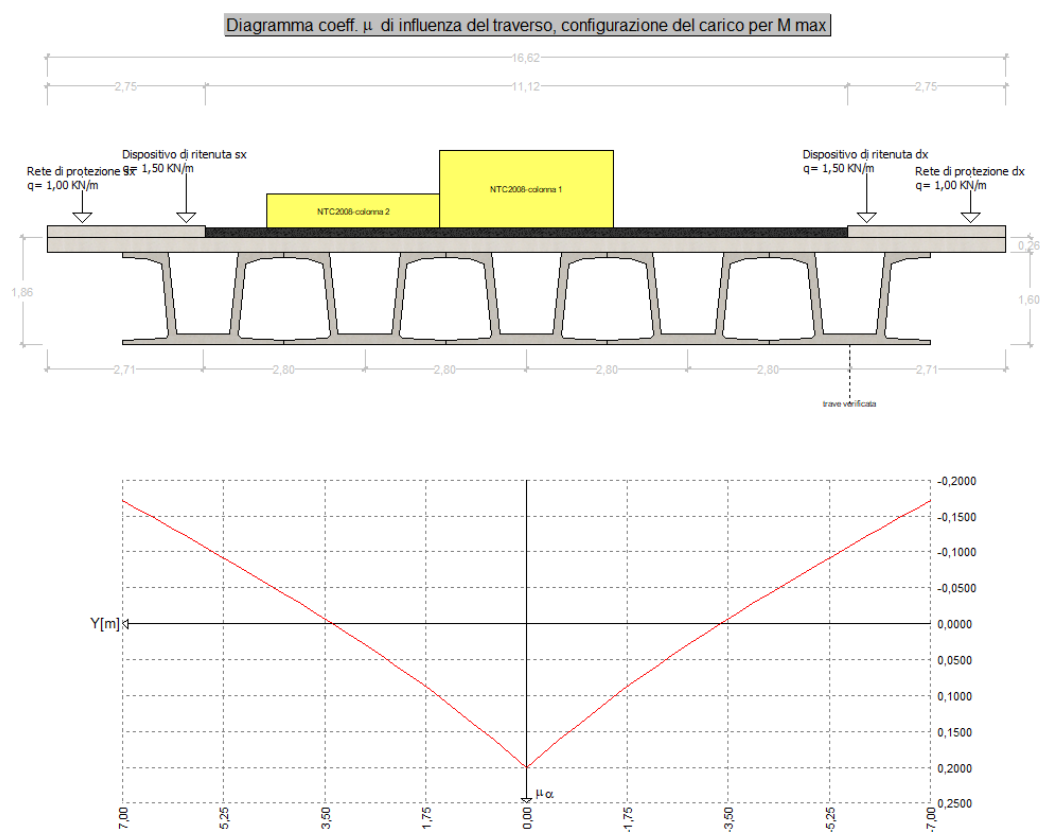
Diagramma di ripartizione trasversale

7.9.4 Carichi mobili per calcolo M_{max} su traverso

La ricerca del massimo momento flettente (che tende le fibre inferiori) viene effettuata spostando i carichi mobili in senso longitudinale in modo da individuare la posizione più sfavorevole per il singolo traverso o per la soletta e in senso trasversale in modo da individuare la posizione più sfavorevole per la singola sezione del traverso o della soletta.

A titolo esemplificativo si riporta il diagramma del coefficiente di influenza del traverso/soletta in corrispondenza della sezione di eccentricità $Y=0$

Descrizione	$Q \cdot \alpha$ [KN]	$q \cdot \alpha$ [KN/m]	ecc.Y	Larghezza	μ
NTC2008-colonna 1	300,00	27,00	0,00	3,00	0,201
NTC2008-colonna 2	200,00	7,50	3,00	3,00	0,019



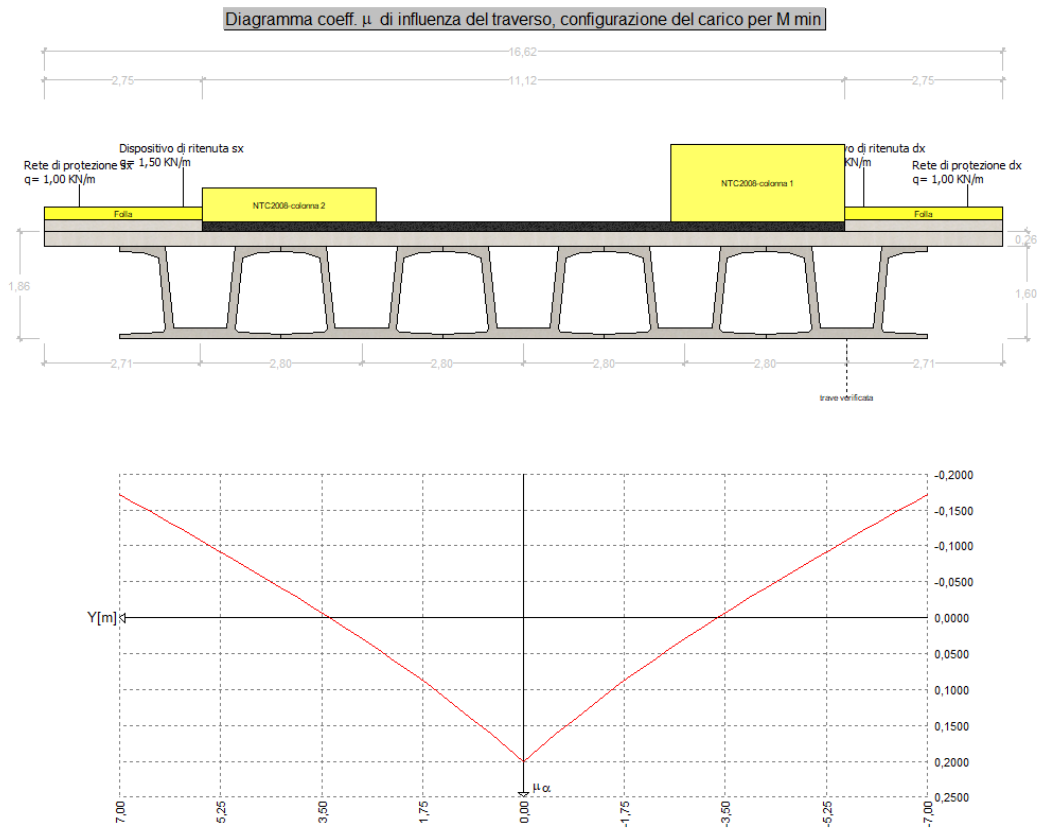
7.9.5 Carichi mobili per calcolo M min su traverso

La ricerca del minimo momento flettente (che tende le fibre superiori) viene effettuata spostando i carichi mobili in senso longitudinale in modo da individuare la posizione più sfavorevole per il singolo traverso o per la soletta, e in senso trasversale in modo da individuare la posizione più sfavorevole per la singola sezione del traverso o della soletta.

A titolo esemplificativo si riporta il diagramma del coefficiente di influenza del traverso/soletta in corrispondenza della sezione di eccentricità $Y=0$

Descrizione	Q- α [KN]	q- α [KN/m]	ecc.Y	Larghezza	μ
NTC2008-colonna 1	300,00	27,00	-4,06	3,00	-0,035
NTC2008-colonna 2	200,00	7,50	4,06	3,00	-0,035

Descrizione	q [KN/m]	ecc.Y	Larghezza	μ
Folla SX	5,63	6,69	2,25	-0,157
Folla DX	5,63	-6,69	2,25	-0,157



7.10 SOLLECITAZIONI SULLA TRAVE 1

7.10.1 Valori caratteristici sollecitazioni

Al taglio trefoli ed in opera

X	Descrizione	peso trave		peso soletta+traversi	
		M [KN·m]	V [KN]	M [KN·m]	V [KN]
0,00	Appoggio	0,00	400,08	0,00	452,87
1,00		369,25	349,70	438,14	426,15
2,00	Primo cambio di staffe	705,71	323,63	851,76	399,44
3,00		1016,97	300,09	1237,15	372,72
4,00		1305,53	276,55	1596,79	346,01
5,00		1570,32	253,02	1929,44	319,29
6,00	Secondo cambio di staffe	1811,33	229,48	2235,10	292,58
7,00		2029,64	205,95	2515,00	265,86
8,00		2223,10	182,41	2766,68	239,15
9,00		2394,94	158,87	2993,83	212,43
10,00		2540,84	135,34	3191,54	185,72
11,00	Terzo cambio di staffe	2665,61	111,80	3365,26	159,00
12,00		2764,56	88,26	3477,57	100,18
13,00		2841,29	64,73	3564,67	73,47
14,00		2894,25	41,19	3624,78	46,75
15,00		2923,43	17,65	3657,90	20,04
15,75	Mezzeria	2931,13	0,00	3666,64	0,00
16,00		2930,19	-5,88	3665,57	-6,68
17,00		2911,54	-29,42	3644,41	-33,39
18,00		2871,56	-52,96	3599,02	-60,11
19,00		2805,63	-76,49	3524,19	-86,82
20,00		2718,15	-100,03	3424,89	-113,54
21,00		2605,69	-123,57	3281,20	-172,36
22,00		2470,59	-147,10	3095,75	-199,07
23,00		2311,72	-170,64	2883,32	-225,79
24,00		2129,07	-194,18	2643,90	-252,50
25,00		1923,73	-217,71	2378,73	-279,22
26,00		1693,53	-241,25	2085,33	-305,93
27,00		1441,71	-264,79	1767,40	-332,65
28,00		1163,95	-288,32	1420,04	-359,36
29,00		864,58	-311,86	1048,13	-386,08
30,00		540,35	-335,40	648,02	-412,79
31,00		189,59	-374,35	222,14	-439,51
31,50	appoggio	0,00	-400,08	0,00	-452,87

Seconda fase - carichi permanenti

Sez.X	Descrizione	peso cordoli		
		M [KN·m]	V [KN]	T [KN·m]
0,00	Appoggio	0,00	93,61	-111,32
1,00		90,34	87,67	-110,06
2,00	Primo cambio di staffe	175,21	81,72	-106,76
3,00		253,81	75,78	-101,29
4,00		326,68	69,84	-94,15
5,00		393,55	63,89	-85,62
6,00	Secondo cambio di staffe	454,41	57,95	-76,15
7,00		509,54	52,01	-66,20

PROGETTO ESECUTIVO

Sez.X	Descrizione	peso cordoli		
		M [KN·m]	V [KN]	T [KN·m]
8,00		558,39	46,06	-56,18
9,00		601,79	40,12	-46,44
10,00		638,63	34,18	-37,36
11,00	Terzo cambio di staffe	670,14	28,23	-29,01
12,00		695,12	22,29	-21,63
13,00		714,50	16,34	-15,05
14,00		727,87	10,40	-9,20
15,00		735,24	4,46	-3,85
15,75	Mezzeria	737,19	0,00	0,00
16,00		736,95	-1,49	1,27
17,00		732,24	-7,43	6,48
18,00		722,14	-13,37	12,02
19,00		705,49	-19,32	18,24
20,00		683,40	-25,26	25,20
21,00		655,00	-31,20	33,10
22,00		620,89	-37,15	41,81
23,00		580,77	-43,09	51,26
24,00		534,65	-49,03	61,17
25,00		482,79	-54,98	71,22
26,00		424,66	-60,92	80,97
27,00		361,07	-66,87	90,07
28,00		290,93	-72,81	97,90
29,00		215,33	-78,75	104,28
30,00		133,46	-84,70	108,66
31,00		45,85	-90,64	110,95
31,50	appoggio	0,00	-93,61	111,32

Sez.X	Descrizione	permanenti portati		
		M [KN·m]	V [KN]	T [KN·m]
0,00	Appoggio	0,00	154,68	17,13
1,00		149,27	144,86	16,94
2,00	Primo cambio di staffe	289,52	135,04	16,45
3,00		419,40	125,22	15,63
4,00		539,81	115,40	14,56
5,00		650,30	105,58	13,28
6,00	Secondo cambio di staffe	750,86	95,76	11,86
7,00		841,96	85,93	10,35
8,00		922,68	76,11	8,83
9,00		994,39	66,29	7,35
10,00		1055,27	56,47	5,95
11,00	Terzo cambio di staffe	1107,33	46,65	4,66
12,00		1148,62	36,83	3,50
13,00		1180,64	27,01	2,45
14,00		1202,74	17,19	1,50
15,00		1214,91	7,37	0,63
15,75	Mezzeria	1218,12	0,00	0,00
16,00		1217,73	-2,46	-0,21
17,00		1209,95	-12,28	-1,06
18,00		1193,26	-22,10	-1,96
19,00		1165,76	-31,92	-2,96
20,00		1129,25	-41,74	-4,06

PROGETTO ESECUTIVO

Sez.X	Descrizione	permanenti portati		
		M [KN-m]	V [KN]	T [KN-m]
21,00		1082,33	-51,56	-5,29
22,00		1025,96	-61,38	-6,64
23,00		959,66	-71,20	-8,08
24,00		883,45	-81,02	-9,59
25,00		797,76	-90,85	-11,11
26,00		701,71	-100,67	-12,58
27,00		596,63	-110,49	-13,95
28,00		480,73	-120,31	-15,12
29,00		355,81	-130,13	-16,08
30,00		220,52	-139,95	-16,73
31,00		75,76	-149,77	-17,07
31,50	appoggio	0,00	-154,68	-17,13

Seconda fase - carichi da traffico

Sez.X	Descrizione	Tandem-TS		
		M [KN-m]	V [KN]	T [KN-m]
0,00	Appoggio	0,00	326,30	13,06
1,00		314,66	315,74	28,21
2,00	Primo cambio di staffe	609,93	305,18	37,60
3,00		882,89	294,62	39,50
4,00		1135,48	284,06	-54,20
5,00		1366,74	273,50	-64,38
6,00	Secondo cambio di staffe	1576,67	262,94	-68,59
7,00		1766,23	252,38	-68,96
8,00		1933,48	241,82	-66,55
9,00		2081,34	231,26	-62,48
10,00		2205,92	220,70	-58,77
11,00	Terzo cambio di staffe	2311,54	210,14	-54,58
12,00		2394,00	199,58	-48,32
13,00		2456,51	189,02	-41,45
14,00		2497,70	178,46	-34,13
15,00		2517,55	167,90	-26,74
15,75	Mezzeria	2519,70	-159,98	-21,89
16,00		2520,44	-162,62	23,16
17,00		2510,05	-173,18	30,35
18,00		2480,50	-183,74	37,84
19,00		2427,68	-194,30	44,95
20,00		2355,52	-204,86	51,55
21,00		2260,94	-215,42	57,32
22,00		2146,06	-225,98	59,88
23,00		2009,83	-236,54	64,69
24,00		1852,28	-247,10	67,99
25,00		1674,36	-257,66	69,22
26,00		1474,13	-268,22	67,03
27,00		1254,51	-278,78	60,45
28,00		1011,61	-289,34	45,76
29,00		749,32	-299,90	-39,30
30,00		464,72	-310,46	-33,84
31,00		159,75	-321,02	-21,08
31,50	appoggio	0,00	-326,30	-13,06

Collegamento autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo e Opere connesse
 Tratta B2,C
PROGETTO ESECUTIVO

Sez.X	Descrizione	Distribuito-UDL		
		M [KN-m]	V [KN]	T [KN-m]
0,00	Appoggio	0,00	196,80	-85,36
1,00		189,92	184,53	-84,90
2,00	Primo cambio di staffe	368,36	172,61	-84,29
3,00		533,61	161,12	-82,90
4,00		686,81	150,01	-80,90
5,00		827,38	139,30	-78,22
6,00	Secondo cambio di staffe	955,33	128,99	-74,77
7,00		1071,23	119,06	-70,54
8,00		1173,94	109,55	-65,40
9,00		1265,17	100,41	-59,44
10,00		1342,63	91,70	-51,36
11,00	Terzo cambio di staffe	1408,87	83,35	-43,17
12,00		1461,40	75,44	-35,14
13,00		1502,14	67,90	-26,41
14,00		1530,25	60,76	-17,10
15,00		1545,74	54,02	-7,20
15,75	Mezzeria	1549,83	44,47	4,63
16,00		1549,33	-29,96	3,03
17,00		1539,43	-57,34	12,28
18,00		1518,20	-64,26	21,83
19,00		1483,20	-71,62	30,85
20,00		1436,76	-79,34	39,26
21,00		1377,05	-87,49	46,81
22,00		1305,33	-96,01	56,08
23,00		1220,99	-104,94	62,52
24,00		1124,02	-114,26	68,07
25,00		1015,00	-123,97	72,77
26,00		892,79	-134,10	76,58
27,00		759,10	-144,59	79,68
28,00		611,64	-155,52	81,98
29,00		452,71	-166,81	83,67
30,00		280,57	-178,53	84,57
31,00		96,39	-190,62	85,23
31,50	appoggio	0,00	-196,80	85,36

Sez.X	Descrizione	Folla marciapiedi		
		M [KN-m]	V [KN]	T [KN-m]
0,00	Appoggio	0,00	52,82	-83,56
1,00		50,97	49,46	-82,77
2,00	Primo cambio di staffe	98,86	46,11	-80,69
3,00		143,21	42,76	-77,25
4,00		184,32	39,40	-72,70
5,00		222,05	36,05	-67,20
6,00	Secondo cambio di staffe	256,39	32,70	-60,98
7,00		287,49	29,34	-54,30
8,00		315,05	25,99	-47,38
9,00		339,54	22,64	-40,42
10,00		360,33	19,28	-33,62
11,00	Terzo cambio di staffe	378,10	15,93	-27,05

PROGETTO ESECUTIVO

Sez.X	Descrizione	Folla marciapiedi		
		M [KN·m]	V [KN]	T [KN·m]
12,00		392,20	12,58	-20,84
13,00		403,13	9,22	-14,95
14,00		410,68	5,87	-9,36
15,00		414,84	2,52	-3,97
15,75	Mezzeria	415,93	0,00	0,00
16,00		415,80	-0,84	1,32
17,00		413,14	-4,19	6,65
18,00		407,44	-7,55	12,11
19,00		398,05	-10,90	17,86
20,00		385,59	-14,25	23,90
21,00		369,56	-17,61	30,30
22,00		350,32	-20,96	36,99
23,00		327,68	-24,31	43,89
24,00		301,66	-27,67	50,85
25,00		272,40	-31,02	57,69
26,00		239,60	-34,37	64,16
27,00		203,72	-37,73	70,09
28,00		164,15	-41,08	75,10
29,00		121,49	-44,43	79,14
30,00		75,30	-47,79	81,89
31,00		25,87	-51,14	83,33
31,50	appoggio	0,00	-52,82	83,56

Sez.X	Descrizione	gruppo1 (tab. 5.1.IV)		
		M [KN·m]	V [KN]	T [KN·m]
0,00	Appoggio	0,00	575,92	-155,86
1,00		555,55	549,73	-139,45
2,00	Primo cambio di staffe	1077,15	523,90	-127,38
3,00		1559,70	498,50	-173,92
4,00		2006,61	473,47	-207,80
5,00		2416,17	448,85	-209,80
6,00	Secondo cambio di staffe	2788,38	424,63	-204,34
7,00		3124,95	400,78	-193,80
8,00		3422,47	377,36	-179,32
9,00		3686,05	354,31	-162,34
10,00		3908,88	331,69	-143,75
11,00	Terzo cambio di staffe	4098,51	309,42	-124,80
12,00		4247,60	287,59	-104,30
13,00		4361,78	266,14	-82,81
14,00		4438,63	245,09	-60,58
15,00		4478,13	224,43	-37,90
15,75	Mezzeria	4485,47	-115,51	-17,26
16,00		4485,57	-193,42	18,04
17,00		4462,62	-234,71	49,28
18,00		4406,15	-255,55	71,79
19,00		4308,93	-276,82	93,66
20,00		4177,86	-298,46	114,71
21,00		4007,56	-320,51	134,43
22,00		3801,71	-342,95	152,95
23,00		3558,50	-365,79	171,11
24,00		3277,96	-389,03	186,91

Collegamento autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo e Opere connesse
 Tratta B2,C
PROGETTO ESECUTIVO

Sez.X	gruppo1 (tab. 5.1.IV)		
	M [KN-m]	V [KN]	T [KN-m]
25,00	2961,76	-412,65	199,69
26,00	2606,52	-436,69	207,77
27,00	2217,33	-461,10	210,22
28,00	1787,40	-485,94	202,83
29,00	1323,52	-511,15	123,51
30,00	820,59	-536,77	132,61
31,00	282,02	-562,78	147,48
31,50	0,00	-575,92	155,86

7.10.2 Valori di combinazione

Combinazioni SLU

Al taglio dei trefoli

$$E_d = E\{ \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1,k,1} \}$$

$$E_d = E\{ \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1,k,1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [KN-m]	V [KN]
0,00	Appoggio	0,00	540,11
1,00		498,49	472,10
2,00	Primo cambio di staffe	952,71	436,90
3,00		1372,91	405,12
4,00		1762,47	373,35
5,00		2119,93	341,57
6,00	Secondo cambio di staffe	2445,29	309,80
7,00		2740,02	278,03
8,00		3001,18	246,25
9,00		3233,17	214,48
10,00		3430,14	182,70
11,00	Terzo cambio di staffe	3598,57	150,93
12,00		3732,16	119,15
13,00		3835,75	87,38
14,00		3907,24	55,61
15,00		3946,63	23,83
15,75	Mezzeria	3957,03	0,00
16,00		3955,75	-7,94
17,00		3930,58	-39,72
18,00		3876,60	-71,49
19,00		3787,60	-103,27
20,00		3669,50	-135,04
21,00		3517,68	-166,82
22,00		3335,30	-198,59
23,00		3120,82	-230,36
24,00		2874,25	-262,14
25,00		2597,03	-293,91
26,00		2286,26	-325,69
27,00		1946,31	-357,46
28,00		1571,34	-389,24
29,00		1167,19	-421,01

Collegamento autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo e Opere connesse
 Tratta B2,C
PROGETTO ESECUTIVO

Sez.X	Descrizione	M [KN·m]	V [KN]
30,00		729,48	-452,78
31,00		255,94	-505,37
31,50	appoggio	0,00	-540,11

Al getto soletta

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G_{2k,i} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [KN·m]	V [KN]
0,00	Appoggio	0,00	1151,48
1,00		1089,98	1047,40
2,00	Primo cambio di staffe	2102,58	976,14
3,00		3043,06	908,30
4,00		3918,13	840,46
5,00		4724,67	772,62
6,00	Secondo cambio di staffe	5462,67	704,78
7,00		6135,26	636,94
8,00		6736,20	569,10
9,00		7274,84	501,26
10,00		7738,72	433,42
11,00	Terzo cambio di staffe	8141,68	365,58
12,00		8426,88	254,40
13,00		8648,05	186,56
14,00		8800,69	118,72
15,00		8884,80	50,88
15,75	Mezzeria	8906,99	0,00
16,00		8904,27	-16,96
17,00		8850,53	-84,80
18,00		8735,28	-152,64
19,00		8545,26	-220,48
20,00		8293,11	-288,32
21,00		7947,29	-399,50
22,00		7514,57	-467,34
23,00		7013,31	-535,18
24,00		6443,52	-603,02
25,00		5808,31	-670,86
26,00		5101,46	-738,70
27,00		4332,30	-806,54
28,00		3488,39	-874,38
29,00		2582,17	-942,22
30,00		1604,30	-1010,06
31,00		555,83	-1098,71
31,50	appoggio	0,00	-1151,48

Seconda fase P/T

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G_{2k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G_{2k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

PROGETTO ESECUTIVO

Sez.X	Descrizione	M [KN·m]	V [KN]	T [KN·m]
0,00	Appoggio	0,00	2251,71	-278,60
1,00		2151,43	2091,79	-255,56
2,00	Primo cambio di staffe	4160,82	1965,17	-236,95
3,00		6023,75	1842,54	-295,95
4,00		7753,38	1720,42	-336,72
5,00		9343,35	1598,85	-333,53
6,00	Secondo cambio di staffe	10793,68	1477,82	-319,72
7,00		12110,70	1357,30	-298,81
8,00		13281,73	1237,35	-272,69
9,00		14325,81	1117,89	-243,54
10,00		15217,53	999,02	-212,88
11,00	Terzo cambio di staffe	15985,13	880,64	-182,40
12,00		16557,74	719,49	-150,69
13,00		16999,88	602,20	-118,34
14,00		17302,36	485,45	-85,63
15,00		17465,20	369,23	-52,74
15,75	Mezzeria	17504,01	-155,94	-23,30
16,00		17500,59	-283,20	24,87
17,00		17399,65	-427,28	69,19
18,00		17173,34	-543,74	102,02
19,00		16794,68	-660,79	134,57
20,00		16289,42	-778,32	166,65
21,00		15615,79	-939,77	197,77
22,00		14787,54	-1058,40	228,00
23,00		13819,64	-1177,56	258,43
24,00		12712,09	-1297,26	286,20
25,00		11471,24	-1417,48	310,10
26,00		10084,39	-1538,27	327,62
27,00		8570,58	-1659,55	337,16
28,00		6904,43	-1781,42	332,62
29,00		5111,33	-1903,78	229,99
30,00		3172,23	-2026,70	245,34
31,00		1094,64	-2170,96	267,02
31,50	appoggio	0,00	-2251,71	278,60

Combinazioni SLE

Al taglio dei trefoli

$$E_d = E\{ G_{1,k,1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [KN·m]	V [KN]
0,00	Appoggio	0,00	400,08
1,00		369,25	349,70
2,00	Primo cambio di staffe	705,71	323,63
3,00		1016,97	300,09
4,00		1305,53	276,55
5,00		1570,32	253,02
6,00	Secondo cambio di staffe	1811,33	229,48
7,00		2029,64	205,95
8,00		2223,10	182,41
9,00		2394,94	158,87
10,00		2540,84	135,34

TRATTA B2

Relazione di calcolo – Cavalcaferrovia Sturzo De-Medici

PROGETTO ESECUTIVO

Sez.X	Descrizione	M [KN-m]	V [KN]
11,00	Terzo cambio di staffe	2665,61	111,80
12,00		2764,56	88,26
13,00		2841,29	64,73
14,00		2894,25	41,19
15,00		2923,43	17,65
15,75	Mezzeria	2931,13	0,00
16,00		2930,19	-5,88
17,00		2911,54	-29,42
18,00		2871,56	-52,96
19,00		2805,63	-76,49
20,00		2718,15	-100,03
21,00		2605,69	-123,57
22,00		2470,59	-147,10
23,00		2311,72	-170,64
24,00		2129,07	-194,18
25,00		1923,73	-217,71
26,00		1693,53	-241,25
27,00		1441,71	-264,79
28,00		1163,95	-288,32
29,00		864,58	-311,86
30,00		540,35	-335,40
31,00		189,59	-374,35
31,50	appoggio	0,00	-400,08

Al getto soletta

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,i} + \sum G_{2,k,i} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [KN-m]	V [KN]
0,00	Appoggio	0,00	852,95
1,00		807,39	775,85
2,00	Primo cambio di staffe	1557,47	723,06
3,00		2254,12	672,81
4,00		2902,32	622,56
5,00		3499,76	572,31
6,00	Secondo cambio di staffe	4046,43	522,06
7,00		4544,64	471,81
8,00		4989,78	421,55
9,00		5388,77	371,30
10,00		5732,38	321,05
11,00	Terzo cambio di staffe	6030,87	270,80
12,00		6242,13	188,44
13,00		6405,97	138,19
14,00		6519,03	87,94
15,00		6581,33	37,69
15,75	Mezzeria	6597,77	0,00
16,00		6595,75	-12,56
17,00		6555,95	-62,81
18,00		6470,57	-113,07
19,00		6329,82	-163,32
20,00		6143,04	-213,57
21,00		5886,88	-295,92
22,00		5566,35	-346,18

TRATTA B2

Relazione di calcolo – Cavalcaferrovia Sturzo De-Medici

Collegamento autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo e Opere connesse
Tratta B2,C
PROGETTO ESECUTIVO

Sez.X	Descrizione	M [KN-m]	V [KN]
23,00		5195,04	-396,43
24,00		4772,98	-446,68
25,00		4302,45	-496,93
26,00		3778,86	-547,18
27,00		3209,11	-597,43
28,00		2583,99	-647,69
29,00		1912,72	-697,94
30,00		1188,37	-748,19
31,00		411,73	-813,86
31,50	appoggio	0,00	-852,95

Seconda fase - S.L.E. Rara 2^a fase

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,2}^{a\text{fase}} + \sum G_{2,k,2}^{a\text{fase}} + Q_{k,\text{gruppo 1}} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [KN-m]	V [KN]	T [KN-m]
0,00	Appoggio	0,00	797,80	-94,19
1,00		769,67	757,53	-93,12
2,00	Primo cambio di staffe	1492,45	717,61	-90,31
3,00		2161,31	678,12	-85,66
4,00		2780,94	639,01	-79,59
5,00		3348,99	600,29	-72,34
6,00	Secondo cambio di staffe	3865,46	561,98	-64,30
7,00		4332,70	524,05	-55,84
8,00		4746,02	486,54	-47,34
9,00		5112,45	449,40	-39,09
10,00		5422,61	412,69	-31,41
11,00	Terzo cambio di staffe	5686,93	376,34	-24,35
12,00		5895,24	340,42	-18,13
13,00		6055,36	304,88	-12,60
14,00		6163,90	269,74	-7,69
15,00		6220,86	235,00	-3,22
15,75	Mezzeria	6232,81	-115,51	0,00
16,00		6232,35	-196,94	18,44
17,00		6198,24	-252,32	51,37
18,00		6117,83	-287,25	75,79
19,00		5981,16	-322,61	100,01
20,00		5797,72	-358,33	123,90
21,00		5560,11	-394,47	147,08
22,00		5273,39	-431,00	169,63
23,00		4935,10	-467,93	192,33
24,00		4545,22	-505,25	213,06
25,00		4106,12	-542,96	230,94
26,00		3613,09	-581,09	244,08
27,00		3073,17	-619,59	251,30
28,00		2476,99	-658,52	248,06
29,00		1833,92	-697,81	172,15
30,00		1136,92	-737,52	183,59
31,00		390,70	-777,62	199,69
31,50	appoggio	0,00	-797,80	208,27

Seconda fase - S.L.E. Frequente 2^a fase

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,2^a \text{ fase}} + \sum G_{2,k,2^a \text{ fase}} + \psi_1 \cdot Q_{k, \text{gruppo 1}} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [KN·m]	V [KN]	T [KN·m]
0,00	Appoggio	0,00	598,15	-94,19
1,00		577,05	567,88	-93,12
2,00	Primo cambio di staffe	1118,95	537,75	-90,31
3,00		1620,43	507,79	-85,66
4,00		2084,99	477,98	-79,59
5,00		2510,88	448,34	-72,34
6,00	Secondo cambio di staffe	2898,10	418,85	-64,30
7,00		3248,41	389,52	-55,84
8,00		3558,29	360,36	-47,34
9,00		3833,01	331,34	-39,09
10,00		4065,55	302,49	-31,41
11,00	Terzo cambio di staffe	4263,72	273,79	-24,35
12,00		4419,90	245,27	-18,13
13,00		4539,95	216,89	-12,60
14,00		4621,32	188,67	-7,69
15,00		4664,03	160,61	-3,22
15,75	Mezzeria	4672,99	-102,20	0,00
16,00		4672,64	-138,31	13,20
17,00		4647,07	-174,62	36,42
18,00		4586,79	-202,75	53,23
19,00		4484,32	-231,06	70,27
20,00		4346,79	-259,51	87,46
21,00		4168,64	-288,13	104,67
22,00		3953,68	-316,90	121,01
23,00		3700,04	-345,83	138,65
24,00		3407,74	-374,92	155,22
25,00		3078,53	-404,17	169,97
26,00		2708,88	-433,58	181,37
27,00		2304,08	-463,14	188,38
28,00		1857,10	-492,87	187,44
29,00		1374,96	-522,75	131,77
30,00		852,40	-552,79	141,31
31,00		292,92	-582,99	153,82
31,50	appoggio	0,00	-598,15	160,32

Seconda fase - S.L.E. Quasi permanente 2^a fase

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,2^a \text{ fase}} + \sum G_{2,k,2^a \text{ fase}} + \psi_2 \cdot Q_{k, \text{gruppo 1}} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [KN·m]	V [KN]	T [KN·m]
0,00	Appoggio	0,00	274,70	-94,19
1,00		265,09	257,26	-93,12
2,00	Primo cambio di staffe	514,17	239,82	-90,31
3,00		744,82	222,38	-85,66
4,00		958,65	204,94	-79,59
5,00		1154,87	187,49	-72,34
6,00	Secondo cambio di staffe	1333,47	170,05	-64,30
7,00		1495,24	152,61	-55,84
8,00		1638,60	135,17	-47,34

Collegamento autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo e Opere connesse
Tratta B2,C
PROGETTO ESECUTIVO

Sez.X	Descrizione	M [KN-m]	V [KN]	T [KN-m]
9,00		1765,94	117,73	-39,09
10,00		1874,06	100,29	-31,41
11,00	Terzo cambio di staffe	1966,52	82,85	-24,35
12,00		2039,84	65,41	-18,13
13,00		2096,70	47,96	-12,60
14,00		2135,95	30,52	-7,69
15,00		2157,57	13,08	-3,22
15,75	Mezzeria	2163,28	0,00	0,00
16,00		2162,58	-4,36	1,72
17,00		2148,76	-21,80	8,74
18,00		2119,13	-39,24	16,12
19,00		2070,28	-56,68	24,22
20,00		2005,45	-74,13	33,09
21,00		1922,11	-91,57	42,96
22,00		1822,00	-109,01	53,67
23,00		1704,27	-126,45	65,12
24,00		1568,92	-143,89	77,00
25,00		1416,76	-161,33	88,95
26,00		1246,17	-178,77	100,47
27,00		1059,56	-196,22	111,17
28,00		853,74	-213,66	120,33
29,00		631,89	-231,10	127,78
30,00		391,63	-248,54	132,87
31,00		134,55	-265,98	135,54
31,50	appoggio	0,00	-274,70	135,97

7.11 SOLLECITAZIONI SUL TRAVERSO IN CAMPATA

Vengono valutati i momenti flettenti massimi e minimi agenti sul traverso in campata per effetto dei carichi permanenti e del transito dei carichi da traffico.

7.11.1 Valori caratteristici M

Carichi permanenti

Sez.	Descrizione	peso cordoli [KN-m]	Perm Portati [KN-m]
-7,00	estremità dx	-25,35	-11,84
-6,00		-104,76	-4,10
-5,00		-196,78	17,68
-4,00		-267,93	36,95
-3,00		-320,89	51,34
-2,00		-357,46	61,31
-1,00		-378,80	67,14
0,00	asse travi	-385,98	69,10
1,00		-378,80	67,14
2,00		-357,46	61,31
3,00		-320,89	51,34
4,00		-267,93	36,95
5,00		-196,78	17,68
6,00		-104,76	-4,10
7,00	estremità sx	0,00	-8,35

PROGETTO ESECUTIVO

Sez.	Descrizione	peso cordoli [KN-m]	Perm Portati [KN-m]
-7,00	estremità dx	-25,35	-11,84
-6,00		-104,76	-4,10

Carichi da traffico

Sez.	Descrizione	Tandem-TS	
		Mmax [KN-m]	Mmin [KN-m]
-7,00	estremità dx	10,76	-12,14
-6,00		57,72	-37,42
-5,00		172,01	-62,43
-4,00		193,07	-79,11
-3,00		272,87	-95,40
-2,00		325,96	-102,33
-1,00		344,71	-96,50
0,00	asse travi	326,61	-124,23
1,00		390,48	-117,53
2,00		327,97	-102,33
3,00		279,68	-95,40
4,00		180,31	-79,11
5,00		95,07	-62,43
6,00		42,10	-37,42
7,00	estremità sx	0,00	0,00
-7,00	estremità dx	10,76	-12,14
-6,00		57,72	-37,42

Sez.	Descrizione	Distribuito-UDL	
		Mmax [KN-m]	Mmin [KN-m]
-7,00	estremità dx	10,24	-9,96
-6,00		53,26	-37,20
-5,00		154,50	-65,92
-4,00		305,02	-83,83
-3,00		383,97	-100,50
-2,00		437,23	-114,39
-1,00		464,26	-118,32
0,00	asse travi	463,30	-100,56
1,00		339,55	-110,03
2,00		303,55	-109,60
3,00		218,01	-97,09
4,00		171,36	-78,97
5,00		119,81	-59,71
6,00		19,79	-28,58
7,00	estremità sx	0,00	0,00
-7,00	estremità dx	10,24	-9,96
-6,00		53,26	-37,20

Sez.	Descrizione	Folla marciapiedi	
		Mmax [KN-m]	Mmin [KN-m]
-7,00	estremità dx	0,00	-12,17
-6,00		0,00	-58,60
-5,00		0,00	-107,88
-4,00		0,00	-136,48
-3,00		0,00	-164,79

Sez.	Descrizione	Folla marciapiedi	
		Mmax [KN-m]	Mmin [KN-m]
-2,00		0,00	-179,34
-1,00		0,00	-190,51
0,00	asse travi	0,00	-192,99
1,00		0,00	-188,57
2,00		0,00	-175,10
3,00		0,00	-158,70
4,00		0,00	-127,69
5,00		0,00	-96,81
6,00		0,00	-44,08
7,00	estremità sx	0,00	0,00
-7,00	estremità dx	0,00	-12,17
-6,00		0,00	-58,60

Sez.	Descrizione	gruppo 1 (tab.5.1.IV)	
		Mmax [KN-m]	Mmin [KN-m]
-7,00	estremità dx	21,00	-35,19
-6,00		110,99	-123,31
-5,00		326,51	-221,42
-4,00		498,09	-295,51
-3,00		656,84	-353,91
-2,00		763,18	-394,77
-1,00		808,97	-405,03
0,00	asse travi	789,91	-417,78
1,00		730,04	-417,18
2,00		631,53	-394,77
3,00		497,69	-353,91
4,00		351,67	-295,51
5,00		214,88	-221,42
6,00		61,89	-123,31
7,00	estremità sx	0,00	0,00
-7,00	estremità dx	21,00	-35,19
-6,00		110,99	-123,31

7.11.2 Valori di combinazione

Combinazioni SLU

Nelle combinazioni seguenti vengono sommati effetti globali ed effetti locali.

Persistenti/Transitorie

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax [KN-m]	Mmin [KN-m]
-7,00	estremità dx	47,08	42,46
-7,00		67,12	-228,61
-6,00		241,33	-427,13
-5,00		386,57	-576,21
-4,00		546,79	-702,08

Sez.	Descrizione	Mmax [KN-m]	Mmin [KN-m]
-3,00		652,92	-789,58
-2,00		692,88	-822,19
-1,00		659,83	-845,50
0,00	asse travi	586,42	-838,47
1,00		475,31	-789,58
2,00		331,90	-702,08
3,00		188,56	-576,21
4,00		90,57	-427,13
5,00		0,58	-228,61
6,00		0,00	-12,52
7,00		47,08	42,46
7,00	estremità sx	67,12	-228,61

Combinazioni SLE

Combinazioni Rare

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,2}^{a_{fase}} + \sum G_{2,k,2}^{a_{fase}} + Q_{k,gruppo 1} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax [KN-m]	Mmin [KN-m]
-7,00	estremità dx	-2,17	-10,06
-6,00		2,12	-205,98
-5,00		147,42	-351,32
-4,00		267,11	-459,51
-3,00		387,29	-543,23
-2,00		467,03	-601,56
-1,00		497,31	-621,99
0,00	asse travi	473,04	-638,16
1,00		418,38	-634,14
2,00		335,38	-601,56
3,00		228,14	-543,23
4,00		120,69	-459,51
5,00		35,78	-351,32
6,00		-46,97	-205,98
7,00	estremità sx	-8,35	-8,35
-7,00	estremità dx	-2,17	-10,06
-6,00		2,12	-205,98

Combinazioni Frequenti

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,2}^{a_{fase}} + \sum G_{2,k,2}^{a_{fase}} + \psi_1 \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax [KN-m]	Mmin [KN-m]
-7,00	estremità dx	-1,68	-7,05
-6,00		-44,27	-176,52
-5,00		11,71	-299,35
-4,00		35,83	-390,27
-3,00		88,69	-460,54
-2,00		123,21	-507,75
-1,00		132,57	-526,38
0,00	asse travi	113,40	-546,77
1,00		117,03	-538,60

PROGETTO ESECUTIVO

Sez.	Descrizione	Mmax [KN-m]	Mmin [KN-m]
2,00		71,25	-507,75
3,00		27,42	-460,54
4,00		-27,21	-390,27
5,00		-59,87	-299,35
6,00		-69,37	-176,52
7,00	estremità sx	-8,35	-8,35
-7,00	estremità dx	-1,68	-7,05
-6,00		-44,27	-176,52

Combinazioni Quasi Permanenti

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,2}^{a_{fase}} + \sum G_{2,k,2}^{a_{fase}} + \psi_2 \cdot Q_{k,gruppo\ 1} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax [KN-m]	Mmin [KN-m]
-7,00	estremità dx	-0,86	-3,00
-6,00		-108,86	-135,05
-5,00		-179,10	-228,29
-4,00		-230,98	-297,97
-3,00		-269,55	-349,77
-2,00		-296,15	-385,52
-1,00		-311,66	-406,36
0,00	asse travi	-316,88	-413,37
1,00		-311,66	-406,36
2,00		-296,15	-385,52
3,00		-269,55	-349,77
4,00		-230,98	-297,97
5,00		-179,10	-228,29
6,00		-108,86	-135,05
7,00	estremità sx	-8,35	-8,35
-7,00	estremità dx	-0,86	-3,00
-6,00		-108,86	-135,05

7.12 VERIFICA DELLA TRAVE 1

7.12.1 Convenzioni

Sistema di riferimento

Il sistema di riferimento delle grandezze geometriche e delle forze è una terna sinistrogira con l'asse X parallelo all'asse longitudinale della struttura, l'asse Z contenuto nel piano verticale e l'asse Y ortogonale a tale piano e orientato verso l'osservatore che veda le X positive a destra e le Z positive in alto.

I carichi agenti sulla struttura e le reazioni dei vincoli sono positivi se sono diretti verso l'alto e verso destra. I momenti flettenti sulla trave sono positivi quando tendono la fibra inferiore della sezione. Tensioni e deformazioni sono positive se di trazione, sia per il calcestruzzo che per l'acciaio.

Unità di misura

Ove non sia diversamente specificato, le grandezze contenute nella presente relazione sono espresse nelle seguenti unità di misura:

lunghezza	[cm]
forza	[daN]
angolo	[rad]

I diametri delle barre di armatura lenta sono sempre espressi in [mm], i diametri dei trefoli di precompressione sono invece espressi in [inch] (= 25.4 [mm]).

7.12.2 Codice di calcolo

La verifica è stata condotta con il codice di calcolo automatico TCAP - 11/2021 sviluppato da SIGMAc SOFT - Padova.

Procedura di calcolo tensionale per flessione: PREFLErett vers. TCAP/3.0 09/11 - SIGMAcSOFT

Procedura di calcolo a rottura per flessione: FindLim ed. TCAP/1.0 05/10 - SIGMAcSOFT

Procedura di calcolo a rottura per taglio: VrdCalc ed. TCAP/1.0 06/10 - SIGMAcSOFT

Procedura di calcolo ampiezza fessure: NPREFess 5.0 - SIGMAcSOFT

Modello iperstatico: TRSP ed. TCAP/1.0 04/10 - SIGMAcSOFT

7.12.3 Modello di calcolo

Il codice di calcolo TCAP riceve le combinazioni di carico della struttura dal programma di calcolo delle sollecitazioni ed esegue le verifiche nelle situazioni agli Stati Limite Ultimi e agli Stati Limite di Esercizio inserendo nelle combinazioni l'effetto della precompressione.

Per valutare l'effetto della precompressione nelle varie sezioni viene assunto un modello di calcolo appropriato che riproduce le condizioni iperstatiche della struttura reale.

La struttura è considerata lineare e rettilinea, soggetta a deformazione longitudinale assiale generata dalla precompressione e deformazione trasversale per inflessione nel piano verticale. Essa viene schematizzata come una struttura a telaio piano che discretizza i tratti a sezione (e quindi baricentro) costante con aste orizzontali e i tratti a geometria variabile con aste inclinate.

Le forze di precompressione sono rappresentate da forze longitudinali e da coppie di trasporto delle forze stesse alla quota del baricentro locale.

PROGETTO ESECUTIVO

Per il calcolo dei momenti flettenti resistenti a rottura viene utilizzata la procedura FindLim ed. TCAP/1.0 05/10 - SIGMAcSOFT che tiene conto, oltre al contributo del calcestruzzo, del contributo delle armature lente (stesso stato deformativo del calcestruzzo) e del contributo delle armature di precompressione nello stato deformativo effettivo (pretensione).

7.12.4 Dati di calcolo: i materiali

Materiali - resistenze di calcolo

In questo paragrafo non valgono le convezioni di segno precedentemente riportate: per il calcestruzzo tutte le grandezze sono indicate con segno positivo e contestualmente viene specificato se si tratta di valori di compressione o di trazione.

Calcestruzzo delle travi prefabbricate

Ai fini del calcolo le caratteristiche rilevanti del calcestruzzo sono date dalla resistenza a rottura, dal modulo elastico e dall'entità dei fenomeni differiti nel tempo.

Le travi prefabbricate in c.a.p. sono precomprese a trefoli aderenti e devono perciò rispettare delle limitazioni tensionali già in fase iniziale, al rilascio dei trefoli.

Data l'entità delle sollecitazioni iniziali si raccomanda di eseguire il trasferimento della precompressione con opportuna gradualità. Nel seguito della relazione si indicherà sinteticamente tale operazione come "taglio dei trefoli".

Calcestruzzo		C45/55
resistenza caratteristica $R_{ck28,cub}$		550,00
resistenza al taglio dei trefoli $R_{ckj,cub}$		385,00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura		1,500
modulo elastico		364161,14
peso specifico		0,0025
ritiro totale		-0,00030
% ritiro prima del taglio trefoli		25,5%
% ritiro taglio trefoli-getto soletta		25,5%
% ritiro da getto soletta a $t=\infty$.		49%
coeff. di viscosità		2,300
% viscosità taglio trefoli-getto soletta		33%
% viscosità da getto soletta a $t=\infty$.		67%

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

a tempo infinito	f_{ck}	$= 0.83 \cdot R_{ck}$	$= 0.83 \cdot 550,00 = 456,50$	daN/cm ²
al taglio dei trefoli	f_{ckj}	$= 0.83 \cdot R_{ckj}$	$= 0.83 \cdot 385,00 = 319,55$	daN/cm ²

Resistenza di calcolo a compressione :

a tempo infinito	f_{cd}	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 456,50 / 1,5 = 258,68$	daN/cm ²
al taglio dei trefoli	f_{cdj}	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ckj} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 319,55 / 1,5 = 181,08$	daN/cm ²

Nel calcolo a rottura delle sezioni si utilizza il diagramma parabola-rettangolo con tensione massima a tempo infinito pari a :

$$f_{cd} = 258,68 \text{ daN/cm}^2$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione (formazione delle fessure) :

PROGETTO ESECUTIVO

a tempo infinito	f_{ct}	$= f_{ctm}/1.2$	$= 38,32/1.2 = 31,93$
al taglio dei trefoli	f_{ctj}	$= f_{ctmj}/1.2$	$= 30,21/1.2 = 25,17$

Nelle condizioni di esercizio la massima tensione di compressione nel calcestruzzo deve rispettare le seguenti limitazioni:

al taglio dei trefoli :

σ_{cj}	$< 0.70 \cdot f_{ckj}$	$= 223,69$	daN/cm ²
---------------	------------------------	------------	---------------------

a cadute avvenute :

σ_c	$< 0.6 \cdot f_{ck}$	$= 273,90$	daN/cm ²	(per comb. caratteristica rara)
σ_c	$< 0.45 \cdot f_{ck}$	$= 205,43$	daN/cm ²	(per comb. quasi permanente)

Calcestruzzo gettato in opera

Calcestruzzo	C28/35
resistenza caratteristica $R_{ck,cub}$	350,00
coefficiente sicurezza del materiale	1,5
modulo elastico	325881,08
peso specifico	0,0025
coeff. di omogeneizzazione con cls travi	0,895

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

a tempo infinito	f_{ck}	$= 0.83 \cdot R_{ck}$	$= 0.83 \cdot 350,00 = 290,50$	daN/cm ²
------------------	----------	-----------------------	--------------------------------	---------------------

Resistenza di calcolo a compressione :

a tempo infinito	f_{cd}	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 290,50 / 1,5 = 164,62$	daN/cm ²
------------------	----------	---	--------------------------------------	---------------------

Nel diagramma parabola-rettangolo la tensione massima è pari a :

$$f_{cd} = 164,62$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione (formazione delle fessure) :

a tempo infinito	f_{ct}	$= f_{ctm}/1.2$	$= 28,35/1.2 = 23,62$
------------------	----------	-----------------	-----------------------

Nelle condizioni di esercizio la massima tensione di compressione del calcestruzzo deve rispettare le seguenti limitazioni:

σ_c	$< 0.6 \cdot f_{ck}$	$= 174,30$	daN/cm ²	(per comb. caratteristica rara)
σ_c	$< 0.45 \cdot f_{ck}$	$= 130,73$	daN/cm ²	(per comb. quasi permanente)

Acciaio per c.a.p.

Acciaio prec.fpk=1860 :

tensione all'1% deform. residua $f_{p(1)k}$	16740,00
Modulo elastico	1950000,00
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	6
coefficiente di sicurezza	1,15
% rilassam. prima del taglio trefoli	41,4%
% rilassam. taglio trefoli-getto soletta	25,9%

PROGETTO ESECUTIVO

% rilasciam. da getto soletta a t=inf.	32,7%
--	-------

In base al punto 4.1.8.1.5 DM 14/01/2008 le tensioni iniziali all'atto della tesatura dei cavi pre-tesi deve rispettare la più restrittiva delle seguenti limitazioni:

σ_{spi}	$\leq 0.80 \cdot f_{ptk}$	$= 0.80 \cdot 18414,00 = 14731,20$	daN/cm ²
σ_{spi}	$\leq 0.90 \cdot f_{p(1)k}$	$= 0.90 \cdot 16740,00 = 15066,00$	daN/cm ²

E' ammessa una sovratensione iniziale pari a $0.05 f_{p(1)k}$.

La tensione massima in esercizio nella combinazione caratteristica (rara) deve rispettare la seguente limitazione (DM 14/01/2008- 4.1.8.1.2 e 4.1.2.2.5.2):

σ_{sp}	$\leq 0.80 \cdot f_{p(1)k}$	13392,00	daN/cm ²
---------------	-----------------------------	----------	---------------------

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma triangolo-rettangolo con tensione massima pari a:

f_{ptd}	$= f_{p(1)k} / \gamma_s$	$= 16740,00 / 1,15 = 14556,52$	daN/cm ²
-----------	--------------------------	--------------------------------	---------------------

Acciaio per armatura lenta

Questo tipo di acciaio costituisce l'armatura destinata ad assorbire gli sforzi di taglio (staffe) ed altri sforzi locali di trazione nel calcestruzzo.

tipo acciaio	B450C
tensione di snervamento f_{yk}	4500,00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1,15
modulo elastico	2100000,00
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	6

La tensione massima consentita (4.1.2.2.5.2 DM 14/01/2008) nella combinazione rara deve rispettare la seguente limitazione:

σ_s	$\leq 0.80 \cdot f_{yk}$	$= 0.80 \cdot 4500,00 = 3600,00$	daN/cm ²
------------	--------------------------	----------------------------------	---------------------

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma triangolo-rettangolo con tensione massima pari a:

f_{yd}	$= f_{yk} / \gamma_s$	$= 4500,00 / 1,15 = 3913,04$	daN/cm ²
----------	-----------------------	------------------------------	---------------------

7.12.5 Dati geometrici: schemi statici

L'impalcato viene realizzato con travi prefabbricate in c.a.p. e getto eseguito in opera di traversi e soletta collaborante. Si distinguono due fasi successive di lavoro:

PRIMA FASE: Le travi semplicemente appoggiate agli estremi resistono al peso proprio ed a quello del getto eseguito in opera.

SECONDA FASE: Il sistema misto, travi prefabbricate e soletta gettata in opera, divenuto solidale dopo la maturazione del calcestruzzo, resiste al peso delle sovrastrutture e dei carichi accidentali.

PROGETTO ESECUTIVO

Nella prima fase i prefabbricati sono soggetti alle seguenti condizioni di vincolo:

- Al taglio trefoli e in stoccaggio:
Sbalzo sinistro = 50,00
luce = 3150,00
Sbalzo destro = 50,00
- In opera al momento del getto di 2a fase:
Sbalzo sinistro = 50,00
Sbalzo destro = 50,00

In seconda fase la struttura è vincolata sugli appoggi definitivi:

appoggio	descrizione	X	luce campata
1	Spalla iniziale	0,00	
2	Spalla finale	3150,00	3150,00

7.12.6 Cadute di tensione nell'acciaio da precompressione

Rilassamento dell'acciaio da precompressione

La valutazione del rilassamento dell'acciaio da precompressione avviene con la formulazione indicata dalla normativa e con i dati forniti dal produttore.

Ad una temperatura costante di 20 [°C] la caduta di tensione $\Delta\sigma_{pr}$ per rilassamento al tempo t è:

classe	tipo	caduta
2	trecce e trefoli stabilizzati	$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot [0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1\mu} \cdot (t/1000)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}]$

dove:

- σ_{pi} è la tensione iniziale nel cavo;
- ρ_{1000} è la perdita per rilassamento (in percentuale) a 1000 ore dopo la messa in tensione, a 20 [°C] e a partire da una tensione iniziale pari a 0.7 della resistenza f_p del campione provato:

Acciaio	classe	ρ_{1000}
1	2	2.5

- $\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$;
- f_{pk} è la resistenza caratteristica a trazione dell'acciaio;
- t è il tempo misurato in ore dalla messa in tensione.

La caduta finale per rilassamento può essere valutata con le formule sopra scritte ed inserendo un tempo di 500000 ore. Si ottiene così:

Armatura	classe	μ	$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi}$	
Trave 1 - gruppo 1	2	0,682	0,036	3,60%

Ritiro del calcestruzzo

L'accorciamento dovuto al ritiro viene assunto pari a :

prefabbricati $\epsilon_{cs1} = -0,00030$

getto in opera $\epsilon_{cs2} = -0,00030$

e la conseguente caduta di tensione nell'acciaio da precompressione viene calcolata in base al modulo elastico dell'acciaio stesso:

Armatura	$\Delta\sigma_{ps}$		
Trave 1 - gruppo 1	$-0,00030 \cdot 1950000,00 =$	-585,00	4,66%

Viscosità del calcestruzzo

Il valore della deformazione lenta del calcestruzzo (viscosità) si assume, ai fini del calcolo delle cadute di tensione nell'acciaio, secondo quanto indicato dalle norme (11.2.10.7 D.M.14/01/2008), pari a :

$$\varphi_{inf,1} = 2.3 \quad (\text{cavi pretesi nei prefabbricati})$$

Sviluppo nel tempo delle cadute di tensione

Per i cavi pretesi, che agiscono sugli elementi prefabbricati, i valori totali dei fenomeni differiti esposti ai paragrafi precedenti vengono ripartiti nelle diverse fasi tenendo conto delle diverse condizioni ambientali e tensionali.

	% rilassamento	% ritiro	% viscosità
dalla posa in tensione al taglio trefoli	41,40	25,50	0,00
dal taglio trefoli al getto in opera	25,90	25,50	33,00
dal getto in opera a tempo infinito	32,70	49,00	67,00

7.12.7 Stati Limite di Esercizio

Stato Limite delle tensioni in esercizio - procedimento di calcolo

Per valutare lo stato tensionale nelle sezioni di verifica distingueremo le seguenti fasi :

PRIMA FASE

- a) al manifestarsi della precompressione
- b) prima del getto in opera
- c) subito dopo il getto in opera

SECONDA FASE

- d) impalcato scarico
- e) impalcato carico

In tutte le fasi la determinazione dello stato tensionale degli elementi da verificare avviene in base alla combinazione caratteristica (rara) :

$$S = G_1 + G_2 + P + Q$$

dove:

- G_1 = permanenti strutturali
- G_2 = permanenti non strutturali
- P = precompressione
- Q = azioni variabili

Stato Limite di deformazione

Viene valutata l'entità delle deformazioni significative degli elementi inflessi nelle varie fasi.
 La valutazione di tali deformazioni viene fatta assumendo per il modulo elastico del calcestruzzo il valore:

$$E_{travi} = 364161,14$$

$$E_{soletta} = 325881,08$$

e, per determinare gli effetti sotto l'azione dei carichi permanenti, viene assunto un coefficiente di viscosità pari a:

$$\varphi_{inf} = 2,3$$

L'effetto della viscosità viene poi ridotto moltiplicando tutte le deformazioni conseguenti per il valore 0,5

Le frecce calcolate sono positive se rappresentano uno spostamento verso l'alto, negative se verso il basso.

Prima fase

	accorciamento [cm]	rotaz. testata sinistra [rad]	rotaz. testata destra [rad]	freccia in mezzeria [cm]
al taglio trefoli	-0,6749	0,00331	-0,00331	2,4743
prima del getto in opera	-1,1143	0,00401	-0,00401	3,0768
al getto soletta	-1,1143	0,00159	-0,00159	0,6878
dopo maturazione	-1,1180	0,00159	-0,00159	0,6880

Seconda fase

Spostamenti X in asse appoggi [cm]:

	dopo maturazione soletta	postesi e cambio vincoli	t=inf.
Spalla iniziale	0,0000	0,0000	0,0000
Spalla finale	0,0000	0,0000	-0,4113

Rotazioni in asse appoggi [rad]:

	dopo maturazione soletta	postesi e cambio vincoli	t=inf.
Spalla iniziale	0,00000	0,00000	0,00229
Spalla finale	0,00000	0,00000	-0,00229

Frecce in mezzeria [cm]:

camp.	X	dopo maturazione soletta	postesi e cambio vincoli	t=inf. impalcato scarico	t=inf. rara max	t=inf. rara min
1	1575,00	0,6880	0,6880	0,8083	0,8083	-1,1332

7.12.8 Stati Limite Ultimi

Stato Limite Ultimo per sollecitazioni flettenti

Il calcolo dei momenti ultimi delle sezioni viene eseguito tenendo conto del diagramma $\sigma-\varepsilon$ parabola-rettangolo per il calcestruzzo, con deformazione limite pari a -0.0035 in compressione, e deformazione indefinita a trazione con tensione nulla (sezione fessurata).

Per gli acciai si utilizza un diagramma tensioni-deformazioni linearmente elastico fino alla tensione di rottura e lineare orizzontale fino alla deformazione 0.01, sia in trazione che in compressione.

Si rimanda al capitolo dei materiali per i valori dei moduli elastici e delle tensioni di calcolo.

Nel calcolo del momento ultimo si tiene conto del delta di deformazione ε_{sp} dell'acciaio da precompressione rispetto agli altri materiali.

Stato Limite Ultimo per sollecitazioni taglianti e torcenti

Per valutare i tagli e momenti torcenti resistenti viene utilizzata la formulazione indicata dalle norme:

$$V_{Rd} = [0.18/\gamma_c \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (\text{taglio ultimo in assenza di armatura trasversale})$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot (\cotan\alpha + \cotan\theta) / (1 + \cotan^2\theta) \quad (\text{taglio ultimo per rottura delle bielle compresse})$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotan\alpha + \cotan\theta) \cdot \sin\alpha \quad (\text{taglio ultimo per rottura delle staffe})$$

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A_k \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot \cotan\theta / (1 + \cotan^2\theta) \quad (\text{momento torcente ultimo per rottura delle bielle compresse})$$

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A_k \cdot (A_{sw,parete}/s) \cdot f_{yd} \cdot \cotan\theta \quad (\text{momento torcente ultimo per rottura delle staffe})$$

Dove:

d: altezza utile della sezione

b_w : larghezza minima della sezione

A_{sw} : area armatura trasversale nella sezione

$A_{sw,parete}$: area armatura trasversale minima nelle pareti

s: passo staffe

α : inclinazione risp. all'orizzontale delle armature trasversali (90 [deg])

θ : inclinazione bielle compresse in cls

α_c : coeff. maggiorativo dovuto alla presenza dello sforzo assiale

A_{sl} : area acciaio in zona tesa

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

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_{cls}$$

$$\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d)$$

A_k : area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico della sezione

Nel modello a traliccio a rottura si considerano inclinate a 45 [deg] le bielle compresse di calcestruzzo in sezioni non precomprese, mentre si tiene conto dell'effetto benefico della precompressione valutando una minore inclinazione delle bielle in base alla tensione principale di trazione presente nella sezione a quota baricentrica.

L'inclinazione così determinata viene comunque limitata come indicato nelle norme citate.

Stato Limite Ultimo per scorrimento tra i gettiti

Viene calcolato lo sforzo di scorrimento di progetto S_{Edi} tra il calcestruzzo delle travi prefabbricate e

PROGETTO ESECUTIVO

quello gettato in opera, e viene confrontato con quello ultimo di interfaccia S_{Rdi} , utilizzando le indicazioni della normativa EN1992-1-1-6.2.5

$$S_{Edi} = \beta \cdot V_{Ed} / z$$

in cui:

- β è il rapporto tra la forza longitudinale nell'ultimo getto di calcestruzzo e la forza longitudinale totale in zona compressa o tesa, entrambe calcolate nella sezione considerata, assunto = 1.0
- V_{Ed} è la forza di taglio trasversale di 2^a fase
- z è il braccio della coppia interna della sezione composta

$$S_{Rdi} = b_i \cdot (c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n) + A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot \mu \leq 0.5 \cdot b_i \cdot v \cdot f_{cd}$$

in cui:

Larghezza superficie contatto / spess. tot. anime	b_i/b_w	1,000	[-]
Fattore di coesione tra le superfici	c	0,350	[-]
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	13,23	[daN/cm ²]
Coefficiente di attrito tra le superfici	μ	0,600	[-]
Compressione normale alle superfici di contatto	σ_n	1,40	[daN/cm ²]
Area complessiva staffa di collegamento	A_{sw}	<variabile>	[cm ²]
Passo staffe di collegamento	s	<variabile>	[cm]
Resistenza calcestruzzo più debole	f_{cd}	164,62	[daN/cm ²]

7.12.9 Verifica sezione X=0.00 - Appoggio

Prima fase: sola trave

Sezione di calcolo:

n.	Y	Z	
1	-140,00	0,00	prefabb.:
2	-140,00	8,47	non reag.trazione
3	-65,00	12,00	
4	-60,27	17,26	
5	-73,00	140,00	
6	-100,00	150,00	
7	-140,00	151,60	
8	-140,00	160,00	
9	-61,00	160,00	
10	-46,38	160,00	
11	0,00	160,00	
12	44,86	160,00	
13	61,00	160,00	
14	140,00	160,00	

Collegamento autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo e Opere connesse
Tratta B2,C
PROGETTO ESECUTIVO

n.	Y	Z	
15	140,00	151,60	
16	100,00	150,00	
17	73,00	140,00	
18	60,27	17,26	
19	65,00	12,00	
20	140,00	8,47	
21	140,00	0,00	fine prefabb.

A	J _f	Z _g
24578,089	63188368,4810	82,22

<nessuna armatura di precompressione pretesa>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	3,00	14,074	armatura longit. appoggio 7Ø16

Sezione ideale (n=15,000)	A _{id}	J _{f,id}	Z _{g,id}
	24789,204	64501927,0422	81,54

Sollecitazioni	M _{esterno}
in trasporto	2700370,13
dopo getto 2a fase	0,00

Tensioni sul calcestruzzo	σ _{e,max}	σ _{i,max}
in trasporto	0,00	0,00
dopo getto 2a fase	0,00	0,00

Tensioni sugli acciai	σ _{sp}	σ _{long,max}	pos.	σ _{long,min}	pos.
in trasporto	0,00	0,00		0,00	
dopo getto 2a fase	0,00	0,00		0,00	

- Momenti di rottura in flessione retta

<sollecitazioni nulle>

- Verifica rottura a taglio

Calcestruzzo:	θ [rad]	b _w	Staffe:	A _{sw}
	0,785	133,00		0,616

d	K	A _{sl}	ρ _l	σ _{cp}	α _c
157,00	1,357	14,07434	0,0007	0,00	1,000

rottura senza armatura a taglio	V _{Rd} =	78049,27	[daN]
rottura delle staffe	V _{Rsd} =	340457,40	[daN]
rottura delle bielle calcestruzzo	V _{Rcd} =	1215352,50	[daN]

$$V_{Ed,max} = 115147,66 < 340457,40$$

Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

	$\sigma_{e,max}$		$\sigma_{i,max}$	
trave prefabbricata	0,00		0,00	
getto in opera	0,00		0,00	

Cadute di tensione da maturazione soletta a t=inf. :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48,9%	285,84	2,3%
rilassamento acciaio	32,6%	147,33	1,2%
viscosità cls	100,0%	818,97	6,5%

Verifica in esercizio

n.	Y	Z	
1	-140,00	0,00	prefabb.:
2	-140,00	8,47	non reag.trazione
3	-65,00	12,00	
4	-60,27	17,26	
5	-73,00	140,00	
6	-100,00	150,00	
7	-140,00	151,60	
8	-140,00	160,00	
9	-61,00	160,00	
10	-46,38	160,00	
11	0,00	160,00	
12	44,86	160,00	
13	61,00	160,00	
14	140,00	160,00	
15	140,00	151,60	
16	100,00	150,00	
17	73,00	140,00	
18	60,27	17,26	
19	65,00	12,00	
20	140,00	8,47	
21	140,00	0,00	fine prefabb.
22	-140,00	0,00	
23	-221,00	186,00	getto in opera
24	140,00	186,00	(m=0,895)
25	140,00	160,00	non reag.trazione
26	-221,00	160,00	
27	-221,00	186,00	

A	J _f	Z _g
34140,793	120462885,1044	107,65

<nessuna armatura di precompressione pretesa>

Armature lente longitudinali :

Collegamento autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo e Opere connesse
Tratta B2,C
PROGETTO ESECUTIVO

n.	Z	area	
1	3,00	14,074	armatura longit. appoggio 7Ø16

Sezione ideale (n=15,000)	A _{id}	J _{f, id}	Z _{g, id}
	34351,908	122760530,1068	107,00

Tensioni sul cls :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Rare	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00	0,00	0,00	0,00

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Rare	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00	0,00	0,00	0,00

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{sl,max}$	pos.	$\sigma_{sl,min}$	pos.
t=inf.-senza carichi	0,00	0,00		0,00	
t=inf.-SLE Rare	0,00	0,00		0,00	
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00	0,00		0,00	

- Momenti di rottura per flessione retta

<sollecitazioni flettenti nulle>

- Verifica rottura per taglio

Calcestruzzo:	θ [rad]	b_w	Staffe:	A_{sw}
	0,785	133,00		0,577

d	K	A_{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
183,00	1,331	14,07434	0,0006	0,00	1,000

rottura senza armatura a taglio	$V_{Rd} =$	88340,01	[daN]
rottura delle staffe	$V_{Rsd} =$	366455,36	[daN]
rottura delle bielle calcestruzzo	$V_{Rcd} =$	1416621,07	[daN]

$$V_{Ed,max} = 225171,47 < 366455,36$$

Trazione longitudinale per taglio ($V=225171,47$) al lembo teso $\Delta F_{td} = 112585,73$ [daN]

- Verifica rottura per torsione

Calcestruzzo:	θ [rad]	f'_{cd}	Staffe parete:	A_{sw}
	0,785	129,34		0,02217

A_k	t_{min}	u_k	σ_{cp}	α_c
24578,000	133,00	1142,00	0,00	1,000

PROGETTO ESECUTIVO

rottura delle staffe	$T_{Rsd} =$	4263432,98	[daN]
rottura delle bielle calcestruzzo	$T_{Rcd} =$	422801611,28	

$$T_{Ed,max} = 2786014,37 < 4534099,75$$

$$\text{Trazione per torsione (T=4534099,75)} = 105336,93 \text{ [daN]}$$

$$\text{Trazione per torsione (T=2786014,37)} = 64725,13 \text{ [daN]}$$

$$\text{Sforzo di precompressione presente} = 0,00 \text{ [daN]}$$

$$\text{armatura longitudinale minima (T=T}_{Ed,max}=2786014,37) = 16,541 \text{ [cm}^2\text{]}$$

- Verifica rottura per taglio/torsione

L'azione combinata di taglio e torsione impegna i materiali (bielle di calcestruzzo e staffe di acciaio) in misura superiore a quella delle azioni singole dei due parametri di sollecitazione.

Viene perciò eseguita la verifica secondo il punto 4.1.2.1.4 - *Sollecitazioni composte - b)* nella combinazione più sfavorevole.

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = |-2786014,37/4534099,75| + |225171,47/366455,36| = 0,166$$

- Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 133,000 [cm²] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=0,00 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	724,70	[daN/cm]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	-56,68	[daN/cm]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±727,58	[daN/cm]
staffe di collegamento	0,6158	[cm ² /cm]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±2173,25	[daN/cm]

7.12.10 Verifica sezione X=200.00 – Primo cambio di staffe

Prima fase: sola trave

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-140,00	0,00	prefabb.:
2	-140,00	8,47	reag.trazione
3	-65,00	12,00	
4	-60,27	17,26	
5	-73,00	140,00	
6	-100,00	150,00	
7	-140,00	151,60	
8	-140,00	160,00	
9	-61,00	160,00	
10	-46,38	19,00	

Collegamento autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo e Opere connesse
 Tratta B2,C
PROGETTO ESECUTIVO

n.	Y	Z	
11	0,00	18,50	
12	46,38	19,00	
13	61,00	160,00	
14	140,00	160,00	
15	140,00	151,60	
16	100,00	150,00	
17	73,00	140,00	
18	60,27	17,26	
19	65,00	12,00	
20	140,00	8,47	
21	140,00	0,00	fine prefabb.

A	J _f	Z _g
9414,630	33876940,0495	65,52

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	152,00	5,560
2	6,00	37,530
3	10,00	25,020
4	14,00	0,000

Z _{g,p}	A _p
19,39	68,110

Sezione ideale (n=6,000)	A _{id}	J _{f, id}	Z _{g, id}
	9823,290	35350593,2938	63,60

Cadute di tensione prima del taglio trefoli :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25,5%	149,17	1,2%
rilassamento acciaio	41,4%	187,06	1,5%

Sollecitazioni	M _{esterno}	N _{precomp.}	M _{precomp.}
t=0 dopo taglio trefoli	7057108,64	-832220,31	-38389231,34
in trasporto	11874611,37	-776277,60	-35808667,33
dopo getto 2a fase	14616578,07	-776010,84	-35796362,36

Tensioni nei materiali in prima fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
t=0 dopo taglio trefoli	-3,63	-138,21
in trasporto	0,00	0,00
dopo getto 2a fase	-27,91	-112,75

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{long,max}$	pos.	$\sigma_{long,min}$	pos.
t=0 dopo taglio trefoli	11487,33	0,00		0,00	
in trasporto	0,00	0,00		0,00	
dopo getto 2a fase	10782,61	0,00		0,00	

Cadute di tensione dal taglio trefoli al getto soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25,5%	149,17	1,2%
rilassamento acciaio	25,9%	117,02	0,9%
viscosità cls	41,3%	555,16	4,4%

Cadute di tensione durante maturazione soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	0,1%	0,81	0,0%
rilassamento acciaio	0,1%	0,42	0,0%
viscosità cls	0,2%	2,66	0,0%

Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

Presollecitazione armature pretese : $\varepsilon_{sp,z=19,39}=0,00584$

fless.	Z asse neutro	Mr	ε_{sup}	Z_{esup}	ε_{inf}	Z_{esinf}
(+)	65,94	114889974,87	-0,00350	160,00	0,00223	6,00
(-)	20,70	-12737494,15	0,01000	152,00	-0,00158	0,00

$M_{d,max} = 21025797,48 < 114889974,87 \quad K_r=5,464$

Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Armatura a staffe presente nella sezione 0,462 [cm²/cm]

Percentuale staffe dedicate a taglio 100,00%

Percentuale staffe dedicate a torsione 0,00%

Calcestruzzo:	θ [rad]	b_w	Staffe:	A_{sw}
	0,381	28,40		0,462

d	K	A_{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
154,00	1,360	30,58000	0,0070	-82,45	1,250

rottura senza armatura a taglio	$V_{Rd} =$	76741,14	[daN]
rottura delle staffe	$V_{Rsd} =$	626158,58	[daN]
rottura delle bielle calcestruzzo	$V_{Rcd} =$	219448,49	[daN]

$$V_{Ed,max} = 97613,55 < 219448,49$$

Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
trave prefabbricata	-27,91	-112,70
getto in opera	0,00	0,00

Cadute di tensione da maturazione soletta a t=inf. :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48,9%	285,84	2,3%
rilassamento acciaio	32,6%	147,33	1,2%
viscosità cls	58,5%	786,83	6,3%

Verifiche in esercizio

Verifica tensionale

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-140,00	0,00	prefabb.:
2	-140,00	8,47	reag.trazione
3	-65,00	12,00	
4	-60,27	17,26	
5	-73,00	140,00	

Collegamento autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo e Opere connesse
 Tratta B2,C
PROGETTO ESECUTIVO

n.	Y	Z	
6	-100,00	150,00	
7	-140,00	151,60	
8	-140,00	160,00	
9	-61,00	160,00	
10	-46,38	19,00	
11	0,00	18,50	
12	46,38	19,00	
13	61,00	160,00	
14	140,00	160,00	
15	140,00	151,60	
16	100,00	150,00	
17	73,00	140,00	
18	60,27	17,26	
19	65,00	12,00	
20	140,00	8,47	
21	140,00	0,00	fine prefabb.
22	-140,00	0,00	
23	-271,00	186,00	getto in opera
24	140,00	186,00	(m=0,895)
25	140,00	160,00	non reag.trazione
26	-271,00	160,00	
27	-271,00	186,00	

A	J_f	Z_g
18977,334	89222234,3995	119,68

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	152,00	5,560
2	6,00	37,530
3	10,00	25,020
4	14,00	0,000

Z_{g,p}	A_p
19,39	68,110

PROGETTO ESECUTIVO

Sezione ideale (n=6,000)	A_{id}	J_{f, id}	Z_{g, id}
	19385,994	93886166,8948	117,56

Tensioni sul cls - Sturzo De Medici :

	σ_{e, max}	σ_{e, min}	σ_{i, max}	σ_{i, min}
t=inf.-senza carichi	-27,10	-27,10	-98,51	-98,51
t=inf.-SLE Rare	-27,10	-33,96	-79,82	-98,51
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-27,10	-29,54	-92,07	-98,51

Tensioni sul cls - getto in opera :

	σ_{e, max}	σ_{e, min}	σ_{i, max}	σ_{i, min}
t=inf.-senza carichi	-1,21	-1,21	0,00	0,00
t=inf.-SLE Rare	-1,21	-11,07	0,00	-5,41
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-1,21	-4,69	0,00	-1,45

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	σ_{sl, max}	pos.	σ_{sl, min}	pos.
t=inf.-senza carichi	9192,39	0,00		0,00	
t=inf.-SLE Rare	8746,83	0,00		0,00	
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00	0,00		0,00	

Verifica a rottura per flessione t=inf.

presollecitazione nelle armature di precompressione :

	Z cavo risult.	Δε_{sp}
Armature pretese	19,39	0,00499

fless.	Z asse neutro	Mr	ε_{sup}	Z_{esup}	ε_{inf}	Z_{esinf}
(+)	161,38	155808176,81	-0,00158	186,00	0,01000	6,00
(-)	17,94	-12934799,03	0,01000	152,00	-0,00134	0,00

$$M_{d, max} = 41608201,95 < 155808176,81 \quad K_r = 3,745$$

Verifica rottura per taglio t=inf.

Armatura a staffe presente nella sezione 0,462 [cm²/cm]

Percentuale staffe dedicate a taglio 83,82%

Percentuale staffe dedicate a torsione 16,18%

Calcestruzzo:	θ [rad]	b_w	Staffe:	A_{sw}
	0,650	28,40		0,382

TRATTA B2

Relazione di calcolo – Cavalcaferrovia Sturzo De-Medici

d	K	A_{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
180,00	1,333	68,11000	0,0133	-36,51	1,141

rottura senza armatura a taglio	V _{Rd} =	60164,18	[daN]
rottura delle staffe	V _{Rsd} =	318810,65	[daN]
rottura delle bielle calcestruzzo	V _{Rcd} =	327193,43	[daN]

$$V_{Ed,max} = 196516,81 < 269866,93$$

Trazione longitudinale per taglio (V=196516,81) al lembo teso $\Delta F_{td} = 129205,44$ [daN]

Verifica rottura per torsione t=inf.

Armatura a staffe presente nella parete 0,231 [cm²/cm]

Percentuale staffe dedicate a taglio 83,82%

Percentuale staffe dedicate a torsione 16,18%

Calcestruzzo:	θ [rad]	f'_{cd}	Staffe parete:	A_{sw}
	0,650	129,34		0,03967

A_k	t_{min}	u_k	σ_{cp}	α_c
9415,000	14,00	1396,00	-36,51	1,141

rottura delle staffe	T _{Rsd} =	3844027,82	[daN]
rottura delle bielle calcestruzzo	T _{Rcd} =	18747768,30	

$$T_{Ed,max} = 2369481,90 < 3844027,82$$

Trazione per torsione (T=3844027,82) = 374742,29 [daN]

Trazione per torsione (T=2369481,90) = 230993,41 [daN]

Sforzo di precompressione presente = -692918,48 [daN]

<armatura longitudinale non necessaria>

PROGETTO ESECUTIVO

Verifica a taglio/torsione t=inf.

L'azione combinata di taglio e torsione impegna i materiali (bielle di calcestruzzo e staffe di acciaio) in misura superiore a quella delle azioni singole dei due parametri di sollecitazione. Viene perciò eseguita la verifica secondo il punto 4.1.2.1.4 - *Sollecitazioni composte - b)* nella combinazione più sfavorevole.

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = |-2369481,90/3844027,82| + |196516,81/269866,93| = 0,727$$

Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 28,400 [cm²] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=200,00 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	736,35	[daN/cm]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	-125,84	[daN/cm]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±155,36	[daN/cm]
staffe di collegamento	0,4618	[cm ² /cm]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±1023,49	[daN/cm]

7.12.11 Verifica sezione X=600,00 - Secondo cambio di staffe

Prima fase: sola trave

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-140,00	0,00	prefabb.:
2	-140,00	8,47	reag.trazione
3	-65,00	12,00	
4	-60,27	17,26	
5	-73,00	140,00	
6	-100,00	150,00	
7	-140,00	151,60	
8	-140,00	160,00	
9	-61,00	160,00	
10	-46,38	19,00	
11	0,00	18,50	
12	46,38	19,00	
13	61,00	160,00	
14	140,00	160,00	
15	140,00	151,60	

Collegamento autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo e Opere connesse
 Tratta B2,C
PROGETTO ESECUTIVO

n.	Y	Z	
16	100,00	150,00	
17	73,00	140,00	
18	60,27	17,26	
19	65,00	12,00	
20	140,00	8,47	
21	140,00	0,00	fine prefabb.

A	J _f	Z _g
9414,630	33876940,0495	65,52

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	152,00	5,560
2	6,00	37,530
3	10,00	33,360
4	14,00	8,340

Z _{g,p}	A _p
17,93	84,790

Sezione ideale (n=6,000)	A _{id}	J _{f, id}	Z _{g, id}
	9923,370	35614749,0070	63,08

Cadute di tensione prima del taglio trefoli :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25,5%	149,17	1,2%
rilassamento acciaio	41,4%	187,06	1,5%

Sollecitazioni	M _{esterno}	N _{precomp.}	M _{precomp.}
t=0 dopo taglio trefoli	18113294,55	-1036029,37	-49296367,13
in trasporto	26247653,04	-959119,76	-45636852,87
dopo getto 2a fase	40464252,05	-958795,22	-45621410,61

Tensioni nei materiali in prima fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e, max}$	$\sigma_{i, max}$
t=0 dopo taglio trefoli	-26,42	-155,16
in trasporto	0,00	0,00
dopo getto 2a fase	-88,94	-101,67

Collegamento autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo e Opere connesse
Tratta B2,C
PROGETTO ESECUTIVO

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{long,max}$	pos.	$\sigma_{long,min}$	pos.
t=0 dopo taglio trefoli	11374,42	0,00		0,00	
in trasporto	0,00	0,00		0,00	
dopo getto 2a fase	10710,25	0,00		0,00	

Cadute di tensione dal taglio trefoli al getto soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25,5%	149,17	1,2%
rilassamento acciaio	25,9%	117,02	0,9%
viscosità cls	44,8%	640,86	5,1%

Cadute di tensione durante maturazione soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	0,1%	0,81	0,0%
rilassamento acciaio	0,1%	0,42	0,0%
viscosità cls	0,2%	2,61	0,0%

Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

Presollecitazione armature pretese : $\epsilon_{sp,z=17,93}=0,00580$

fless.	Z asse neutro	Mr	ϵ_{sup}	Z _{esup}	ϵ_{inf}	Z _{efinf}
(+)	35,98	124914348,31	-0,00350	160,00	0,00085	6,00
(-)	24,20	-13129278,19	0,01000	152,00	-0,00189	0,00

$$M_{d,max} = 54626740,27 < 124914348,31 \quad K_r=2,287$$

Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Armatura a staffe presente nella sezione 0,267 [cm²/cm]

Percentuale staffe dedicate a taglio 100,00%

Percentuale staffe dedicate a torsione 0,00%

Calcestruzzo:	θ [rad]	b _w	Staffe:	A _{sw}
	0,381	28,40		0,267

d	K	A _{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
154,00	1,360	47,26000	0,0108	-101,88	1,250

rottura senza armatura a taglio	V _{Rd} =	93018,87	[daN]
rottura delle staffe	V _{Rsd} =	362064,48	[daN]
rottura delle bielle calcestruzzo	V _{Rcd} =	219448,49	[daN]

Collegamento autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo e Opere connesse
Tratta B2,C
PROGETTO ESECUTIVO

$$V_{Ed,max} = 70477,70 < 219448,49$$

Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
trave prefabbricata	-88,95	-101,61
getto in opera	0,00	0,00

Cadute di tensione da maturazione soletta a t=inf. :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48,9%	285,84	2,3%
rilassamento acciaio	32,6%	147,33	1,2%
viscosità cls	55,0%	786,83	6,3%

Verifiche in esercizio

Verifica tensionale

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-140,00	0,00	prefabb.:
2	-140,00	8,47	reag.trazione
3	-65,00	12,00	
4	-60,27	17,26	
5	-73,00	140,00	
6	-100,00	150,00	
7	-140,00	151,60	
8	-140,00	160,00	
9	-61,00	160,00	
10	-46,38	19,00	
11	0,00	18,50	
12	46,38	19,00	
13	61,00	160,00	
14	140,00	160,00	
15	140,00	151,60	
16	100,00	150,00	
17	73,00	140,00	
18	60,27	17,26	
19	65,00	12,00	
20	140,00	8,47	
21	140,00	0,00	fine prefabb.

TRATTA B2

Relazione di calcolo – Cavalcaferrovia Sturzo De-Medici

Collegamento autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo e Opere connesse
 Tratta B2,C
PROGETTO ESECUTIVO

n.	Y	Z	
22	-140,00	0,00	
23	-271,00	186,00	getto in opera
24	140,00	186,00	(m=0,895)
25	140,00	160,00	non reag.trazione
26	-271,00	160,00	
27	-271,00	186,00	

A	J _f	Z _g
18977,334	89222234,3995	119,68

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	152,00	5,560
2	6,00	37,530
3	10,00	33,360
4	14,00	8,340

Z _{g,p}	A _p
17,93	84,790

Sezione ideale (n=6,000)	A _{id}	J _{f,id}	Z _{g,id}
	19486,074	94996094,4774	117,02

Tensioni sul cls - Sturzo de' Medici :

	σ _{e,max}	σ _{e,min}	σ _{i,max}	σ _{i,min}
t=inf.-senza carichi	-88,03	-88,03	-84,06	-84,06
t=inf.-SLE Rare	-88,03	-105,64	-36,44	-84,06
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-88,03	-94,19	-67,63	-84,06

Tensioni sul cls - getto in opera :

	σ _{e,max}	σ _{e,min}	σ _{i,max}	σ _{i,min}
t=inf.-senza carichi	-1,60	-1,60	0,00	0,00
t=inf.-SLE Rare	-1,60	-26,84	0,00	-14,94
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-1,60	-10,39	0,00	-4,68

Tensioni sugli acciai	σ _{sp}	σ _{sl,max}	pos.	σ _{sl,min}	pos.
t=inf.-senza carichi	9159,27	0,00		0,00	
t=inf.-SLE Rare	8894,10	0,00		0,00	
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00	0,00		0,00	

Collegamento autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo e Opere connesse
Tratta B2,C
PROGETTO ESECUTIVO

Verifica a rottura per flessione t=inf.

presollecitazione nelle armature di precompressione :

	Z cavo risult.	$\Delta\varepsilon_{sp}$
Armature pretese	17,93	0,00496

fless.	Z asse neutro	Mr	ε_{sup}	Z_{εsup}	ε_{inf}	Z_{εinf}
(+)	157,89	194134965,69	-0,00185	186,00	0,01000	6,00
(-)	20,35	-13397655,25	0,01000	152,00	-0,00155	0,00

$$M_{d,max} = 107936793,91 < 194134965,69 \quad K_r=1,799$$

Verifica rottura per taglio t=inf.

Armatura a staffe presente nella sezione 0,267 [cm²/cm]

Percentuale staffe dedicate a taglio 72,87%

Percentuale staffe dedicate a torsione 27,13%

Calcestruzzo:	θ [rad]	b_w	Staffe:	A_{sw}
	0,590	28,40		0,195

d	K	A_{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
180,00	1,333	84,79000	0,0166	-45,07	1,174

rottura senza armatura a taglio	$V_{Rd} =$	69164,02	[daN]
rottura delle staffe	$V_{Rsd} =$	184218,68	[daN]
rottura delle bielle calcestruzzo	$V_{Rcd} =$	323050,49	[daN]

$$V_{Ed,max} = 147781,67 < 184218,68$$

Trazione longitudinale per taglio ($V=147781,67$) al lembo teso $\Delta F_{td} = 110347,30$ [daN]

Verifica rottura per torsione t=inf.

Armatura a staffe presente nella parete 0,134 [cm²/cm]

Percentuale staffe dedicate a taglio 72,87%

Percentuale staffe dedicate a torsione 27,13%

Calcestruzzo:	θ [rad]	f'_{cd}	Staffe parete:	A_{sw}
	0,590	129,34		0,03622

A_k	t_{min}	u_k	σ_{cp}	α_c
9415,000	14,00	1396,00	-45,07	1,174

rottura delle staffe	$T_{Rsd} =$	3985508,17	[daN]
----------------------	-------------	------------	-------

rottura delle bielle calcestruzzo	$T_{Rcd} =$	18510383,3 0
-----------------------------------	-------------	-----------------

$$T_{Ed,max} = 3197206,01 < 3985508,17$$

$$\text{Trazione per torsione (T=3985508,17)} = 441255,30 \text{ [daN]}$$

$$\text{Trazione per torsione (T=3197206,01)} = 353978,47 \text{ [daN]}$$

$$\text{Sforzo di precompressione presente} = -855351,06 \text{ [daN]}$$

<armatura longitudinale non necessaria>

Verifica a taglio/torsione t=inf.

L'azione combinata di taglio e torsione impegna i materiali (bielle di calcestruzzo e staffe di acciaio) in misura superiore a quella delle azioni singole dei due parametri di sollecitazione.

Viene perciò eseguita la verifica secondo il punto 4.1.2.1.4 - *Sollecitazioni composte - b*) nella combinazione più sfavorevole.

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = |-3197206,01/3985508,17| + |147781,67/184218,68| = 0,630$$

Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 28,400 [cm²] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=600,00 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	646,98	[daN/cm]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	-169,79	[daN/cm]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±155,36	[daN/cm]
staffe di collegamento	0,2670	[cm ² /cm]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±782,31	[daN/cm]

7.12.12 *Verifica sezione X=1100,00 - Terzo cambio di staffe*

Prima fase: sola trave

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-140,00	0,00	prefabb.:
2	-140,00	8,47	reag.trazione
3	-65,00	12,00	
4	-60,27	17,26	
5	-73,00	140,00	
6	-100,00	150,00	
7	-140,00	151,60	
8	-140,00	160,00	

Collegamento autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo e Opere connesse
 Tratta B2,C
PROGETTO ESECUTIVO

n.	Y	Z	
9	-61,00	160,00	
10	-46,38	19,00	
11	0,00	18,50	
12	46,38	19,00	
13	61,00	160,00	
14	140,00	160,00	
15	140,00	151,60	
16	100,00	150,00	
17	73,00	140,00	
18	60,27	17,26	
19	65,00	12,00	
20	140,00	8,47	
21	140,00	0,00	fine prefabb.

A	J _f	Z _g
9414,630	33876940,0495	65,52

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	152,00	5,560
2	6,00	37,530
3	10,00	33,360
4	14,00	8,340

Z _{g,p}	A _p
17,93	84,790

Sezione ideale (n=6,000)	A _{id}	J _{f, id}	Z _{g, id}
	9923,370	35614749,0070	63,08

Cadute di tensione prima del taglio trefoli :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25,5%	149,17	1,2%
rilassamento acciaio	41,4%	187,06	1,5%

Sollecitazioni	M _{esterno}	N _{precomp.}	M _{precomp.}
t=0 dopo taglio trefoli	26656110,50	-1036029,37	-49296367,13
in trasporto	37353313,79	-963300,91	-45835800,42

Collegamento autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo e Opere connesse
 Tratta B2,C
PROGETTO ESECUTIVO

Sollecitazioni	M_{esterno}	N_{precomp.}	M_{precomp.}
dopo getto 2a fase	60308730,60	-963030,36	-45822927,17

Tensioni nei materiali in prima fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
t=0 dopo taglio trefoli	-49,67	-140,02
in trasporto	0,00	0,00
dopo getto 2a fase	-142,86	-67,28

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{long,max}$	pos.	$\sigma_{long,min}$	pos.
t=0 dopo taglio trefoli	11439,39	0,00		0,00	
in trasporto	0,00	0,00		0,00	
dopo getto 2a fase	10906,52	0,00		0,00	

Cadute di tensione dal taglio trefoli al getto soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25,5%	149,17	1,2%
rilassamento acciaio	25,9%	117,02	0,9%
viscosità cls	42,9%	591,55	4,7%

Cadute di tensione durante maturazione soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	0,1%	0,81	0,0%
rilassamento acciaio	0,1%	0,42	0,0%
viscosità cls	0,1%	1,97	0,0%

Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

Presollecitazione armature pretese : $\epsilon_{sp,z=17,93}=0,00583$

fless.	Z asse neutro	Mr	ϵ_{sup}	Z_{esup}	ϵ_{inf}	Z_{einf}
(+)	35,98	124914348,31	-0,00350	160,00	0,00085	6,00
(-)	24,20	-13129278,19	0,01000	152,00	-0,00189	0,00

$M_{d,max} = 81416786,32 < 124914348,31 \quad K_r=1,534$

Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Armatura a staffe presente nella sezione 0,339 [cm²/cm]

Percentuale staffe dedicate a taglio 100,00%

Percentuale staffe dedicate a torsione 0,00%

TRATTA B2

Relazione di calcolo – Cavalcaferrovia Sturzo De-Medici

Collegamento autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo e Opere connesse
 Tratta B2,C
PROGETTO ESECUTIVO

Calcestruzzo:	θ [rad]	b_w	Staffe:	A_{sw}
	0,381	28,40		0,339

d	K	A_{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
154,00	1,360	79,23000	0,0181	-102,32	1,250

rottura senza armatura a taglio	$V_{Rd} =$	98231,63	[daN]
rottura delle staffe	$V_{Rsd} =$	460034,87	[daN]
rottura delle bielle calcestruzzo	$V_{Rcd} =$	219448,49	[daN]

$V_{Ed,max} = 36557,88 < 219448,49$

Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
trave prefabbricata	-142,86	-67,23
getto in opera	0,00	0,00

Cadute di tensione da maturazione soletta a t=inf. :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48,9%	285,84	2,3%
rilassamento acciaio	32,6%	147,33	1,2%
viscosità cls	57,0%	786,83	6,3%

Verifiche in esercizio

Verifica tensionale

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-140,00	0,00	prefabb.:
2	-140,00	8,47	reag.trazione
3	-65,00	12,00	
4	-60,27	17,26	
5	-73,00	140,00	
6	-100,00	150,00	
7	-140,00	151,60	
8	-140,00	160,00	
9	-61,00	160,00	
10	-46,38	19,00	

Collegamento autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo e Opere connesse
 Tratta B2,C
PROGETTO ESECUTIVO

n.	Y	Z	
11	0,00	18,50	
12	46,38	19,00	
13	61,00	160,00	
14	140,00	160,00	
15	140,00	151,60	
16	100,00	150,00	
17	73,00	140,00	
18	60,27	17,26	
19	65,00	12,00	
20	140,00	8,47	
21	140,00	0,00	fine prefabb.
22	-140,00	0,00	
23	-271,00	186,00	getto in opera
24	140,00	186,00	(m=0,895)
25	140,00	160,00	non reag.trazione
26	-271,00	160,00	
27	-271,00	186,00	

A	J _f	Z _g
18977,334	89222234,3995	119,68

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	152,00	5,560
2	6,00	37,530
3	10,00	33,360
4	14,00	8,340

Z _{g,p}	A _p
17,93	84,790

Sezione ideale (n=6,000)	A _{id}	J _{f,id}	Z _{g,id}
	19486,074	94996094,4774	117,02

Tensioni sul cls - Sturzo de' Medici :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	-141,94	-141,94	-49,68	-49,68
t=inf.-SLE Rare	-141,94	-167,79	20,38	-49,68

Collegamento autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo e Opere connesse
Tratta B2,C
PROGETTO ESECUTIVO

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-141,94	-150,96	-25,45	-49,68

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	-1,60	-1,60	0,00	0,00
t=inf.-SLE Rare	-1,60	-38,68	0,00	-22,31
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-1,60	-14,50	0,00	-7,25

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{sl,max}$	pos.	$\sigma_{sl,min}$	pos.
t=inf.-senza carichi	9483,90	0,00		0,00	
t=inf.-SLE Rare	9479,63	0,00		0,00	
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00	0,00		0,00	

Verifica a rottura per flessione t=inf.

presollecitazione nelle armature di precompressione :

	Z cavo risult.	$\Delta\epsilon_{sp}$
Armature pretese	17,93	0,00505

fless.	Z asse neutro	Mr	ϵ_{sup}	Z_{esup}	ϵ_{inf}	Z_{inf}
(+)	157,87	194149712,11	-0,00185	186,00	0,01000	6,00
(-)	20,60	-13387463,57	0,01000	152,00	-0,00157	0,00

$$M_{d,max} = 159851298,01 < 194149712,11 \quad K_r=1,215$$

Verifica rottura per taglio t=inf.

Armatura a staffe presente nella sezione 0,339 [cm²/cm]

Percentuale staffe dedicate a taglio 73,73%

Percentuale staffe dedicate a torsione 26,27%

Calcestruzzo:	θ [rad]	b_w	Staffe:	A_{sw}
	0,480	28,40		0,250

d	K	A_{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
180,00	1,333	84,79000	0,0166	-45,30	1,175

rottura senza armatura a taglio	$V_{Rd} =$	69335,15	[daN]
rottura delle staffe	$V_{Rsd} =$	304909,53	[daN]
rottura delle bielle calcestruzzo	$V_{Rcd} =$	286242,83	[daN]

$$V_{Ed,max} = 88063,51 < 286242,83$$

PROGETTO ESECUTIVO

Trazione longitudinale per taglio ($V=88063,51$) al lembo teso $\Delta F_{td} = 84667,90$ [daN]

Verifica rottura per torsione $t=inf.$

Armatura a staffe presente nella parete $0,170$ [cm²/cm]

Percentuale staffe dedicate a taglio $73,73\%$

Percentuale staffe dedicate a torsione $26,27\%$

Calcestruzzo:	θ [rad]	f'_{cd}	Staffe parete:	A_{SW}
	0,480	129,34		0,04457

A_k	t_{min}	u_k	σ_{cp}	α_c
9415,000	14,00	1396,00	-45,30	1,175

rottura delle staffe	$T_{Rsd} =$	6315443,85	[daN]
rottura delle bielle calcestruzzo	$T_{Rcd} =$	16401351,0	
		8	

$T_{Ed,max} = 1824016,93 < 6315443,85$

Trazione per torsione ($T=6315443,85$) = $900309,38$ [daN]

Trazione per torsione ($T=1824016,93$) = $260025,99$ [daN]

Sforzo di precompressione presente = $-859586,20$ [daN]

<armatura longitudinale non necessaria>

Verifica a taglio/torsione $t=inf.$

L'azione combinata di taglio e torsione impegna i materiali (bielle di calcestruzzo e staffe di acciaio) in misura superiore a quella delle azioni singole dei due parametri di sollecitazione.

Viene perciò eseguita la verifica secondo il punto 4.1.2.1.4 - *Sollecitazioni composte - b*) nella combinazione più sfavorevole.

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = |-1824016,93/6315443,85| + |88063,51/286242,83| = 0,419$$

Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di $28,400$ [cm²] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione $X=1100,00$ risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	414,80	[daN/cm]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	-96,87	[daN/cm]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	$\pm 155,36$	[daN/cm]
staffe di collegamento	0,3393	[cm ² /cm]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	$\pm 951,96$	[daN/cm]

7.12.13 *Verifica sezione X=1600,00 - Sezione di mezzeria*

Prima fase: sola trave

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-140,00	0,00	prefabb.:
2	-140,00	8,47	reag.trazione
3	-65,00	12,00	
4	-60,27	17,26	
5	-73,00	140,00	
6	-100,00	150,00	
7	-140,00	151,60	
8	-140,00	160,00	
9	-61,00	160,00	
10	-46,38	19,00	
11	0,00	18,50	
12	46,38	19,00	
13	61,00	160,00	
14	140,00	160,00	
15	140,00	151,60	
16	100,00	150,00	
17	73,00	140,00	
18	60,27	17,26	
19	65,00	12,00	
20	140,00	8,47	
21	140,00	0,00	fine prefabb.

A	J_f	Z_g
9414,630	33876940,0495	65,52

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	152,00	5,560
2	6,00	37,530
3	10,00	33,360
4	14,00	8,340

Z_{g,p}	A_p
17,93	84,790

Collegamento autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo e Opere connesse
 Tratta B2,C
PROGETTO ESECUTIVO

Sezione ideale (n=6,000)	A_{id}	J_{f,id}	Z_{g,id}
	9923,370	35614749,0070	63,08

Cadute di tensione prima del taglio trefoli :

	%	Δσ_{sp}	Δσ_{sp}/σ_{spi}
ritiro cls	25,5%	149,17	1,2%
rilassamento acciaio	41,4%	187,06	1,5%

Sollecitazioni	M_{esterno}	N_{precomp.}	M_{precomp.}
t=0 dopo taglio trefoli	29301873,68	-1036029,37	-49296367,13
in trasporto	40792805,92	-964595,84	-45897415,71
dopo getto 2a fase	65957546,02	-964340,62	-45885272,01

Tensioni nei materiali in prima fase

Tensioni sul calcestruzzo	σ_{e,max}	σ_{i,max}
t=0 dopo taglio trefoli	-56,87	-135,34
in trasporto	0,00	0,00
dopo getto 2a fase	-158,20	-57,51

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	σ_{long,max}	pos.	σ_{long,min}	pos.
t=0 dopo taglio trefoli	11459,51	0,00		0,00	
in trasporto	0,00	0,00		0,00	
dopo getto 2a fase	10963,52	0,00		0,00	

Cadute di tensione dal taglio trefoli al getto soletta :

	%	Δσ_{sp}	Δσ_{sp}/σ_{spi}
ritiro cls	25,5%	149,17	1,2%
rilassamento acciaio	25,9%	117,02	0,9%
viscosità cls	42,2%	576,28	4,6%

Cadute di tensione durante maturazione soletta :

	%	Δσ_{sp}	Δσ_{sp}/σ_{spi}
ritiro cls	0,1%	0,81	0,0%
rilassamento acciaio	0,1%	0,42	0,0%
viscosità cls	0,1%	1,79	0,0%

Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

Presollecitazione armature pretese : $\varepsilon_{sp,z=17,93}=0,00583$

Collegamento autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo e Opere connesse
Tratta B2,C
PROGETTO ESECUTIVO

fless.	Z asse neutro	Mr	ϵ_{sup}	Z ϵ_{sup}	ϵ_{inf}	Z ϵ_{inf}
(+)	35,98	124914348,31	-0,00350	160,00	0,00085	6,00
(-)	24,20	-13129278,19	0,01000	152,00	-0,00189	0,00

$M_{d,max} = 89042687,12 < 124914348,31 \quad K_r=1,403$

Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Armatura a staffe presente nella sezione 0,113 [cm²/cm]

Percentuale staffe dedicate a taglio 100,00%

Percentuale staffe dedicate a torsione 0,00%

Calcestruzzo:	θ [rad]	b _w	Staffe:	A _{sw}
	0,381	28,40		0,113

d	K	A _{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
154,00	1,360	79,23000	0,0181	-102,46	1,250

rottura senza armatura a taglio	V _{Rd} =	98321,86	[daN]
rottura delle staffe	V _{Rsd} =	153344,96	[daN]
rottura delle bielle calcestruzzo	V _{Rcd} =	219448,49	[daN]

$V_{Ed,max} = 1695,99 < 153344,96$

Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
trave prefabbricata	-158,21	-57,46
getto in opera	0,00	0,00

Cadute di tensione da maturazione soletta a t=inf. :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48,9%	285,84	2,3%
rilassamento acciaio	32,6%	147,33	1,2%
viscosità cls	57,6%	786,83	6,3%

Verifiche in esercizio

Verifica tensionale

Sezione di calcestruzzo :

Collegamento autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo e Opere connesse
 Tratta B2,C
PROGETTO ESECUTIVO

n.	Y	Z	
1	-140,00	0,00	prefabb.:
2	-140,00	8,47	reag.trazione
3	-65,00	12,00	
4	-60,27	17,26	
5	-73,00	140,00	
6	-100,00	150,00	
7	-140,00	151,60	
8	-140,00	160,00	
9	-61,00	160,00	
10	-46,38	19,00	
11	0,00	18,50	
12	46,38	19,00	
13	61,00	160,00	
14	140,00	160,00	
15	140,00	151,60	
16	100,00	150,00	
17	73,00	140,00	
18	60,27	17,26	
19	65,00	12,00	
20	140,00	8,47	
21	140,00	0,00	fine prefabb.
22	-140,00	0,00	
23	-271,00	186,00	getto in opera
24	140,00	186,00	(m=0,895)
25	140,00	160,00	non reag.trazione
26	-271,00	160,00	
27	-271,00	186,00	

A	J _f	Z _g
18977,334	89222234,3995	119,68

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	152,00	5,560
2	6,00	37,530
3	10,00	33,360
4	14,00	8,340

Collegamento autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo e Opere connesse
Tratta B2,C
PROGETTO ESECUTIVO

Z_{g,p}	A_p
17,93	84,790

Sezione ideale (n=6,000)	A_{id}	J_{f, id}	Z_{g, id}
	19486,074	94996094,4774	117,02

Tensioni sul cls - Sturzo de' Medici :

	σ_{e, max}	σ_{e, min}	σ_{i, max}	σ_{i, min}
t=inf.-senza carichi	-157,29	-157,29	-39,92	-39,92
t=inf.-SLE Rare	-157,29	-185,60	36,87 *	-39,92
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-157,29	-167,19	-13,27	-39,92

Tensioni sul cls - getto in opera :

	σ_{e, max}	σ_{e, min}	σ_{i, max}	σ_{i, min}
t=inf.-senza carichi	-1,60	-1,60	0,00	0,00
t=inf.-SLE Rare	-1,60	-42,22	0,00	-24,52
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-1,60	-15,78	0,00	-8,04

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	σ_{sl, max}	pos.	σ_{sl, min}	pos.
t=inf.-senza carichi	9577,24	0,00		0,00	
t=inf.-SLE Rare	9648,82	0,00		0,00	
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00	0,00		0,00	

Verifica a rottura per flessione t=inf.

presollecitazione nelle armature di precompressione :

	Z cavo risult.	Δε_{sp}
Armature pretese	17,93	0,00507

fless.	Z asse neutro	Mr	ε_{sup}	Z_{εsup}	ε_{inf}	Z_{εinf}
(+)	157,87	194152222,27	-0,00185	186,00	0,01000	6,00
(-)	20,67	-13374042,25	0,01000	152,00	-0,00157	0,00

$$M_{d, max} = 175005947,16 < 194152222,27 \quad K_r=1,109$$

Verifica rottura per taglio t=inf.

Armatura a staffe presente nella sezione 0,113 [cm²/cm]

Percentuale staffe dedicate a taglio 82,06%

Percentuale staffe dedicate a torsione 17,94%

Calcestruzzo:	θ [rad]	b_w	Staffe:	A_{sw}
	0,381	28,40		0,093

d	K	A_{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
180,00	1,333	84,79000	0,0166	-45,36	1,175

rottura senza armatura a taglio	$V_{Rd} =$	69388,09	[daN]
rottura delle staffe	$V_{Rsd} =$	147085,03	[daN]
rottura delle bielle calcestruzzo	$V_{Rcd} =$	241183,29	[daN]

$$V_{Ed,max} = 28320,35 < 147085,03$$

Trazione longitudinale per taglio ($V=28320,35$) al lembo teso $\Delta F_{td} = 35400,44$ [daN]

Verifica rottura per torsione $t=inf.$

Armatura a staffe presente nella parete 0,057 [cm²/cm]

Percentuale staffe dedicate a taglio 82,06%

Percentuale staffe dedicate a torsione 17,94%

Calcestruzzo:	θ [rad]	f'_{cd}	Staffe parete:	A_{sw}
	0,381	129,34		0,01014

A_k	t_{min}	u_k	σ_{cp}	α_c
9415,000	14,00	1396,00	-45,36	1,175

rottura delle staffe	$T_{Rsd} =$	1868450,84	[daN]
rottura delle bielle calcestruzzo	$T_{Rcd} =$	13819496,3	
		2	

$$T_{Ed,max} = 300454,28 < 1868450,84$$

Trazione per torsione ($T=1868450,84$) = 346303,42 [daN]

Trazione per torsione ($T=300454,28$) = 55686,96 [daN]

Sforzo di precompressione presente = -860896,46 [daN]

<armatura longitudinale non necessaria>

Verifica a taglio/torsione $t=inf.$

L'azione combinata di taglio e torsione impegna i materiali (bielle di calcestruzzo e staffe di acciaio) in misura superiore a quella delle azioni singole dei due parametri di sollecitazione.

Viene perciò eseguita la verifica secondo il punto 4.1.2.1.4 - *Sollecitazioni composte - b*) nella combinazione più sfavorevole.

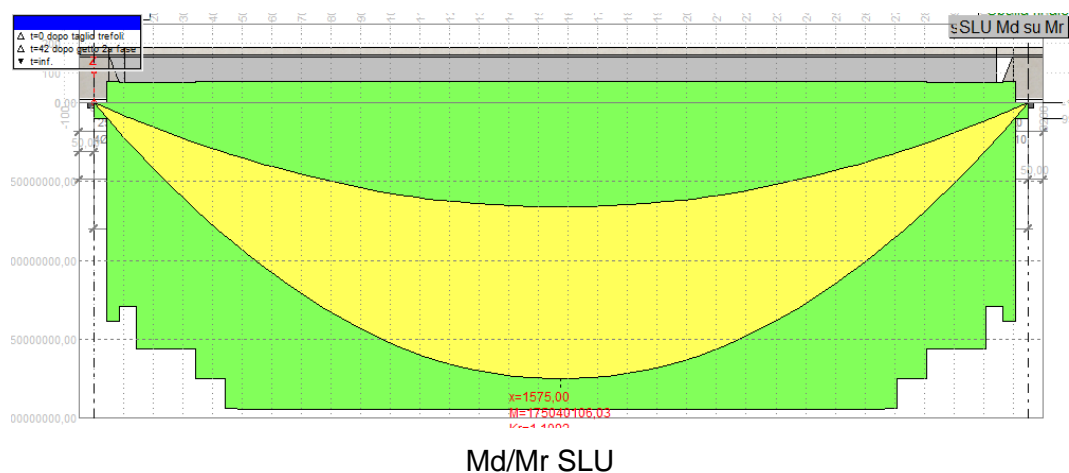
$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = |300454,28/1868450,84| + |-28320,35/147085,03| = 0,143$$

Forze di scorrimento tra i getti

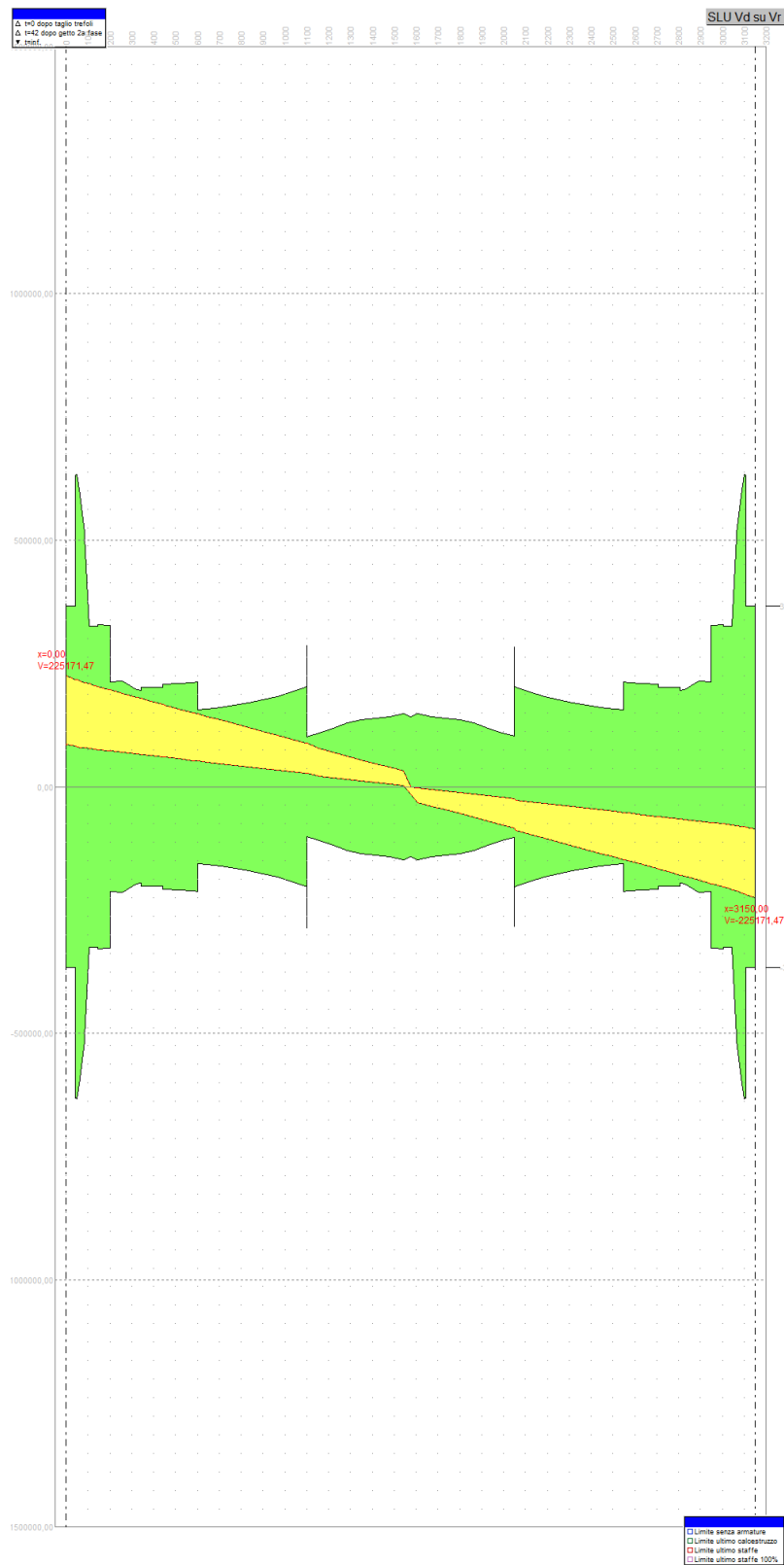
Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 28,400 [cm²] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=1600,00 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	18,71	[daN/cm]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	-183,05	[daN/cm]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±155,36	[daN/cm]
staffe di collegamento	0,1131	[cm ² /cm]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±420,89	[daN/cm]

Si riportano di seguito i diagrammi di sollecitazione e resistenza per le principali sollecitazioni.



Collegamento autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo e Opere connesse
 Tratta B2,C
PROGETTO ESECUTIVO



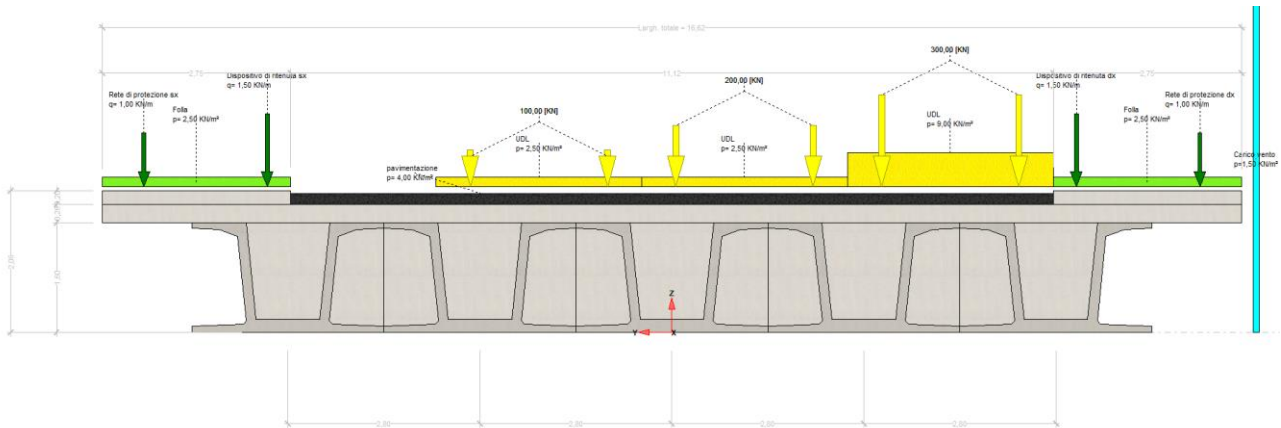
Vd/Vr SLU

7.13 SOLETTA

La soletta in calcestruzzo ha una larghezza di 15,62 m ed uno spessore di 26 cm. Essa è appoggiata tra trave e trave, quindi l'armatura principale è quella trasversale, mentre l'armatura di ripartizione è quella longitudinale.

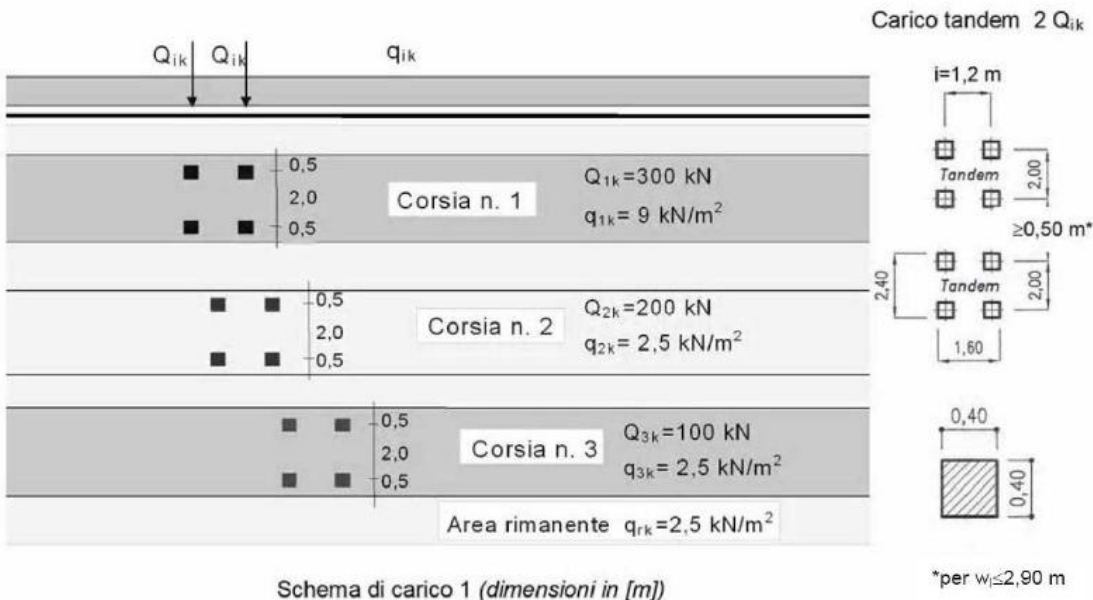
7.13.1 Analisi dei carichi

Si riporta un'immagine con la sezione trasversale dell'impalcato con l'indicazione delle luci considerate per le diverse campate, nell'analisi della soletta



Sezione trasversale con attribuzione dei carichi

Si considera lo Schema di carico 1 previsto dal D.M. 14/01/2008: "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" riportato al paragrafo 5.1.3.3.5 della suddetta norma. Gli effetti dinamici sono inclusi nei carichi dello Schema di carico 1.



Schema di carico 1 (dimensioni in [m])

PROGETTO ESECUTIVO

Consideriamo i carichi Q_{1k} e q_{1k} . L'impronta di carico di dimensioni 0,40 m x 0,40 m viene diffusa a 45° fino al livello dell'asse della soletta considerando che la soletta è alta 25 cm e considerando uno spessore della pavimentazione pari a 15 cm.

Si ottiene un'impronta di carico a livello del piano medio della soletta pari a:

$$r = 0,26/2 + 0,145 = 0,275 \text{ m}$$

I quattro carichi concentrati del carico tandem Q_{1k} sono caratterizzati da:

$i_{\text{trasv.}} = 2,00 \text{ m}$ interasse trasversale alla direzione di percorrenza del ponte

$i_{\text{long.}} = 1,20 \text{ m}$ interasse longitudinale, nella direzione di percorrenza del ponte

Nella figura seguente viene rappresentata la diffusione del carico Q_{1k} attraverso la soletta.

Si ottiene un carico per unità di larghezza pari a:

1a Colonna di carico:

$$F_{1k} = \frac{2 \cdot Q_{1k}}{l_i + l_t + i_a/2} = \frac{2 \cdot 150}{0,40 + 2 \cdot 0,275 + 1,20 + 2,01/2} = 95,09 \text{ kN/m}$$

2a Colonna di carico:

$$F_{1k} = \frac{2 \cdot Q_{1k}}{l_i + l_t + i_a/2} = \frac{2 \cdot 100}{0,40 + 2 \cdot 0,275 + 1,20 + 2,01/2} = 63,39 \text{ kN/m}$$

dove 0,95 m è la larghezza impronta, 1,20 m interasse tandem e 2,01 m interasse travi.

Le sollecitazioni dovute ad accidentali si ricavano dal modello in SAP 2000 definendo come carichi mobili due carichi puntuali F_{1k} a distanza 1,20 m e carichi distribuiti $q_{1k} = 9,0 \text{ kN/m}$ e $q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}$.

Di seguito sono riportate le immagini estratte dal modello SAP2000.

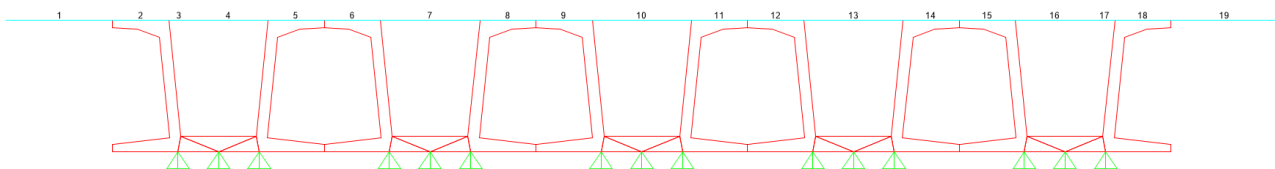


Immagine unifilare del modello SAP2000 con numerazione frame

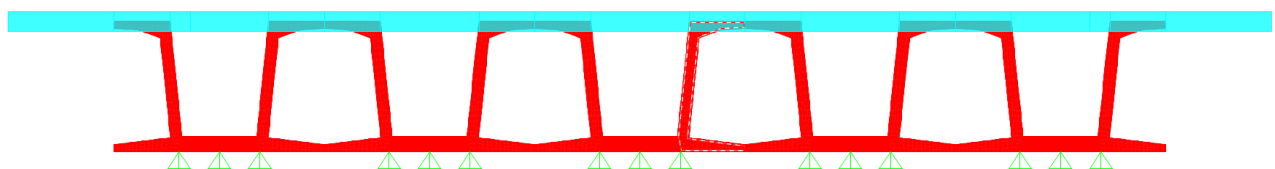


Immagine estrusa del modello SAP2000

Vehicle Data

Vehicle name: Sturzo

Units: KN, m, C

Load Elevation: [Diagram showing four downward arrows on a red bar]

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Fixed Length	0,01		9,	0,
Fixed Length	0,01		9,	0,
Fixed Length	0,5		9,	95,09
Fixed Length	2,		9,	95,09
Fixed Length	0,5		9,	0,
Fixed Length	0,5		2,5	63,39
Fixed Length	2,		2,5	63,39
Fixed Length	0,5		2,5	0,

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Remains Fully In Path

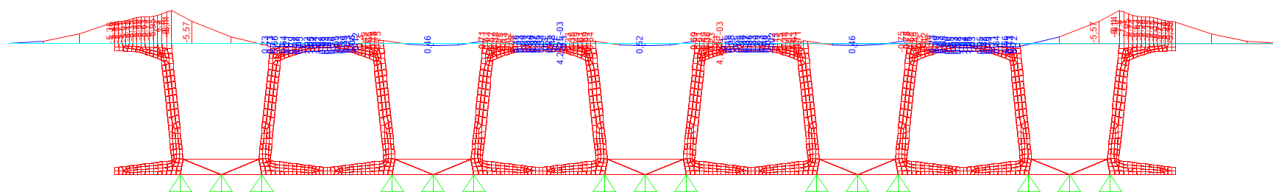
Buttons: OK, Cancel

Figura 1: Assegnazione del carico accidentale in campata al modello di calcolo

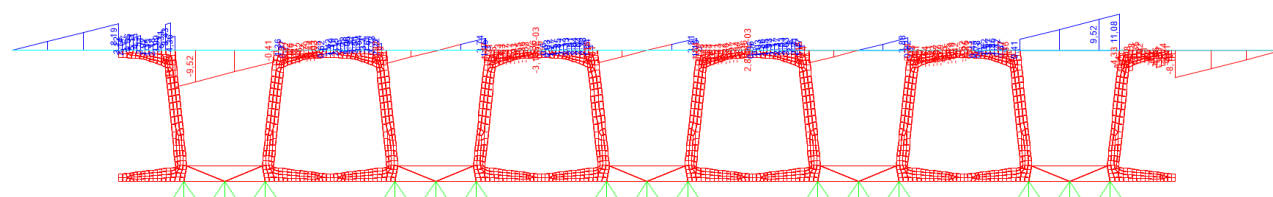
7.13.2 Sollecitazioni a SLU

Con riferimento alla modellazione indicata nelle figure precedenti, si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni flettenti distinte per condizione di carico.

PESO PROPRIO SOLETTA

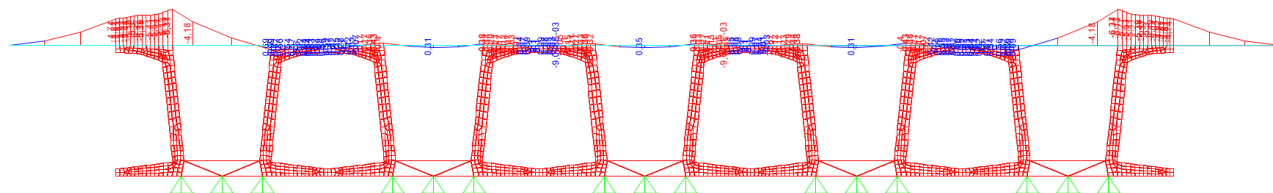


Momento flettente per peso proprio soletta

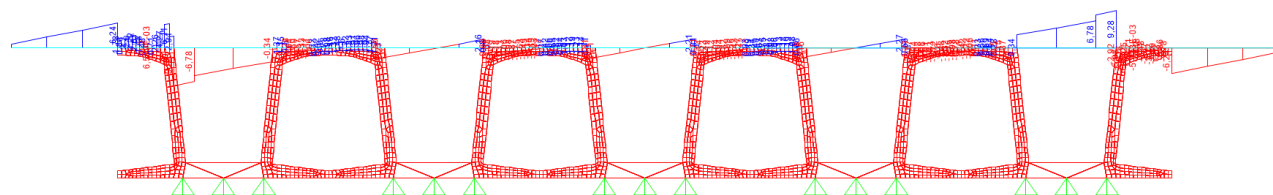


Taglio per peso proprio soletta

CARICHI PERMANENTI

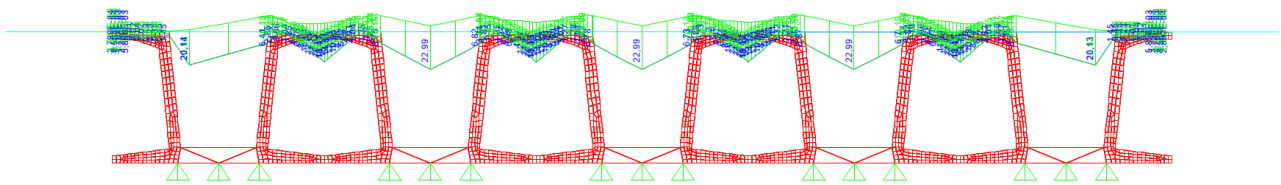


Momento flettente per carichi permanenti

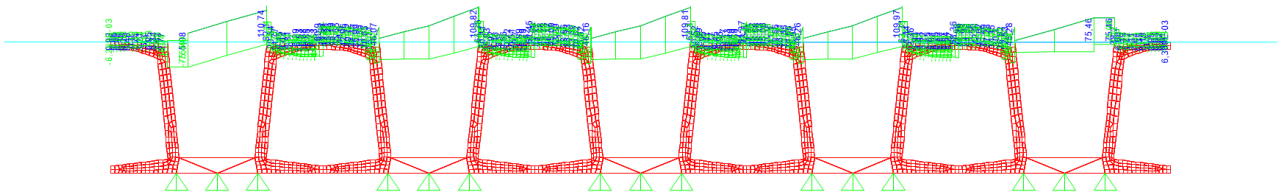


Taglio per carichi permanenti

CARICHI ACCIDENTALI MEZZI

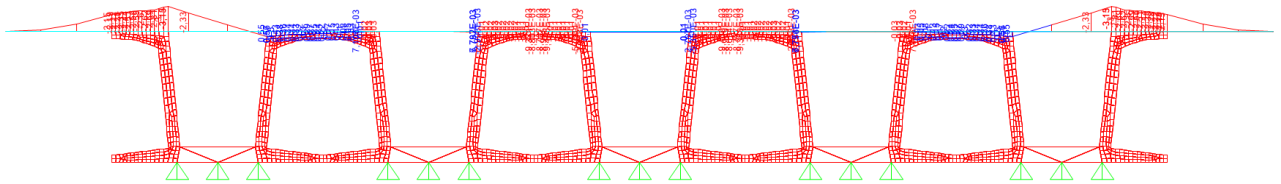


Momento flettente per carichi accidentali mezzi

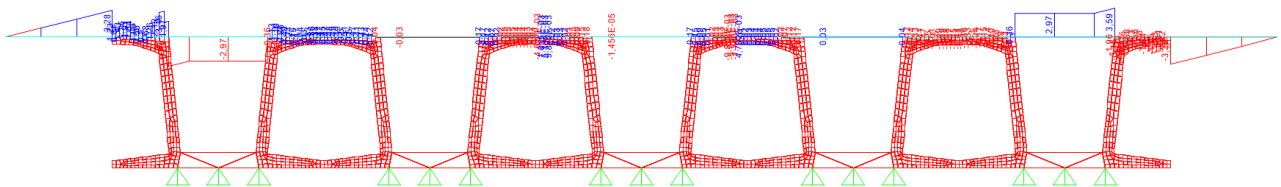


Taglio per carichi accidentali mezzi

CARICHI ACCIDENTALI FOLLA



Momento flettente per carichi accidentali mezzi



Taglio per carichi accidentali mezzi

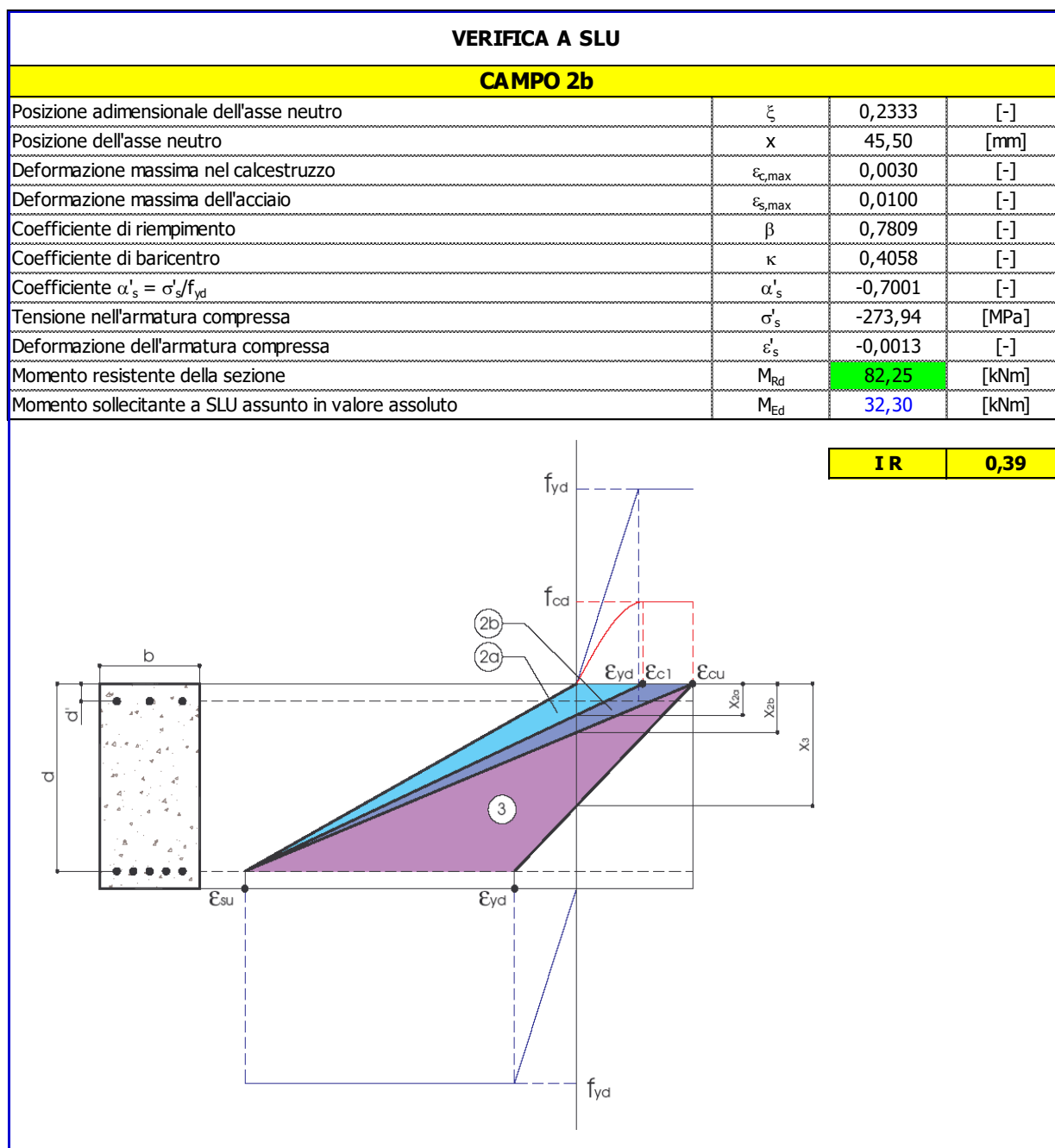
TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN-m	KN-m
3	0	SLU	Combination	Min	-135,63	0	0	-25,58
10	0,609	SLU	Combination	Max	69,00	0	0	32,30
13	1,22	SLU	Combination	Max	157,14	0	0	7,53
3	0	SLE RARA	Combination	Min	-99,43	0	0	-18,24
10	0,609	SLE RARA	Combination	Max	51,11	0	0	23,88
3	0	SLE FREQ	Combination	Min	-79,66	0	0	-17,31
10	0,609	SLE FREQ	Combination	Max	38,33	0	0	18,13
3	0	SLE QP	Combination	Min	-36,17	0	0	-15,26
10	0,609	SLE QP	Combination	Max	10,22	0	0	5,48

7.13.3 Verifica a momento positivo SLU

DEFINIZIONE DEI MATERIALI			
Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005			
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	40	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	33,20	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1,50	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0,85	[-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	41,20	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	3,10	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk;0,05}$	2,17	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk;0,95}$	4,03	[MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	33.643	[MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f_c	ϵ_{c1}	0,0020	[-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ϵ_{cu}	0,0035	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	18,81	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1,45	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	19,92	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14,94	[MPa]
Acciaio - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005			
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1,15	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	210.000	[MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	e_{yd}	0,001863	[-]
Deformazione ultima dell'acciaio	e_{su}	0,0100	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391,30	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	s_s	360	[MPa]

Collegamento autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo e Opere connesse
 Tratta B2,C
PROGETTO ESECUTIVO

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	260	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1.000	[mm]
Copriferro	d'	65	[mm]
Altezza utile della sezione	d	195	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	16	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	0	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	1.005	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	16	[mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n'_2	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1.004	[mm ²]
DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE			
Determinazione della percentuale meccanica di armatura tesa	w_s	0,1072	[-]
Rapporto tra copriferro e altezza utile	δ	0,3333	[-]
Rapporto tra armatura compressa e armatura tesa	ρ	0,9988	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2a	ξ_{2a}	0,1667	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2b	ξ_{2b}	0,2593	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 3	ξ'_3	0,7128	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2a	β_{2a}	0,6667	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2b	β_{2b}	0,8095	[-]
Coefficiente a'_s per il Campo 2a	$\alpha'_{s(a)}$	-1,0733	[-]
Coefficiente a'_s per il Campo 2b	$\alpha'_{s(b)}$	-0,5367	[-]
Coefficiente a'_s per il Campo 3	$\alpha'_{s(3)}$	0,8950	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2a	ω_{2a}	0,0536	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2b	ω_{2b}	0,1366	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 3	ω_3	4,8884	[-]
	ω'_3	466,6771	[-]



Collegamento autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo e Opere connesse
Tratta B2,C
PROGETTO ESECUTIVO

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLE - RARA			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	23,88	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	260	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1.000	[mm]
Copriferro	d'	65	[mm]
Altezza utile della sezione	d	195	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1.005	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1.004	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	63,39	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	3,4614E+08	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	19,92	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	I R	0,22	σ_c 4,37 [MPa]
Tensione nell'armatura compressa			σ_s -1,67 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	I R	0,38	σ_s 136,20 [MPa]
DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLE - QP			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	5,48	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	260	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1.000	[mm]
Copriferro	d'	65	[mm]
Altezza utile della sezione	d'	195	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1.005	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1.004	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	63,39	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	3,4614E+08	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,q.p.}$	14,94	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	I R	0,07	σ_c 1,00 [MPa]
Tensione nell'armatura compressa			σ_s -0,38 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa			σ_s 31,25 [MPa]
DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLE			
Controllo tensionale per la Combinazione Frequente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	18,13	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	260	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1.000	[mm]
Copriferro	d'	65	[mm]
Altezza utile della sezione	d'	195	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1.005	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1.004	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	63,39	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	3,4614E+08	[mm ⁴]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	3,32	[MPa]
Tensione nell'armatura compressa	σ_s	-1,27	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	103,40	[MPa]

VERIFICHE SLE SEZIONE IN C.A. SECONDO NTC 2018							Pagina 1
Materiali							
Calcestruzzo	C32/40	$f_{ck} =$	33,20	MPa	$R_{ck} =$	40	Mpa
	Classe di esposizione			Xf4			
	Condizioni ambientali			Molto aggressive		Tab. 4.1.III	
	Armatura			Poco sensibile			
Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali							
	Condizioni ambientali	Classe di esposizione					
	Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1					
	Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3					
	Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4					
Acciaio	B450C	$f_{yk} =$	450	Mpa			
Verifica dello stato limite di fessurazione par. 4.1.2.2.4 del D.M. 17/01/2018							
Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione (Tab. 4.1.IV)							
Condizioni ambientali	Molto aggressive						
Armatura	Poco sensibile						
Combinazione	Quasi permanente			→	Ap. Fessure $W_d \leq W_1$		
Combinazione	Frequente			→	Ap. Fessure $W_d \leq W_1$		
Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione							
Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura				
			Sensibile		Poco sensibile		
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k	
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$	
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$	
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$	
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$	
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$	
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$	
Stato limite di decompressione par. 4.1.2.2.4 a del D.M. 17/01/2018							
Combinazione quasi permanente							
VERIFICA DA NON CONDURRE							
Stato limite di formazione delle fessure par. 4.1.2.2.4 b del D.M. 17/01/2018							
Combinazione frequente							
VERIFICA DA NON CONDURRE							

Stato limite di apertura delle fessure par. 4.1.2.2.4.5 del D.M. 17/01/2018

Circolare 21 gennaio 2019 n°9/C.S.LL.PP. Par. C4.1.2.2.4.5

Combinazione frequente

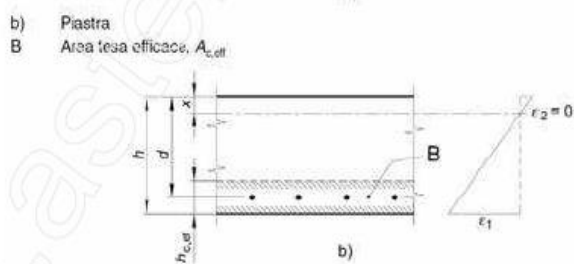
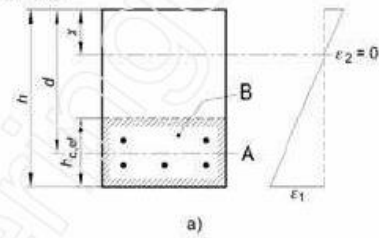
Calcolo della deformazione unitaria media delle barre d'armatura

σ_s 103,40 MPa tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
 durata del carico breve kt 0,6

larghezza sezione b 1.000 mm
 altezza sezione h 260 mm
 altezza utile d 195 mm
 asse neutro x 63,39 mm
 caso Fig. C4.1.9 b
 hc,ef 65,54 mm

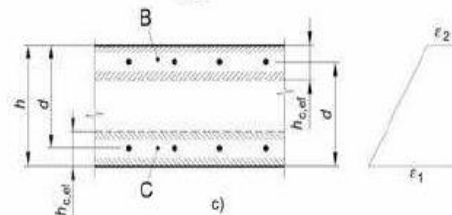
Legenda

- a) Trave
- A Livello del baricentro dell'acciaio
- B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$



c) Elemento in trazione

- B Area tesa efficace di estradosso, $A_{st,eff}$
- C Area tesa efficace di intradosso, $A_{cb,eff}$



$A_{c,ef}$ 65.538 mm²
 A_s 1.005 mm²
 ρ_{eff} 0,02 -
 E_{cm} 33.642,78 MPa
 E_s 210.000 MPa
 α_e 6,24 -
 f_{ctm} 3,10 MPa
 ϵ_{sm} 0,0003 -

Calcolo dell'ampiezza massima tra le fessure

numero di barre di diametro ϕ_1 n_1 5 ϕ_1 16 mm
 numero di barre di diametro ϕ_2 n_2 0 ϕ_2 0 mm
 diametro equivalente ϕ_{eq} 16,00 mm
 ricoprimento dell'armatura c 65 mm
 barre **aderenza migliorata** k_1 0,8
 caso **flessione** k_2 0,5
 k_3 3,4
 k_4 0,425

spaziatura tra i ferri d'armatura 200 mm
 spaziatura limite $5(c+f/2)$ 365,00 mm

$\Delta sm = 234,31$ mm

Valore di calcolo dell'apertura di fessura (C4.1.5/14):

$wk = 1,70 \epsilon_{sm} \cdot \Delta sm = 0,12$ mm

Valore limite di apertura della fessura:

$wl = 0,20$ mm **VERIFICA SODDISFATTA**

Stato limite di apertura delle fessure par. 4.1.2.2.4.5 del D.M. 17/01/2018

Circolare 21 gennaio 2019 n°9/C.S.LL.PP. Par. C4.1.2.2.4.5

Combinazione quasi permanente

Calcolo della deformazione unitaria media delle barre d'armatura

σ_s 31,25 MPa tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata

durata del carico breve

larghezza sezione b 1.000 mm

altezza sezione h 260 mm

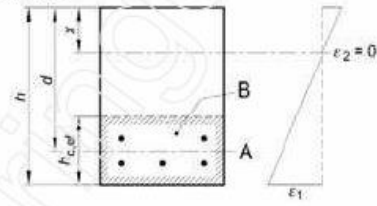
altezza utile d 195 mm

asse neutro x 63,39 mm

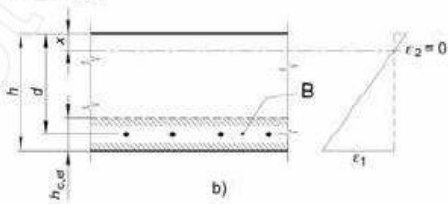
caso Fig. C4.1.9 b

Legenda

- a) Trave
- A Livello del baricentro dell'acciaio
- B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$

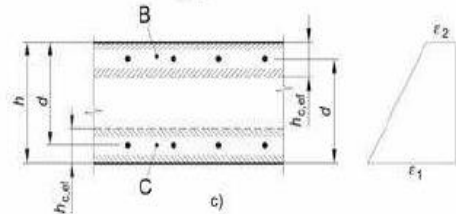


b) Piastra
 B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$



c) Elemento in trazione

- B Area tesa efficace di estradosso, $A_{c,eff}$
- C Area tesa efficace di intradosso, $A_{cb,eff}$



$A_{c,ef}$ 65.538 mm²

A_s 1.005 mm²

ρ_{eff} 0,02 -

E_{cm} 33.642,78 MPa

E_s 210.000 MPa

α_e 6,24 -

f_{ctm} 3,10 MPa

ϵ_{sm} 0,0001 -

Calcolo dell'ampiezza massima tra le fessure

numero di barre di diametro ϕ_1 n_1 5 ϕ_1 16 mm

numero di barre di diametro ϕ_2 n_2 0 ϕ_2 0 mm

diámetro equivalente ϕ_{eq} 16,00 mm

ricoprimento dell'armatura c 65 mm

barre **aderenza migliorata** k_1 0,8

caso **flessione** k_2 0,5

k_3 3,4

k_4 0,425

spaziatura tra i ferri d'armatura 200 mm

spaziatura limite $5(c+f/2)$ 365,00 mm

$\Delta sm =$ 234,31 mm

Valore di calcolo dell'apertura di fessura (C4.1.5/14):

$w_k = 1,70 \epsilon_{sm} \cdot \Delta sm = 0,04$ mm

Valore limite di apertura della fessura:

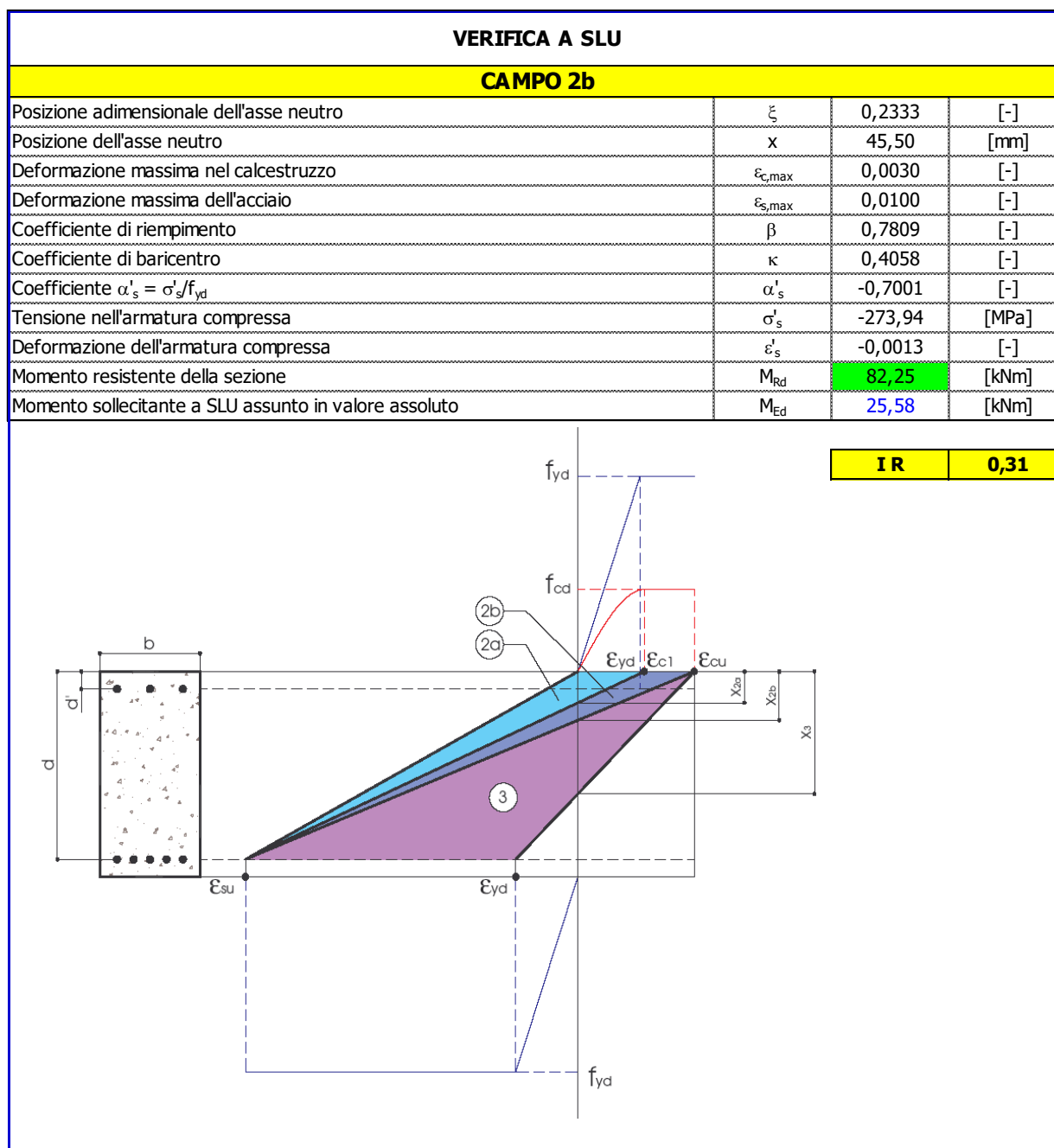
$w_l = 0,20$ mm **VERIFICA SODDISFATTA**

7.13.4 Verifica a momento negativo SLU

DEFINIZIONE DEI MATERIALI			
Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005			
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	40	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	33,20	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1,50	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0,85	[-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	41,20	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	3,10	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk,0,05}$	2,17	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk,0,95}$	4,03	[MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	33.643	[MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f_c	ϵ_{c1}	0,0020	[-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ϵ_{cu}	0,0035	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	18,81	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1,45	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt}$	19,92	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14,94	[MPa]
Acciaio - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005			
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1,15	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	210.000	[MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	e_{yd}	0,001863	[-]
Deformazione ultima dell'acciaio	e_{su}	0,0100	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391,30	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	s_s	360	[MPa]

Collegamento autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo e Opere connesse
 Tratta B2,C
PROGETTO ESECUTIVO

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	260	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1.000	[mm]
Copriferro	d'	65	[mm]
Altezza utile della sezione	d	195	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	16	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	0	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	1.005	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	16	[mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n'_2	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1.004	[mm ²]
DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE			
Determinazione della percentuale meccanica di armatura tesa	w_s	0,1072	[-]
Rapporto tra copriferro e altezza utile	δ	0,3333	[-]
Rapporto tra armatura compressa e armatura tesa	ρ	0,9988	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2a	ξ_{2a}	0,1667	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2b	ξ_{2b}	0,2593	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 3	ξ'_3	0,7128	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2a	β_{2a}	0,6667	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2b	β_{2b}	0,8095	[-]
Coefficiente a'_s per il Campo 2a	$\alpha'_{s(a)}$	-1,0733	[-]
Coefficiente a'_s per il Campo 2b	$\alpha'_{s(b)}$	-0,5367	[-]
Coefficiente a'_s per il Campo 3	$\alpha'_{s(3)}$	0,8950	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2a	ω_{2a}	0,0536	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2b	ω_{2b}	0,1366	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 3	ω_3	4,8884	[-]
	ω'_3	466,6771	[-]



Collegamento autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico del Gaggiolo e Opere connesse
Tratta B2,C
PROGETTO ESECUTIVO

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLE - RARA			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	18,24	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	260	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1.000	[mm]
Copriferro	d'	65	[mm]
Altezza utile della sezione	d	195	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1.005	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1.004	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	63,39	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	3,4614E+08	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	19,92	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	I R	0,17	σ_c 3,34 [MPa]
Tensione nell'armatura compressa			σ_s -1,27 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	I R	0,29	σ_s 104,03 [MPa]
DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLE - QP			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	15,26	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	260	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1.000	[mm]
Copriferro	d'	65	[mm]
Altezza utile della sezione	d'	195	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1.005	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1.004	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	63,39	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	3,4614E+08	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,q.p.}$	14,94	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	I R	0,19	σ_c 2,79 [MPa]
Tensione nell'armatura compressa			σ_s -1,07 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa			σ_s 87,03 [MPa]
DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLE			
Controllo tensionale per la Combinazione Frequente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	17,31	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	260	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1.000	[mm]
Copriferro	d'	65	[mm]
Altezza utile della sezione	d'	195	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1.005	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1.004	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	63,39	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	3,4614E+08	[mm ⁴]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	3,17	[MPa]
Tensione nell'armatura compressa	σ_s	-1,21	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	98,73	[MPa]

VERIFICHE SLE SEZIONE IN C.A. SECONDO NTC 2018							Pagina 1
Materiali							
Calcestruzzo	C32/40	$f_{ck} =$	33,20	MPa	$R_{ck} =$	40	Mpa
	Classe di esposizione			Xf4			
	Condizioni ambientali			Molto aggressive		Tab. 4.1.III	
Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali							
Condizioni ambientali				Classe di esposizione			
Ordinarie				X0, XC1, XC2, XC3, XF1			
Aggressive				XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3			
Molto aggressive				XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4			
Acciaio	B450C	$f_{yk} =$	450	Mpa			
Verifica dello stato limite di fessurazione par. 4.1.2.2.4 del D.M. 17/01/2018							
Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione (Tab. 4.1.IV)							
Condizioni ambientali	Molto aggressive						
Armatura	Poco sensibile						
Combinazione	Quasi permanente			→	Ap. Fessure $W_d \leq W_1$		
Combinazione	Frequente			→	Ap. Fessure $W_d \leq W_1$		
Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione							
Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura				
			Sensibile		Poco sensibile		
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k	
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$	
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$	
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$	
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$	
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$	
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$	
Stato limite di decompressione par. 4.1.2.2.4 a del D.M. 17/01/2018							
Combinazione quasi permanente							
VERIFICA DA NON CONDURRE							
Stato limite di formazione delle fessure par. 4.1.2.2.4 b del D.M. 17/01/2018							
Combinazione frequente							
VERIFICA DA NON CONDURRE							

Stato limite di apertura delle fessure par. 4.1.2.2.4.5 del D.M. 17/01/2018

Circolare 21 gennaio 2019 n°9/C.S.LL.PP. Par. C4.1.2.2.4.5

Combinazione frequente

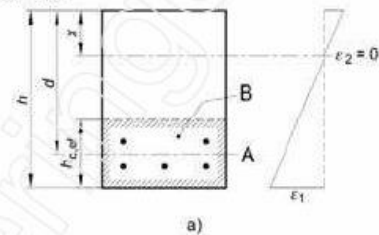
Calcolo della deformazione unitaria media delle barre d'armatura

σ_s 98,73 MPa tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
 durata del carico breve kt 0,6

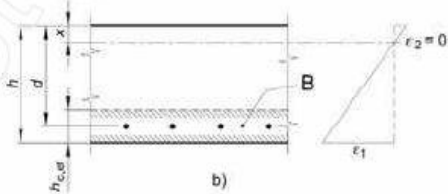
larghezza sezione b 1.000 mm
 altezza sezione h 260 mm
 altezza utile d 195 mm
 asse neutro x 63,39 mm
 caso Fig. C4.1.9 b
 hc,ef 65,54 mm

Legenda

- a) Trave
- A Livello del baricentro dell'acciaio
- B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$

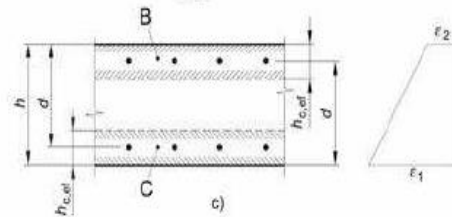


b) Piastra
 B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$



c) Elemento in trazione

- B Area tesa efficace di estradosso, $A_{ct,eff}$
- C Area tesa efficace di intradosso, $A_{cb,eff}$



$A_{c,ef}$ 65.538 mm²
 A_s 1.005 mm²
 ρ_{eff} 0,02 -
 E_{cm} 33.642,78 MPa
 E_s 210.000 MPa
 α_e 6,24 -
 f_{ctm} 3,10 MPa
 ϵ_{sm} 0,0003 -

Calcolo dell'ampiezza massima tra le fessure

numero di barre di diametro ϕ_1 n_1 5 ϕ_1 16 mm
 numero di barre di diametro ϕ_2 n_2 0 ϕ_2 0 mm
 diametro equivalente ϕ_{eq} 16,00 mm
 ricoprimento dell'armatura c 65 mm
 barre **aderenza migliorata** k_1 0,8
 caso **flessione** k_2 0,5
 k_3 3,4
 k_4 0,425

spaziatura tra i ferri d'armatura 200 mm
 spaziatura limite $5(c+f/2)$ 365,00 mm

$\Delta sm = 234,31$ mm

Valore di calcolo dell'apertura di fessura (C4.1.5/14):

$wk = 1,70 \epsilon_{sm} \cdot \Delta sm = 0,11$ mm

Valore limite di apertura della fessura:

$w_1 = 0,20$ mm **VERIFICA SODDISFATTA**

Stato limite di apertura delle fessure par. 4.1.2.2.4.5 del D.M. 17/01/2018

Circolare 21 gennaio 2019 n°9/C.S.LL.PP. Par. C4.1.2.2.4.5

Combinazione **quasi permanente**

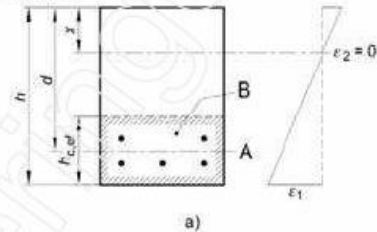
Calcolo della deformazione unitaria media delle barre d'armatura

σ_s **87,03** MPa tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
 durata del carico **breve** kt **0,6**

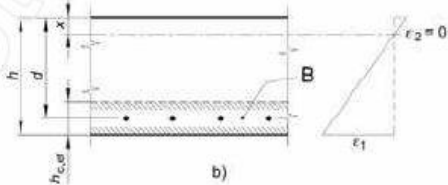
larghezza sezione b 1.000 mm
 altezza sezione h 260 mm
 altezza utile d 195 mm
 asse neutro x **63,39** mm
 caso Fig. C4.1.9 **b**
 $h_{c,ef}$ **65,54** mm

Legenda

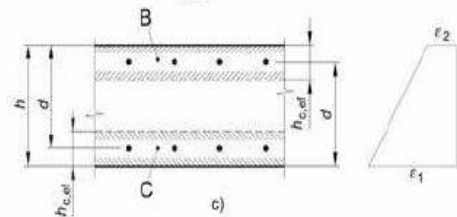
- a) Trave
- A Livello del baricentro dell'acciaio
- B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$



- b) Piastra
- B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$



- c) Elemento in trazione
- B Area tesa efficace di estradosso, $A_{ct,eff}$
- C Area tesa efficace di intradosso, $A_{cb,eff}$



$A_{c,ef}$ 65.538 mm²
 A_s 1.005 mm²
 ρ_{eff} 0,02 -
 E_{cm} 33.642,78 MPa
 E_s 210.000 MPa
 α_e 6,24 -
 f_{ctm} 3,10 MPa
 ϵ_{sm} **0,0002** -

Calcolo dell'ampiezza massima tra le fessure

numero di barre di diametro ϕ_1 n_1 **5** ϕ_1 **16** mm
 numero di barre di diametro ϕ_2 n_2 **0** ϕ_2 **0** mm
 diametro equivalente ϕ_{eq} 16,00 mm
 ricoprimento dell'armatura c 65 mm
 barre **aderenza migliorata** k_1 0,8
 caso **flessione** k_2 0,5
 k_3 3,4
 k_4 0,425

spaziatura tra i ferri d'armatura **200** mm
 spaziatura limite $5(c+f/2)$ 365,00 mm

$\Delta sm =$ 234,31 mm

Valore di calcolo dell'apertura di fessura (C4.1.5/14):

$w_k = 1,70 \epsilon_{sm} \cdot \Delta sm =$ **0,10** mm

Valore limite di apertura della fessura:

w_l **0,20** mm **VERIFICA SODDISFATTA**

7.13.5 Verifica a taglio SLU

Il taglio sollecitante è pari a: $V_{Ed} = 157,14$ kN

SEZIONE RETTANGOLARE

Caratteristiche geometriche sezione

	Descrizione	Valore	u.d.m.
bw	larghezza minima sezione	1.000	mm
h	altezza totale della sezione	260	mm
d	altezza utile sezione	185	mm

Descrizione materiale			
Calcestruzzo	classe C 32/40	$R_d(\text{Mpa}) = 40$	$f_{ck}(\text{Mpa}) = 33,2$
Acciaio	B450C	$f_{yk}(\text{Mpa}) = 450,0$	$f_{yd}(\text{Mpa}) = 391,30$

γ_c	1,50	γ_m	1,15	$f_{cd}(\text{Mpa}) =$	18,81
------------	------	------------	------	------------------------	-------

Armatura longitudinale						
barre	n°	Φ (mm)	Asl (mm ²)	ρ_1		
Superiore	5	16	1.005,31	0,0054	LC acciaio	1,00
			0,00	0,0000	LC cls	1,00
Inferiore	5	16	1.005,31	0,0054		
			0,00	0,0000		
				0,0054		

Elementi senza armature resistenti a taglio

Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
σ_{cp}	tensione di compressione media nella sezione	0	
k	parametro adimensionale	2,00	
V_{min}	resistenza minima	0,5704	N/mm ²

Verifica

Nsd =	0 kN	N di trazione non si considera
Vsd =	157,14 kN	
Vrd =	116,45 kN	

NECESSARIA ARMATURA TRASVERSALE A TAGLIO

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Armatura trasversale				
	n° bracci	passo (mm)	Φ (mm)	Asw (mm ²)
staffe	5	200	8	
piegati				251,3

Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
θ	inclinazione dei puntoni	21,80	°
α	angolo inclinazione trasversale	90,00	°
α_c	coefficiente maggiorativo	1,00	

Verifica

Vsd =	157,14 kN
Vrds =	204,70 kN
Vrds =	540,04 kN

VERIFICA SODDISFATTA

8 REAZIONI MASSIME AGLI APPOGGI

Il calcolo delle reazioni degli appoggi è condotto secondo quanto indicato in DM 14/01/2008 - Norme tecniche per le costruzioni e la relativa Circolare 2 marzo 2009, n° 617 "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008".

I valori delle reazioni degli appoggi qui riportate sono da intendersi come valori caratteristici.

8.1 VALORI CARATTERISTICI REAZIONI VERTICALI

Trave	peso trave [KN]	peso soletta+traversi [KN]
1	430,80	484,98
2	430,80	346,61
3	430,80	346,61
4	430,80	346,61
5	430,80	484,98

Trave	peso cordoli [KN]	permanenti portati [KN]+extra2
1	96,58	159,06
2	85,54	160,95
3	81,44	161,70
4	85,54	160,95
5	96,58	159,06

Di seguito vengono riportate le reazioni degli appoggi con la disposizione dei carichi mobili per massimo effetto sulla trave 1.

Trave	Tandem-TS [KN]	Distribuito-UDL [KN]	Folla marciapiedi [KN]
1	331,58	203,10	54,51
2	291,76	180,68	42,78
3	244,33	155,01	40,73
4	191,53	128,44	42,78
5	137,64	101,80	54,51

Riepilogo pesi complessivi impalcato [KN] :

Peso totale travi	4308,03
Peso totale traversi	508,61
Peso totale soletta	3299,72
Peso totale cordoli	601,87
Peso totale pavimentazione	1312,52
Peso totale baraccature	157,14

Peso strutturale complessivo impalcato - $G_1 = 9218,96$ [KN]

Peso non strutturale complessivo impalcato - $G_2 = 1603,45$ [KN]

8.2 VALORI CARATTERISTICI REAZIONI ORIZZONTALI

8.2.1 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione

La forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale numero 1 ed è pari a:

$$180 \text{ kN} \leq 0,60 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot W_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad (\text{ponti di 1}^{\text{a}} \text{ categoria})$$

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

Trattandosi di un ponte di 1^a categoria la forza vale [KN] :

limitazione inferiore frenatura	180,00
limitazione superiore frenatura	900,00
Azione di Frenamento - valore di confronto	402,93

Azione longitudinale totale di frenamento = 445,05 [KN]

Azione del vento :		
Altezza barriera	3,00	[m]
Pressione cinetica	1,50	[KN/m ²]
Forza totale sull'impalcato F _{yw}	244,97	[KN]
Azione longitudinale di frenamento q ₃ :		
Forza totale sull'impalcato F _{xq}	445,05	[KN]
Azione centrifuga: (Q4 - D.M. 14 gennaio 2008 - 5.1.3.6)		
Raggio di curvatura	0,00	[m]
Forza totale sull'impalcato F _{yc}	0,00	[KN]

8.3 COMBINAZIONI

Combinazioni SLU P/T

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G_{2k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} + \psi_0 \cdot \gamma_W \cdot W_k \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} + \gamma_W \cdot W_k + \psi_0 \cdot \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

Trave	Rz max [KN]	Rz min [KN]
1	2400,68	1605,28
2	2101,97	1406,41
3	1996,08	1402,00
4	1896,12	1406,41
5	2002,11	1605,28

Reazione laterale su spalla R_y = 183,73

Reazione longitudinale totale $R_x = 600,82$

SLE Rare

$$E_d = E\{ \Sigma G_{1,k,i} + \Sigma G_{2,k,i} + Q_{k,gruppo\ 1} + \psi_{0,W} \cdot W_k \}$$

$$E_d = E\{ \Sigma G_{1,k,i} + \Sigma G_{2,k,i} + W_k + \psi_{0,W} \cdot Q_{k,gruppo\ 2} \}$$

$$E_d = E\{ \Sigma G_{1,k,i} + \Sigma G_{2,k,i} + Q_{k,gruppo\ 2} + \psi_{0,W} \cdot W_k \}$$

Trave	Rz max [KN]	Rz min [KN]
1	1760,61	1171,42
2	1539,13	1023,90
3	1460,61	1020,55
4	1386,65	1023,90
5	1465,37	1171,42

Reazione laterale su spalla $R_y = 122,48$

Reazione longitudinale totale $R_x = 445,05$

SLE Frequenti

$$E_d = E\{ \Sigma G_{1,k,i} + \Sigma G_{2,k,i} + \psi_{1,W} \cdot Q_{k,gruppo\ 1} + \psi_{2,W} \cdot W_k \}$$

$$E_d = E\{ \Sigma G_{1,k,i} + \Sigma G_{2,k,i} + \psi_{1,W} \cdot W_k + \psi_{2,W} \cdot Q_{k,gruppo\ 2} \}$$

$$E_d = E\{ \Sigma G_{1,k,i} + \Sigma G_{2,k,i} + \psi_{1,W} \cdot Q_{k,gruppo\ 2} + \psi_{2,W} \cdot W_k \}$$

Trave	Rz max [KN]	Rz min [KN]
1	1512,25	1171,42
2	1323,55	1023,90
3	1273,95	1020,55
4	1227,48	1023,90
5	1326,27	1171,42

Reazione laterale su spalla $R_y = 24,50$

Reazione longitudinale totale $R_x = 0,00$

SLE Quasi permanenti

$$E_d = E\{ \Sigma G_{1,k,i} + \Sigma G_{2,k,i} + \psi_{2,W} \cdot Q_{k,gruppo\ 1} + \psi_{2,W} \cdot W_k \}$$

$$E_d = E\{ \Sigma G_{1,k,i} + \Sigma G_{2,k,i} + \psi_{2,W} \cdot Q_{k,gruppo\ 2} + \psi_{2,W} \cdot W_k \}$$

Trave	Rz max [KN]	Rz min [KN]
1	1171,42	1171,42
2	1023,90	1023,90
3	1020,55	1020,55
4	1023,90	1023,90
5	1171,42	1171,42

Reazione laterale su spalla $R_y = 0,00$

Reazione longitudinale totale $R_x = 0,00$