

ASSE VIARIO MARCHE – UMBRIA E QUADRILATERO DI PENETRAZIONE INTERNA MAXI LOTTO 2

LAVORI DI COMPLETAMENTO DELLA DIRETTRICE PERUGIA ANCONA:
SS. 318 DI “VALFABBRICA”. TRATTO PIANELLO – VALFABBRICA
SS. 76 “VAL D’ESINO”. TRATTI FOSSATO VICO – CANCELLI E ALBACINA – SERRA SAN QUIRICO
“PEDEMONTANA DELLE MARCHE”, TRATTO FABRIANO – MUCCIA – SFERCIA

PROGETTO DEFINITIVO

CONTRAENTE GENERALE: 	<i>Il responsabile del Contraente Generale:</i> Ing. Federico Montanari	<i>Il responsabile Integrazioni delle Prestazioni Specialistiche:</i> Ing. Salvatore Lieto
--	--	---

PROGETTAZIONE: Associazione Temporanea di Imprese
Mandataria:

			
--	--	---	--

RESPONSABILE DELLA PROGETTAZIONE PER L'ATI Ing. Antonio Grimaldi GEOLOGO Dott. Geol. Fabrizio Pontoni COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE Ing. Michele Curiale			
--	---	--	---

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO Ing. Giulio Petrizzelli		
--	--	--

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE 3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud 4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI Relazione tecnica e di calcolo impalcati in c.a.p. e acciaio-clc	SCALA: DATA: <p style="text-align: center;">Giugno 2017</p>
--	---

Codice Unico di Progetto (CUP) F12C03000050021 (Assegnato CIPE 23-12-2015)

Codice Elaborato:	Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id. doc.	N. prog.	Rev
	L 0 7 0 3	2 1 3	E	1 2	V I 0 0 0 7	R E L	0 1	A

REV.	DATA	DESCRIZIONE	Redatto		Controllato	Approvato
A	GIUGNO 2017	EMISSIONE	PROGIN	PROGIN	S. LIETO	A. GRIMALDI

I N D I C E

1. GENERALITA'	4
1.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE	5
1.1.1 Ponti e viadotti in acciaio-calcestruzzo	5
1.1.2 Ponti e viadotti in c.a.p.	6
1.2 UNITÀ DI MISURA.....	6
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	8
3.1.1 Carpenteria in acciaio.....	8
3.1.2 Soletta in c.a.	9
3.2 RESISTENZE DI PROGETTO.....	9
3.2.1 Carpenteria metallica	9
3.2.2 Soletta in c.a.	10
3.2.2.1 Calcestruzzo C35/45	10
3.2.2.2 Armatura B450C	10
4. ANALISI DEI CARICHI	11
4.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (G1)	11
4.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2)	11
4.3 EFFETTI DEI CEDIMENTI (E1).....	11
4.4 RITIRO DEL CALCESTRUZZO (E2.1)	11
4.5 VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO (E2.2).....	12
4.6 VARIAZIONE TERMICA (E3)	13
4.7 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1).....	14
4.7.1 Azioni da traffico per verifiche a fatica	15
4.8 AZIONE DI FRENAMENTO ED AVVIAMENTO (Q3)	15
4.9 AZIONE CENTRIFUGA (Q4).....	16
4.10 AZIONE DEL VENTO (Q5)	16
4.10.1 Calcolo della pressione del vento.....	16
4.11 AZIONI SISMICHE (Q6)	16
4.12 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI (Q7)	18
4.13 URTO DI VEICOLO IN SVIO (Q8)	19
5. COMBINAZIONI DI CARICO	20
5.1 GRUPPI DI CARICO.....	20
5.2 COEFFICIENTI PARZIALI E DI COMBINAZIONE	21
5.3 COMBINAZIONI AGLI SLU	22
5.4 COMBINAZIONI AGLI SLE.....	22
6. ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO	23
7. PONTI E VIADOTTI IN ACCIAIO-CALCESTRUZZO	25
7.1 MODELLO DI CALCOLO STATICO E SISMICO	25
7.2 DETERMINAZIONE DELLA LARGHEZZA EFFICACE DI SOLETTA	26
7.3 EFFETTI DEL RITIRO E DELLA VISCOSITÀ.....	26

7.4	FASI DI CALCOLO	28
7.5	METODO DI ANALISI GLOBALE E CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI.....	29
7.6	METODI DI VERIFICA	30
7.6.1	Verifiche allo Stato Limite Ultimo delle nervature principali	30
7.6.1.1	Verifiche di resistenza.....	31
7.6.2	Verifiche allo Stato Limite di Esercizio	32
7.6.2.1	Verifica di deformabilità.....	32
7.6.2.2	Verifica di limitazione delle tensioni di esercizio.....	32
7.6.2.3	Verifica di fessurazione	32
7.7	RISULTATI IN FASE FINALE	33
7.7.1	Stato limite ultimo (SLU)	33
7.7.1.1	Viadotti.....	33
7.7.1.2	Ponti.....	34
7.8	VERIFICHE ALLO SLU IN FASE FINALE	35
7.8.1	Verifiche di resistenza	35
7.8.1.1	Viadotti.....	35
7.8.1.2	Ponti.....	35
7.9	VERIFICHE ALLO SLE IN FASE FINALE	37
7.9.1	Verifiche di deformabilità	37
7.10	VERIFICA DELLA SOLETTA	38
7.10.1	Carichi applicati.....	38
7.10.1.1	Pesi propri e carichi permanenti	38
7.10.1.2	Carichi stradali.....	38
7.10.1.3	Urto di un veicolo in svio	40
7.10.2	Combinazioni di carico	40
7.10.3	Risultati dell'analisi	41
7.10.4	Verifiche strutturali.....	42
7.10.4.1	Verifiche allo SLU	42
7.10.4.2	Verifiche allo SLE.....	43
7.10.5	Verifica locale del cordolo per azioni d'urto.....	44
8.	PONTI E VIADOTTI IN C.A.P.	47
8.1	MODELLO DI CALCOLO STATICO E SISMICO	47
8.1.1	Modelli di calcolo.....	47
8.1.2	Verifica del cassoncino	50
8.1.3	Verifica della soletta.....	67

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud
4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo impalcati in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	V0007	REL	01	A	4 di 72

1. GENERALITA'

La presente relazione viene emessa nell'ambito del Progetto Definitivo della direttrice "Pedemontana delle Marche", che costituisce l'elemento di completamento tra le due direttrici "S.S.76" Vallesina e "S.S.77" Val di Chienti, con riferimento ai seguenti stralci funzionali:

- 3° stralcio funzionale: compreso tra lo svincolo di Castelraimondo nord e lo svincolo di Castelraimondo sud;
- 4° stralcio funzionale: compreso tra lo svincolo di Castelraimondo sud e l'innesto con la S.S. 77 a Muccia.

Gli stralci funzionali di cui sopra rientrano nell'ambito degli interventi di completamento della Pedemontana delle Marche definiti e finanziati nella Delibera CIPE 64/2016 - "Aggiornamento del quadro infrastrutturale della delibera n. 13/2004".

La presente relazione ha per oggetto il dimensionamento e la verifica degli impalcati dei seguenti ponti e viadotti.

PONTI E VIADOTTI IN C.A.P.				
OPERA		PROGRESSIVE	SPARTITO [m]	B _{imp} [m]
VIADOTTO	SANT'ANNA	2+157 – 2+257	25+25+25+25 (100)	13.0
VIADOTTO	SAN PIETRO	2+631 – 2+731	25+25+25+25 (100)	13.0
VIADOTTO	CESARA	9+005 – 9+101	25+25+25+25 (100)	20.0

PONTI E VIADOTTI IN ACCIAIO-CLT				
OPERA		PROGRESSIVE	SPARTITO [m]	B _{imp} [m]
VIADOTTO	CASTELRAIMONDO	0+684 – 0+914	30+50+50+40+40+40+30 (240)	13.0
VIADOTTO	VALLONE	1+530 – 1+740	30+40+50+50+40 (210)	13.0
VIADOTTO	POTENZA	3+945 – 4+225	40+50+50+50+50+40 (280)	13.35
PONTE	PALENTE	9+452 – 9+502	50	13.0

Per tutte le opere in oggetto, è previsto un sistema di isolamento sismico dell'impalcati che permette di ridurre drasticamente le sollecitazioni sismiche dell'impalcato sulle sottostrutture. Il sistema di isolamento è costituito da dispositivi agenti in direzione longitudinale e dispositivi agenti in direzione trasversale all'asse dei viadotti. I dispositivi agenti in direzione trasversale sono accoppiati agli apparecchi d'appoggio che risultano tutti multidirezionali. I dispositivi di isolamento in direzione longitudinale, invece, per i viadotti sono disposti in corrispondenza delle spalle "fisse" e collegano gli impalcati ai muri paraghiaia di dette spalle, mentre per i ponti sono anch'essi accoppiati agli apparecchi d'appoggio. Maggiori approfondimenti sono riportati nel capitolo relativo all'isolamento sismico presente nella relazione relativa alle sottostrutture. Le opere sono progettate per una vita nominale di 50 anni e ricadono in classe d'uso III.

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

Le capacità portanti delle fondazioni sono riportate nella relazione specifica.

1.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

1.1.1 Ponti e viadotti in acciaio-calcestruzzo

Per tutte le opere è previsto un impalcato a struttura mista in acciaio–calcestruzzo ed è costituita da due travi longitudinali principali saldate di altezza costante e pari a 2.7 m per tutti i viadotti e 2.9 m per il ponte Pagliano. Le due travi sono poste ad 8.0 m di interasse in direzione trasversale, ma è, inoltre, presente una trave di spina longitudinale, a doppio T di altezza pari a 0.50 m, supportata dai diaframmi trasversali intermedi e di testati posti a distanza massima di 6.0 m in direzione longitudinale.

Le travi sono suddivise in diversi conci in direzione longitudinale al fine di ottimizzare lo spessore degli elementi in acciaio in funzione della variabilità delle sollecitazioni lungo l'opera.

Le caratteristiche geometriche delle travi principali, realizzate in acciaio ad alta resistenza S460, e della trave di spina e degli ulteriori elementi secondari, in acciaio S355, sono riepilogate nei paragrafi seguenti.

La soletta di calcestruzzo è gettata in opera ed ha uno spessore finito di 25+5 cm. Per il getto della soletta si prevede la messa in opera di predalles tralicciate dello spessore di 5 cm che fungono da cassero nella fase di getto della soletta.

La carpenteria principale è completata da:

- diaframmi di testata, costituiti da profili a doppio a T in parete piena irrigidita della stessa altezza delle travi principali;
- diaframmi intermedi, costituiti da correnti superiori e inferiori e da controventi V;
- controventi inferiori, posti solo nei campi di estremità e costituiti da profili ad L accoppiati;
- controventi superiori di montaggio lungo lo sviluppo dell'impalcato, costituiti da profili ad L accoppiati.

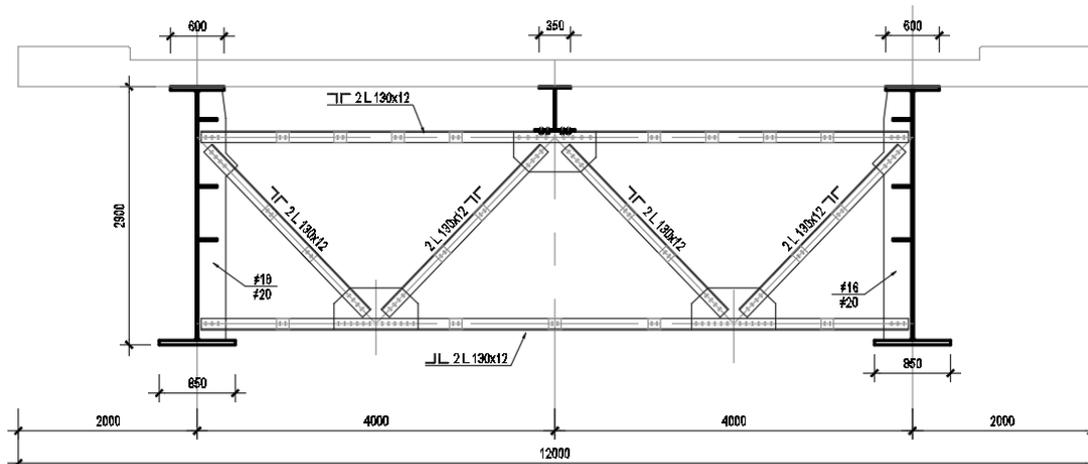


Figura 1 – Sezione trasversale ponti e viadotti in acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di	Pag.
L073	213	E	13	V0007	REL	01	A	6 di	72

1.1.2 Ponti e viadotti in c.a.p.

I ponti e i viadotti con impalcato in c.a.p. sono costituiti da campate da 25 m.

L'impalcato è costituito da tre cassoncini prefabbricati e precompressi e dalla soletta di calcestruzzo gettato in opera dello spessore finito di 25+5 cm. Per il getto della soletta si prevede la messa in opera di predalles tralicciate dello spessore di 5 cm che fungono da cassero nella fase di getto della soletta.

I cassoncini prefabbricati sono alti 1.6 m e sono disposti ad interasse trasversale di 3.75 m; presentano un retrotrave di 50 cm e in prossimità degli appoggi hanno un ringrosso delle anime e della base. Infine essi sono precompressi con trefoli del diametro di 0.6 pollici.

I traversi di testata hanno uno spessore di 30 cm ed un'altezza di 1.4 m.

Nella figura seguente è illustrata la sezione trasversale dell'impalcato.

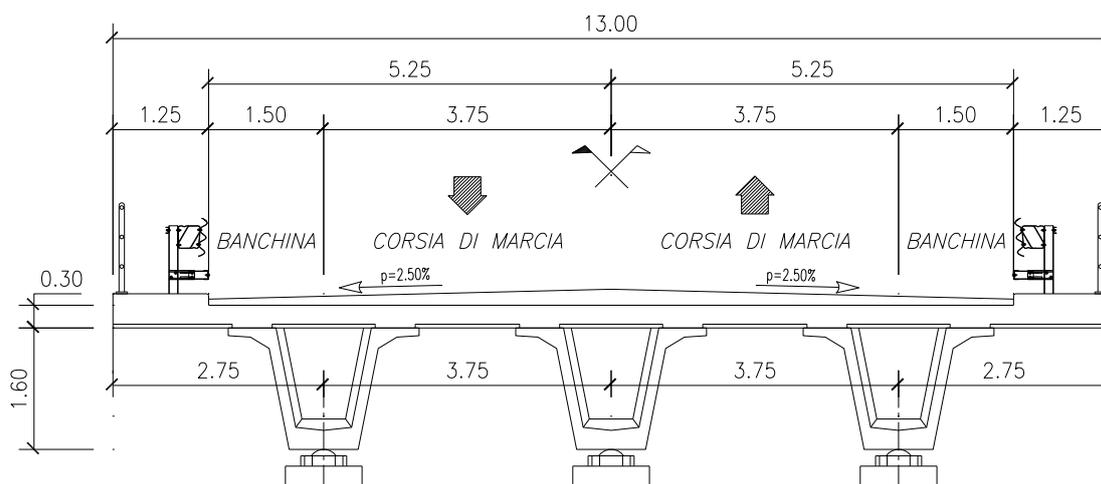


Figura 2 – Sezione trasversale ponti e viadotti in c.a.p.

1.2 UNITÀ DI MISURA

Nel seguito si adotteranno le seguenti unità di misura:

- per le lunghezze ⇒ m, mm
- per i carichi ⇒ kN, kN/m², kN/m³
- per le azioni di calcolo ⇒ kN, kNm
- per le tensioni ⇒ MPa

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE**3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud****4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia**

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo impalcato in c.a.p. e acciaio-clt

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 13	WBS V0007	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. A	Pag.di Pag. 7 di 72
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	------------------------

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nella redazione del progetto esecutivo si è fatto riferimento ai seguenti documenti normativi.

- D.M. 14/01/2008.
Norme tecniche per le costruzioni (NTC).
- Circolare del 02/02/2009.
Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 14/01/2008.
- UNI EN1993 -1-1.
EUROCODICE 3, parte 1.3. Progettazione delle strutture in acciaio. Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN1993 -1-5.
EUROCODICE 3, Parte 1.5. Progettazione delle strutture in acciaio. Elementi strutturali a lastra.
- UNI EN1993 -1- 8.
EUROCODICE 3, Parte 1.8. Progettazione delle strutture in acciaio. Progettazione dei collegamenti.
- UNI EN1993-1-9.
EUROCODICE 3. Parte 1.9. Progettazione delle strutture in acciaio. Fatica.
- UNI EN1993 -1-2.
EUROCODICE 3. Parte 2. Progettazione delle strutture in acciaio. Ponti di acciaio.
- UNI EN1994 -1-1.
EUROCODICE 4. Parte 1.1. Progettazione delle strutture composte acciaio– clt. Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN1994 -2.
EUROCODICE 4. Parte 2. Progettazione delle strutture composte acciaio– clt. Regole generali e regole per i ponti.
- CNR-UNI 10011/97.
Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- CNR 10030/87.
Anime irrigidite di travi a parete piena.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Nella redazione del progetto esecutivo si è fatto riferimento ai materiali specificati di seguito. Per i controlli si fa riferimento a quanto previsto dal DM 14/01/2008

3.1.1 Carpenteria in acciaio

- Travi principali: S460
- Altri elementi di carpenteria (elementi secondari, piastre, imbottiture): S355

La tensione di snervamento nelle prove meccaniche nonché il CEV nell'analisi chimica dovranno essere nei limiti delle UNI ENV 10025.

Le tolleranze dimensionali per lamiere e profilati devono rispettare i limiti prescritti dalla UNI ENV 10029, classe di tolleranza minima prescritta: classe A

- Pioli di ancoraggio

Secondo UNI EN ISO 13918 e DM 14/01/2008

Pioli tipo NELSON $\phi = 19$ mm

H=0.6 x Hsoletta (se non diversamente indicato)

Acciaio ex ST 37 – 3K (S235J2G3+C450)

$f_y > 350$ MPa

$f_u > 450$ MPa

Allungamento $> 15\%$

Strizione $> 50\%$

- Bulloni

Secondo D.M. 14/01/2008 – UNI EN 14399-1

Giunzioni ad attrito per travi principali e carpenteria secondaria con serraggio controllato.

Viti 8.8 – 10.9

Dadi 8 – 10

- Saldature

Secondo DM 14/01/2008. Saldature su piatto di sostegno ceramico. Giunti travi principali piena penetrazione 1° classe con preparazione secondo dettaglio 14 del DM 14/01/2008. Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere un volta completata la saldatura. I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi;

Riferimenti normativi specifici per la carpenteria metallica

Bulloni conformi per caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016 2002 e UNI 5592 1968.

Viti: secondo UNI EN ISO 898-1 2001

Dadi: secondo UNI EN 20898-2 1994

Rosette e piastrine: riferimento UNI EN 14399 2005, parti 5 e 6.

Rosette in acciaio C50 temperato e rinvenuto HRC32-40, secondo UNI EN 10083-2 2006

Piastrine in acciaio C50 temperato e rinvenuto HRC32-40, secondo UNI EN 10083-2 2006

Coppie di serraggio secondo D.M. 14/01/2008

3.1.2 Soletta in c.a.

Classe del calcestruzzo C35/45, secondo D.M. 14/01/2008.

Acciaio per armatura B450C controllato in stabilimento saldabile con proprietà meccaniche secondo UNI EN ISO 15630-1: 2004.

3.2 RESISTENZE DI PROGETTO

3.2.1 Carpenteria metallica

Acciaio da carpenteria Analisi elastica S.L.U. (Rif. p.to 4.2.3. e tab. 4.2.V del D.M. 14.01.2008)

$$\gamma_m = 1.05$$

Acciaio S355

$$f_{yd} = 338 \text{ N/mm}^2 \quad \text{per spessori} \leq 40 \text{ mm.}$$

$$f_{yd} = 319 \text{ N/mm}^2 \quad \text{per spessori } 40 \text{ mm.} \leq s \leq 80 \text{ mm.}$$

Acciaio S460

$$f_{yd} = 438 \text{ N/mm}^2 \quad \text{per spessori} \leq 40 \text{ mm.}$$

$$f_{yd} = 409 \text{ N/mm}^2 \quad \text{per spessori } 40 \text{ mm.} \leq s \leq 80 \text{ mm.}$$

Bulloni (rif p.to 4.2.8.1.1 e 11.3.4.6. del D.M. 14.01.2008)

Giunzioni ad attrito sabbiato

$$\mu = 0.45 \quad \text{coefficiente d'attrito (sabbiatura)}$$

$$\gamma_{M3} = 1.25 \quad \text{coefficiente di sicurezza}$$

3.2.2 Soletta in c.a.

3.2.2.1 Calcestruzzo C35/45

- | | |
|--|--|
| • $R_{ck} = 45 \text{ MPa}$ | resistenza caratteristica cubica a 28 giorni |
| • $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$ | resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni |
| • $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 43 \text{ MPa}$ | resistenza cilindrica valore medio |
| • $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.21 \text{ MPa}$ | resistenza media a trazione semplice (assiale) |
| • $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.25 \text{ MPa}$ | resistenza caratteristica a trazione |
| • $E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 34077 \text{ MPa}$ | modulo elastico |
| • $\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$ | peso per unità di volume |

Resistenze di progetto allo SLU

- | | |
|--|---------------------------------------|
| • $f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 19.8 \text{ MPa}$; $\gamma_c = 1.50$ | resistenza di progetto a compressione |
| • $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.50 \text{ MPa}$ | resistenza di progetto a trazione |

Resistenze di progetto allo SLE

- | | |
|---|--|
| • $\sigma_{c,r} = 0.60 \cdot f_{ck} = 21.0 \text{ MPa}$
(rara) | tensione limite in combinazione caratteristica |
| • $\sigma_{c,f} = 0.45 \cdot f_{ck} = 15.8 \text{ MPa}$ | tensione limite in combinazione quasi permanente |
| • $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.68 \text{ MPa}$ | tensione limite di fessurazione (trazione) |

3.2.2.2 Armatura B450C

- | | |
|------------------------------|--|
| • $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$ | resistenza caratteristica di snervamento |
| • $f_{tk} = 540 \text{ MPa}$ | resistenza caratteristica a rottura |
| • $E_s = 210000 \text{ MPa}$ | modulo elastico |

Resistenza di progetto allo SLU

- | | |
|--|---------------------------------------|
| • $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1.15$ | resistenza di progetto a compressione |
|--|---------------------------------------|

Resistenza di progetto allo SLE

- | | |
|--|--|
| • $\sigma_{s,r} = 0.80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$
(rara) | tensione limite in combinazione caratteristica |
|--|--|

4. ANALISI DEI CARICHI

4.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (G1)

I pesi propri strutturali sono stati valutati considerando un peso specifico dell'acciaio pari 78.5 kN/mc e un peso specifico del calcestruzzo pari a 25 kN/mc.

Peso proprio della carpenteria in acciaio (G1.1), calcolato in automatico dal software di calcolo. Il peso degli elementi di carpenteria principale, viene incrementato del 5% per tener conto del peso dei vari elementi secondari (piatti di irrigidimento trasversali e longitudinali, bullonature etc.):

È stata valutata un'incidenza della carpenteria metallica pari a 200 kg per m² di impalcato.

Peso della soletta (G1.2), considerando uno spessore di 30 cm, per una larghezza complessiva di piattaforma che varia da un minimo di 10.5 m ad un massimo di 17.5 m a seconda dell'opera.

Peso dei cordoli (G1.3), considerando uno spessore di 45 cm, per una larghezza complessiva dei cordoli di 2.5 m.

4.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2)

Pavimentazione (G2.1)

- G2.1 = 3 kN/m²

Guard Rail (G2.2)

- G2.2 = 2 x 1.25 kN/m 2.50 kN/m;

Velette (G2.3)

- G2.3 = 2 x 1.0 kN/m 2.00 kN/m;

Corrimano (G2.4)

- G2.4 = 2 x 0.5 kN/m 1.00 kN/m;

Impianti (G2.5)

- G2.5 = 2 x 1.0 kN/m 2.00 kN/m.

4.3 EFFETTI DEI CEDIMENTI (E1)

Nel caso in esame, essendo le fondazioni dell'opera realizzate su pali, l'effetto dei cedimenti sull'opera risulta trascurabile.

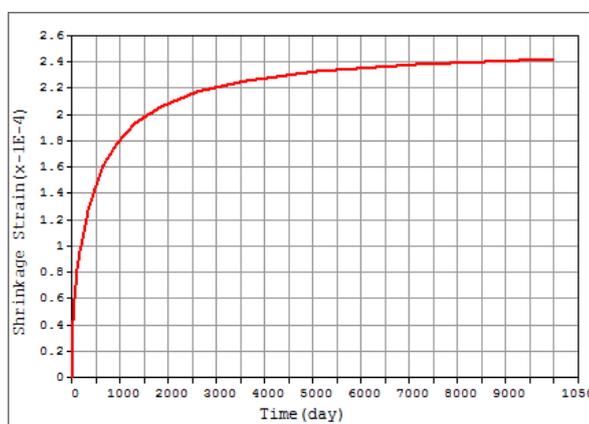
4.4 RITIRO DEL CALCESTRUZZO (E2.1)

Il calcolo delle deformazioni da ritiro nella soletta è stato eseguito secondo quanto specificato nel Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008. Si riporta la valutazione della deformazione da ritiro secondo

le indicazioni previste dalle norme. La deformazione totale da ritiro è data dalla somma della deformazione per ritiro da essiccamento e della deformazione da ritiro autogeno. Si riportano, a titolo di esempio, i dati relativi ad un impalcato di larghezza pari a 13.0 m.

Tabella 1 – Deformazione da ritiro
Valutazione della deformazione da ritiro a 10000 gg.

$A_c =$	4.275	m^2
$u =$ perimetro di calcestruzzo esposto all'aria =	14.2	m
$k = 2 A_c/u =$	0.602	m
$U =$ umidità relativa =	70.0	$\%$
$f_{ck} =$	35	Mpa
$\epsilon_{r,10000gg} =$	-2.42E-04	(EN 1992-1, Classe S, $t_0 = 3$ gg.)


Figura 3 - Andamento della deformazione da ritiro nel tempo

La valutazione riportata indica che a 10.000 gg, la deformazione da ritiro raggiunge il valore 0.29%. Gli effetti del ritiro impedito, che si sviluppano nel tempo, si traducono in una forza di trazione nella soletta e in una forza assiale di compressione e di momento flettente agenti sulla sezione mista omogeneizzata trave + soletta.

4.5 VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO (E2.2)

Di seguito si riporta il calcolo del coefficiente di viscosità per il calcestruzzo della soletta secondo quanto specificato nel Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008. Si riportano, a titolo di esempio, i dati relativi ad un impalcato di larghezza pari a 13.0 m.

Tabella 2 – Coefficienti di Viscosità
Valutazione dei Coefficienti di Viscosità a 10000 gg.

$A_c =$	4.275	m^2
$u =$ perimetro di calcestruzzo esposto all'aria =	14.2	m
$k = 2 A_c/u =$	0.602	m
$U =$ umidità relativa =	70.0	$\%$
$f_{ck} =$	35	Mpa
$\phi(t_{00}, t_0) =$	2.75	(EN 1992-1-1, Classe S, $t_0 = 3$ gg.)
$\phi(t_{00}, t_0) =$	1.54	(EN 1992-1-1, Classe S, $t_0 = 30$ gg.)

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	V0007	REL	01	A	13 di 72

Il coefficiente di viscosità viene modellato come una funzione che si evolve nel tempo t e il cui valore dipende dall'età del clt, in giorni, t_0 , al momento dell'applicazione del carico. Nella tabella precedente sono stati valutati i coefficienti di viscosità per $t = 10000$ gg e per t_0 pari rispettivamente a 3 gg. (età del clt al momento dell'attivazione delle azioni da ritiro) e a 30 gg. (età presunta del clt al momento di applicazione dei carichi permanenti portati).

L'evolversi nel tempo del coefficiente di viscosità è diagrammato nelle figure seguenti.

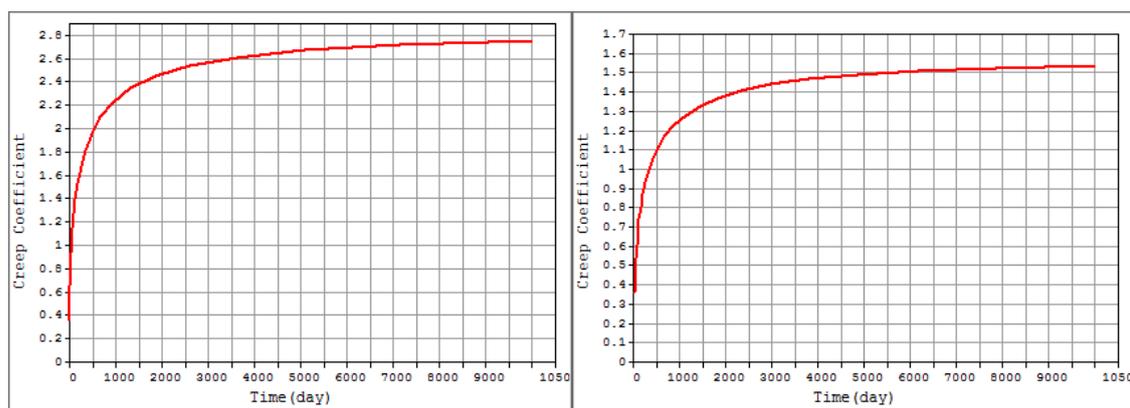


Figura 4 – Andamento del coefficiente di viscosità nel tempo per $t_0 = 3$ gg. e per $t_0 = 30$ gg.

4.6 VARIAZIONE TERMICA (E3)

L'azione della variazione termica è valutata, in termini di temperatura massima estiva e minima invernale dell'aria nel sito della costruzione, con periodo di ritorno di 50 anni, attraverso le indicazioni fornite dalla Normativa di riferimento (punto 5.2.2.5.2 del DM 2008). In particolare è stata considerata una differenza di temperatura di 5°C con andamento a farfalla tra la soletta in calcestruzzo e la trave in acciaio.

Nel caso di ponti a struttura mista acciaio-calcestruzzo, è da considerarsi anche una differenza di temperatura di 5 °C tra la soletta in calcestruzzo e la trave in acciaio.

Si è inoltre considerata una variazione termica uniforme pari a +/-20°C lungo tutto lo sviluppo dell'opera.

4.7 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1)

Coerentemente con quanto indicato al punto 5.1.3.3.3 del DM 14/01/08 per l'analisi globale del ponte si fa riferimento allo Schema di Carico 1.

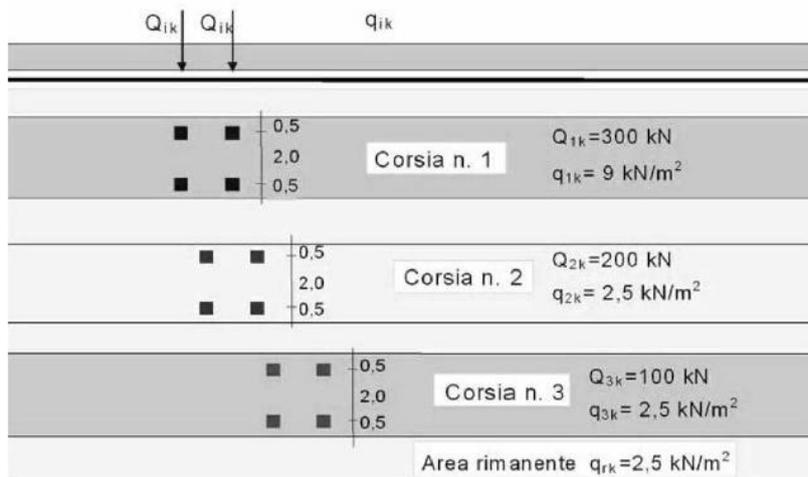


Figura 5 – Schema di carico 1

Nel caso in oggetto si impiegano quattro corsie di carico costituite da:

- una colonna di carichi (ingombro = 3 m) costituita da un automezzo convenzionale Q_{1k} di 600 kN dotato di 2 assi di 2 ruote ciascuno, distanti 1.20 m in senso longitudinale e con interasse ruote in senso trasversale di 2.00 m; un carico ripartito q_{1k} di 9 kN/m² uniformemente distribuito;
- una seconda colonna di carichi (ingombro = 3 m), analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a 400 kN di Q_{1k} e 2.5 kN/m² di q_{1k} e posta ad interasse di 3.00 m. da essa;
- una terza colonna di carichi (ingombro = 3 m), analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a 200 kN di Q_{1k} e 2.5 kN/m² di q_{1k} e posta ad interasse di 3.00 m. da essa;
- una colonna di carico (ingombro rimanente) $q_{rk} = 2.5$ kN/m² nella zona di carreggiata non impegnata dai carichi precedenti (area rimanente).

Sul marciapiede, il carico $q_{fk} = 5$ kN/m² da considerare al 50 % nelle combinazioni in cui sono presenti i carichi stradali.

Per l'analisi trasversale della soletta è stato inoltre considerato lo schema di carico 2, costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. La diffusione locale del carico e l'applicazione di quest'ultimo sul modello di calcolo viene trattata nel paragrafo relativo all'analisi della soletta.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo impalcati in c.a.p. e acciaio-clt

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 13	WBS V0007	Id.doc. REL	N.prog. 01	Rev. A	Pag.di Pag. 15 di 72
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

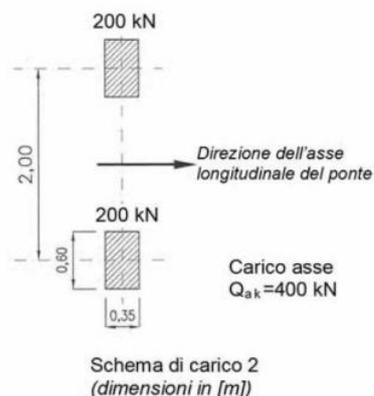


Figura 6 – Schema di carico 2

4.7.1 Azioni da traffico per verifiche a fatica

Si utilizza il modello di carico di fatica 1, costituito:

- dallo schema di carico 1 con valore dei carichi concentrati ridotti del 30% e con valore dei carichi distribuiti ridotti del 60%;
- dallo schema di carico 2 con valore del carico ridotto del 30%.

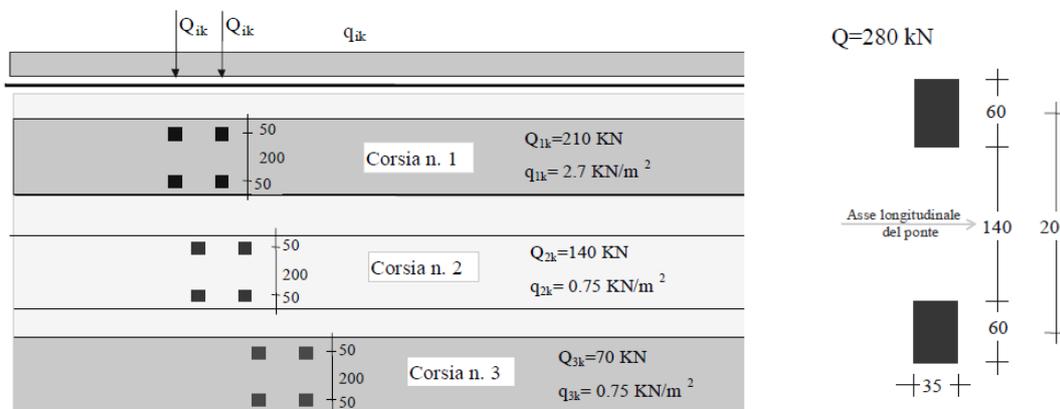


Figura 7 – Modello di carico a fatica: schemi di carico 1 e 2

4.8 AZIONE DI FRENAMENTO ED AVVIAMENTO (Q3)

Secondo il D.M. 14/01/2008 l'azione longitudinale di frenamento è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1, ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6(2 \cdot Q_{1k}) + 0.1 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

L'azione di frenatura è applicata convenzionalmente a quota pavimentazione e uniformemente distribuita sulle travi principali.

4.9 AZIONE CENTRIFUGA (Q4)

In accordo al par. 5.1.3.6 del DM 14/01/2008 l'azione centrifuga totale risulta pari a:

$$R < 200 \text{ m} \quad Q4 = 0.2 \times Qv$$

$$200 \leq R \leq 1500 \text{ m} \quad Q4 = 40 Qv / R$$

$$R > 1500 \text{ m} \quad Q4 = 0$$

Dove $Qv = \sum_i 2 Qv$

4.10 AZIONE DEL VENTO (Q5)

4.10.1 Calcolo della pressione del vento

Si valuta la pressione del vento in accordo con il paragrafo 3.3 del DM. 14/01/2008. La pressione del vento è data dall'espressione:

- $p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d,$

dove:

- q_b = è la pressione cinetica di riferimento;
- c_e = è il coefficiente di esposizione;
- c_p = è il coefficiente di forma o aerodinamico;
- c_d = è il coefficiente dinamico.

con:

- $q_b = \rho \cdot (v_b)^2 / 2 = 456 \text{ N/m}^2;$

dove v_b è stato desunto dalla tabella 3.3.I, zona 3 (Marche, Umbria) e ρ è la densità dell'aria, assunta pari a 1.25 kg/m^3 .

Considerando una classe di rugosità D (tabella 3.3.III), l'altezza del sito sul livello del mare, dalla figura 3.3.2 si evince che la struttura si trova in categoria II e dunque, in accordo con la tabella 3.3.II si assumono i seguenti parametri:

- $k_r = 0.19;$
- $z_0 = 0.05 \text{ m};$
- $z_{\min} = 4 \text{ m}.$

4.11 AZIONI SISMICHE (Q6)

Il viadotto in oggetto è progettato per una vita nominale V_N pari a 50 anni. Gli si attribuisce inoltre una classe d'uso III ("Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza.") ai sensi del D. Min. 14/01/2008, da cui scaturisce un coefficiente d'uso $C_U = 1.5$.

L'azione sismica di progetto è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste, descritta in termini geografici e temporali:

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud
4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo impalcati in c.a.p. e acciaio-clt

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 13	WBS V0007	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. A	Pag.di Pag. 17 di 72
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

- attraverso i valori di accelerazione orizzontale di picco a_g (attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) e le espressioni che definiscono le ordinate del relativo spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$;
- in corrispondenza del punto del reticolo che individua la posizione geografica dell'opera;
- con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} .

In particolare, la forma spettrale prevista dalla normativa è definita, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di 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.

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

In particolare, si può notare come F_0 descriva la pericolosità sismica locale del sito su cui l'opera insiste. Infatti, da quest'ultimo, attraverso le espressioni fornite dalla normativa, sono valutati i valori d'amplificazione stratigrafica e topografica. Di seguito sono riassunti i valori dei parametri assunti per l'opera in oggetto.

- Vita nominale V_N = 50 anni;
- Classe d'uso = III;
- Coefficiente d'uso C_u = 1.5;
- Periodo di riferimento V_R = 75 anni;
- $T_{R,SLV}$ = 712 anni;
- Comune = Camerino;
- $a_{g,SLV}$ = **0.223 g**;
- $F_{0,SLV}$ = **2.540**;
- $T_{c,SLV}^*$ = **0.332 sec.**

Tabella 3 - Accelerazione (a_g), fattore (F_0) e periodo (T_c^*) per comune di riferimento: Matelica

V_R [anni]	Stato Limite	PV_R -	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
75	SLO	81%	45	0.079	2.434	0.285
	SLD	63%	75	0.098	2.428	0.295
	SLV	10%	712	0.223	2.540	0.332
	SLC	5%	1462	0.280	2.578	0.342

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente orizzontale del moto sismico è infine costruito a partire dai parametri seguenti.

- Categoria di suolo = C;
- Categoria topografica = T1;
- S_s , fattore stratigrafico = 1.36;
- S_T , fattore topografico = 1.00;
- C_c , fattore correttivo del periodo T_c^* = 1.51.

Si riportano nell'immagine seguente, a titolo di riferimento, gli *spettri elastici allo SLV* in accelerazione in direzione orizzontale e verticale.

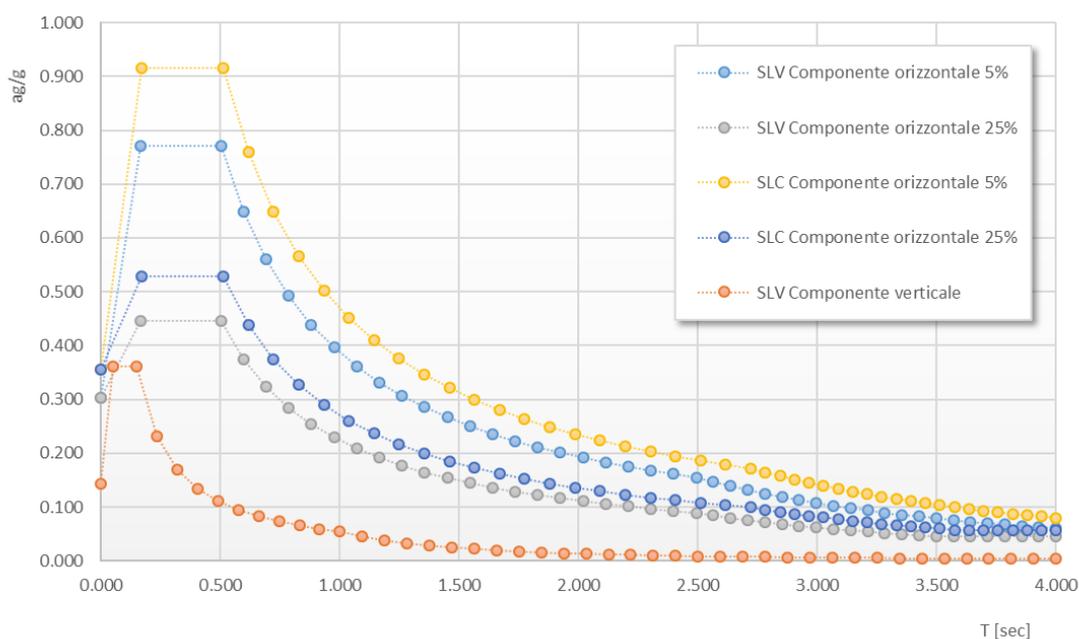


Figura 8 – SLV: Spettri elastici in accelerazione ($q = 1$)

In accordo a quanto previsto al punto 7.2.1 del D. M. 14/01/2008 si prende in considerazione nel seguito, ai fini della verifica dell'impalcato, la sola azione sismica verticale rappresentata dallo spettro SLV con fattore di struttura $q = 1$.

4.12 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI (Q7)

Secondo le indicazioni del D.M.14/01/2008 nel calcolo delle spalle, delle fondazioni, degli apparecchi di appoggio e, se del caso, dell'impalcato, si devono considerare le forze che derivano dalle resistenze parassite dei vincoli.

Le resistenze parassite dei vincoli sono valutate assumendo un coefficiente di attrito proporzionale all'intensità del carico verticale secondo le indicazioni fornite dalla norma CNR 10018/99. Il coefficiente di attrito è assunto pari ad $\mu = 0.03$.

Per appoggi mobili le forze dovute all'attrito agiscono in direzione longitudinale, con intensità proporzionale alle singole reazioni verticali degli appoggi stessi. Sugli appoggi fissi agisce, con verso opposto, la risultante delle singole forze agenti sugli appoggi mobili.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE**3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud****4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia**

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo impalcati in c.a.p. e acciaio-clt

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 13	WBS V0007	Id.doc. REL	N.prog. 01	Rev. A	Pag.di Pag. 19 di 72
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

4.13 URTO DI VEICOLO IN SVIO (Q8)

I sicurvia e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta per l'impiego specifico (vedi D.M. 21-06-04 n.2367). Se non diversamente indicato, la forza deve essere considerata distribuita su 0.50 m ed applicata ad una quota h, misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h1, h2, dove h1 = (altezza della barriera – 0.10m), h2 = 1.00m.

Ai sensi del DM 14/01/2008 nel progetto dell'impalcato deve essere considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alla forza orizzontale d'urto su sicurvia si associa un carico verticale isolato costituito dallo schema di carico II, posizionato in adiacenza al sicurvia stesso e disposto nella posizione più gravosa.

Tale condizione non è però dimensionante per la statica globale dell'impalcato e sarà considerata per la verifica locale del cordolo della soletta in calcestruzzo.

5. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico considerate sono stabilite in conformità a quanto prescritto al Cap. 2 del D.M.14/01/2008.

5.1 GRUPPI DI CARICO

Nella tabella seguente, in accordo a quanto specificato in tabella 5.1.3.12 del D.M.14/01/2008., sono esplicitati i gruppi di carico considerati per i carichi accidentali da traffico.

Tabella 4 – Valori caratteristici delle azioni da traffico

Gruppo di azioni	<i>Carichi sulla carreggiata</i>					<i>Carichi su marciapiedi e piste ciclabili</i>
	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 $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 ^(*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 ^(**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 ^(***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				
^(*) Ponti di 3 ^a categoria ^(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana) ^(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali						

Coerentemente nel seguito si fa riferimento ai gruppi di azioni da traffico 1, 2a e 2b.

5.2 COEFFICIENTI PARZIALI E DI COMBINAZIONE

Si utilizzano i coefficienti parziali di sicurezza e i coefficienti di combinazione di seguito riportati.

Tabella 5 – Coefficienti parziali di sicurezza 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	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 6 – Coefficienti di combinazione

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	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
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

5.3 COMBINAZIONI AGLI SLU

Di seguito si esplicitano i coefficienti utilizzati per le singole combinazioni di carico rilevanti per le verifiche strutturali dell'impalcato agli SLU.

L'espressione per le combinazioni di verifica strutturali (A1 - STR) è:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Mentre quella per le combinazioni sotto SISMA o ECCEZIONALI è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Tabella 7 - Coefficienti nelle combinazioni di carico agli SLU

Combinazione	G1	G2	E1	E2	E3	Gr.1	Gr.2a	Gr.2b	Q5	Q6	q9	
A1 STR	Gr.1	1.35	1.35	0	1.2	0.72	1.35	0	0	0.9	0	0
	Gr.2a	1.35	1.35	0	1.2	0.72	0	1.35	0	0.9	0	0
	Gr.2b	1.35	1.35	0	1.2	0.72	0	0	1.35	0.9	0	0
	Q5	1.35	1.35	0	1.2	0.72	1.35 $\psi_0^{(*)}$	0	0	1.5	0	0
SISMA	SLV Z	1	1	0	1	0.5	0	0	0	1	0	
ECCEZIONALE	-	1	1	0	1	0.5	0	0	0	0	1	

(*) per schema di carico 1, $\psi_0 = 0.75$ per i carichi tandem e $\psi_0 = 0.40$ per i carichi distribuiti

5.4 COMBINAZIONI AGLI SLE

Di seguito si esplicitano i coefficienti utilizzati per le singole combinazioni di carico rilevanti per le verifiche dell'impalcato agli SLE.

L'espressione per le combinazioni di verifica RARE è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

L'espressione per le combinazioni di verifica FREQUENTI è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

L'espressione per le combinazioni di verifica QUASI PERMANENTI è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Tabella 8 - Combinazioni agli SLE

Combinazione	G1	G2	E1	E2	E3	Gr.1	Gr.2a	Gr.2b	Q5
RARA	Gr.1	1	1	0	1	0.6	1	0	0.6
	Gr.2a	1	1	0	1	0.6	0	1	0.6
	Gr.2b	1	1	0	1	0.6	0	0	1
	Q5	1	1	1	1	0.6	ψ_0	0	0
FREQUENTE	Gr.1	1	1	0	1	0.5	ψ_1	1	0
	Q5	1	1	0	1	0.5	0	0	0.2
QUASI PERMANENTE	-	1	1	0	1	0.5	0	0	0

(*) per schema di carico 1, $\psi_0 = \psi_1 = 0.75$ per i carichi tandem e $\psi_0 = \psi_1 = 0.40$ per i carichi distribuiti

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE**3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud****4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia**

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo impalcato in c.a.p. e acciaio-clt

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 13	WBS V0007	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. A	Pag.di Pag. 23 di 72
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

6. ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

Le analisi sono state condotte mediante l'ausilio di software ad elementi finiti (FEM). I software sono stati impiegati per la modellazione dell'intera opera, finalizzata all'analisi strutturale. Dal modello sono state dedotte, per le combinazioni di calcolo statiche e sismiche descritte in precedenza, le sollecitazioni complessive agenti sull'impalcato al fine di procedere con le verifiche di sicurezza previste dalle normative di riferimento. Dallo stesso modello sono state poi ricavate le sollecitazioni agenti sulle sottostrutture necessarie ai fini delle verifiche geotecniche del sistema terreno-fondazione e delle verifiche strutturali, entrambe riportate nella specifica relazione di calcolo e pertanto non contenute nel presente documento.

Nell'ambito del presente paragrafo si riporta una descrizione delle caratteristiche dei software utilizzati per l'effettuazione delle analisi e verifiche strutturali esposte nel presente documento.

Nello specifico, l'analisi del comportamento globale delle strutture d'impalcato in acciaio calcestruzzo è stato effettuato con l'ausilio del software **MIDAS/CIVIL 2016**, distribuito in Italia dalla **CSPFea** (Padova), di cui si possiede regolare licenza, identificata nello specifico da Key Serial Number n° 34219EF86526F342 intestata a PROGIN SPA – CENTRO DIREZIONALE DI NAPOLI ISOLA F4 - 80143 NAPOLI. Viceversa, per gli impalcato con travi a cassoncino in c.a.p., l'analisi delle strutture d'impalcato è stato effettuato con l'ausilio del Software **SAP2000** prodotto dalla **CSI Computers & Structures** (Berkeley, California, USA) e distribuito in Italia dalla **Brunetta e Brunetta Engineering Srl** (Pordenone), di cui si possiede regolare licenza, identificata nello specifico da Key Serial Number n° FD6E intestata a PROGIN SPA – CENTRO DIREZIONALE DI NAPOLI ISOLA F4 - 80143 NAPOLI.

Per l'esecuzione di verifiche di sezioni in cemento armato si è invece utilizzato il software **PresFle+**, prodotto e distribuito dalla **Concrete srl** (Padova), di cui si possiede regolare licenza, identificata nello specifico da chiave USB n° **4552054**, intestata a PROGIN SPA - CENTRO DIREZIONALE DI NAPOLI ISOLA F4 - 80143 NAPOLI.

Infine si è ricorso a fogli di calcolo elettronici auto-prodotti, per l'automatizzazione di ulteriori verifiche effettuate quali elementi in acciaio e/o elementi strutturali secondari.

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo dei software impiegati ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore dei software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. Le stesse società produttrici hanno verificato l'affidabilità e la robustezza dei codici di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati sono contenuti in apposita documentazione fornita a corredo dell'acquisto del prodotto, che per brevità espositiva si omette di allegare al presente documento.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni esposte nel documento sono state inoltre sottoposte a controlli dal sottoscritto utente del software.



2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo impalcati in c.a.p. e acciaio-clt

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 13	WBS V0007	Id.doc. REL	N.prog. 01	Rev. A	Pag.di Pag. 24 di 72
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali, che per brevità espositiva si omette dall'allegare al presente documento.

Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, Il Progettista dichiara pertanto che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, validando conseguentemente i risultati dei calcoli esposti nella presente relazione.

7. PONTI E VIADOTTI IN ACCIAIO-CALCESTRUZZO

7.1 MODELLO DI CALCOLO STATICO E SISMICO

Il viadotto è stato modellato con elementi monodimensionali rappresentativi rispettivamente:

- delle travi longitudinali a sezione composta;
- dei traversi reticolari intermedi;
- dei traversi di testata in parete piena
- delle pile e dei rispettivi plinti di fondazione.

Elementi di trave simulanti la soletta sono stati disposti in direzione trasversale per modellare correttamente la ripartizione trasversale dei carichi accidentali.

Il riferimento di assi globali è orientato come segue:

- X = asse longitudinale impalcato;
- Y = asse trasversale impalcato;
- Z = asse verticale impalcato.

Gli assi locali degli elementi di carpenteria principale sono orientati in maniera analoga al riferimento globale. Per le pile, l'asse locale x coincide con l'asse globale Z e l'asse locale z coincide con l'asse globale X. Nelle figure seguenti sono rappresentate alcune viste del modello utilizzato.

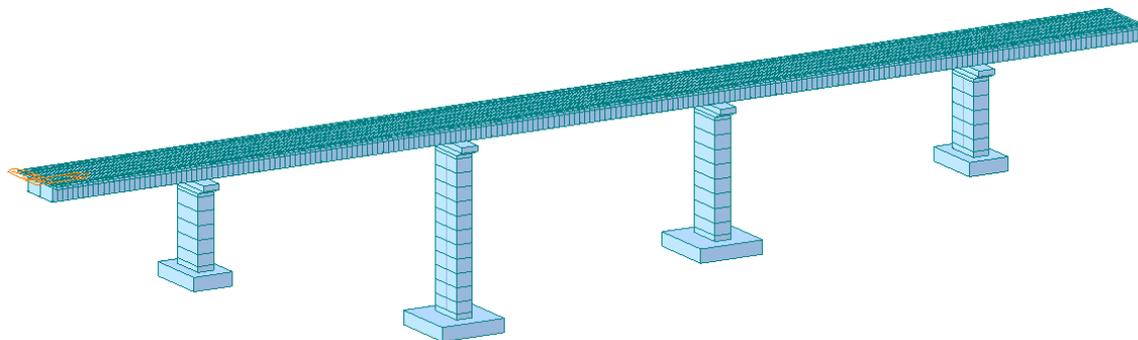


Figura 9 - Modello FEM vista estrusa (viadotti)

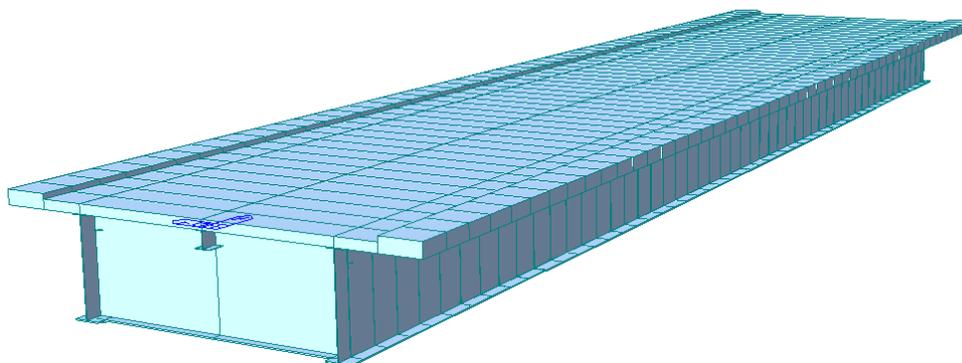


Figura 10 - Modello FEM vista estrusa (ponti)

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	V0007	REL	01	A	26 di 72

Nel modello sono utilizzati le seguenti condizioni di vincolo:

- bracci rigidi tra l'estradosso (asse) delle travi e intradosso;
- rilascio dei momenti trasversali di estremità negli elementi di soletta;
- appoggi in corrispondenza dell'intradosso delle travi.

In corrispondenza degli appoggi, sono stati utilizzati vincoli fissi/unidirezionali in coerenza con lo schema di vincolo effettivamente adottato.

7.2 DETERMINAZIONE DELLA LARGHEZZA EFFICACE DI SOLETTA

La distribuzione delle tensioni normali nelle sezioni composte viene determinata utilizzando nel modello di calcolo la larghezza efficace come descritto in §4.3.2.3 del D. Min. 14/01/2008.

La larghezza di soletta collaborante, necessaria per la determinazione delle caratteristiche geometriche delle sezioni in fase 2 è stata quindi determinata con riferimento alla figura seguente, come $b_{eff} = b_0 + b_{ei} + b_{e2}$.

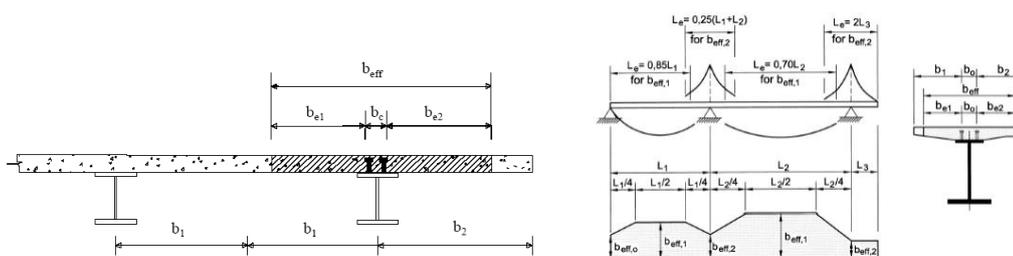


Figura 11 - Larghezza di soletta collaborante

Dove $b_{ei} = \min (L_e/8, b_i - b_0/2)$ con L_e luce equivalente da valutarsi, per travi continue, secondo lo schema riportato in figura.

Per gli appoggi di estremità l'espressione della larghezza efficace viene corretta come $b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{ei} + \beta_2 b_{e2}$ con $\beta_i = (0.55 + 0.025 L_e/b_{ei}) \leq 1$. In definitiva si ottiene:

Inoltre, per le zone di appoggio intermedie (pile), la soletta tesa viene considerata fessurata e il suo contributo viene completamente trascurato per tutta la lunghezza L_e .

7.3 EFFETTI DEL RITIRO E DELLA VISCOSITÀ

Gli effetti della viscosità possono essere messi in conto tramite un'analisi esatta, che tenga conto dello sviluppo nel tempo delle deformazioni anelastiche del calcestruzzo, oppure tramite metodo semplificato, che utilizzi differenti coefficienti di omogenizzazione – definiti dalla normativa vigente – per i diversi tipi di azioni applicate alla struttura. I due approcci sono chiariti di seguito. L'analisi sviluppata è basata sul "Metodo Esatto" fornendo tuttavia per verifica un confronto con i risultati che si otterrebbero tramite metodo approssimato.

Metodo Esatto - Analisi al Passo

Il software utilizzato consente di discretizzare nel tempo gli effetti delle deformazioni anelastiche del calcestruzzo. Gli effetti del ritiro sono valutati come effetti di n incrementi di deformazione anelastica da ritiro che si sviluppa nel tempo secondo la funzione rappresentata in Figura 3: ad ognuno di questi incrementi è associato lo sviluppo di una deformazione anelastica viscosa, variabile nel tempo. Ambedue le componenti di deformazione anelastica sono modellate come azioni equivalenti, “*primary effects*”, applicate alla sezione composta e tramite i relativi effetti, “*secondary effects*”. Tali componenti sono esplicitate di seguito. Le azioni equivalenti, “*primary effects*”, associate alla contrazione impedita da ritiro sono:

- uno sforzo normale di compressione $N_r(t, t_0)$ applicato baricentricamente sulla sezione composta da trave e soletta;
- un momento flettente positivo $M_r(t, t_0)$ applicato alla sezione composta da trave e soletta;

dove:

- $N_r(t, t_0) = A_c \times E_c \times \varepsilon_r(t, t_0)$ con A_c area della soletta, E_c modulo istantaneo del calcestruzzo, $\varepsilon_r(t, t_0)$ deformazione da ritiro al tempo t e $t_0 = 3$ gg.
- $M_r(t, t_0) = N_r(t, t_0) \times e_y$ con e_y eccentricità tra baricentro soletta e sezione composta omogeneizzato con modulo istantaneo del calcestruzzo E_c .

Tali azioni sono ripartite, imponendo l'equilibrio e la congruenza, tra soletta e trave e si traducono in azioni di sforzo normale baricentrico e momento flettente, “*secondary effects*”, ovvero $N_{r1}(t, t_0)$ ed $M_{r1}(t, t_0)$ sulla trave (parte 1 della sezione composta) ed $N_{r2}(t, t_0)$ ed $M_{r2}(t, t_0)$ sulla soletta (parte 2 della sezione composta). Lo stato di sforzo nelle due parti della sezione composta è quindi:

- nella trave $N_{r1}(t, t_0)$ ed $M_{r1}(t, t_0)$;
- nella soletta $N_{r2}(t, t_0)$ ed $M_{r2}(t, t_0)$.

Le azioni equivalenti, “*primary effects*”, associate alle deformazioni viscosive sono:

- uno sforzo normale $\Delta N_\phi(t, t_i)$ applicato baricentricamente sulla sezione composta da trave e soletta;
- un momento flettente $M_\phi(t, t_i)$ applicato alla sezione composta da trave e soletta.

dove:

- $\Delta N_\phi(t, t_i) = A_c \times E_c \times \Delta \varepsilon_\phi(t, t_i)$ con A_c area della soletta, E_c modulo istantaneo del calcestruzzo, $\Delta \varepsilon_\phi(t, t_i)$ deformazione viscosa al tempo t dovuta a un incremento di tensione $\Delta \sigma(t_i)$ applicata all'istante t_i .
- $M_\phi(t, t_i) = \Delta N_\phi(t, t_i) \times e_y$ con e_y eccentricità tra baricentro soletta e sezione composta omogeneizzato con modulo istantaneo del calcestruzzo E_c .

Tali azioni sono ripartite, imponendo l'equilibrio e la congruenza, tra soletta e trave e si traducono in azioni di sforzo normale baricentrico e momento flettente, “*secondary effects*”, ovvero $\Delta N_{\phi1}(t, t_i)$ ed $M_{\phi1}(t, t_i)$ sulla trave (parte 1 della sezione composta) ed $\Delta N_{\phi2}(t, t_i)$ ed $M_{\phi2}(t, t_i)$ sulla soletta (parte 2 della sezione composta). Lo stato di sforzo nelle due parti della sezione composta è quindi:

- nella trave $\Delta N_{\phi1}(t, t_i)$ ed $M_{\phi1}(t, t_i)$;

- nella soletta $\Delta N_{\phi_2}(t, t_i) - \Delta N_{\phi}(t, t_i)$ ed $\Delta M_{\phi_2}(t, t_i)$.

Metodo Semplificato - Coefficienti di omogeneizzazione da Normativa

Come specificato al punto 5.4.2.2. dell'UNI EN 1994-1-1:2005, si può tenere conto degli effetti della viscosità del calcestruzzo utilizzando differenti coefficienti di omogeneizzazione n_L in funzione del tipo di carico, secondo l'espressione:

$$n_L = n_0 (1 + \psi_L \phi_{tL})$$

dove:

- n_0 è il coefficiente di omogeneizzazione per carichi di breve durata pari ad E_a/E_c ;
- ϕ_{tL} è il coefficiente di viscosità del calcestruzzo a tempo infinito funzione dell'età del calcestruzzo all'atto dell'applicazione del carico considerato;
- ψ_L è il moltiplicatore del coefficiente di viscosità dipendente dal tipo di carico, con valori che possono essere assunti pari ad 1.1 per carichi permanenti e a 0.55 per il ritiro.

In definitiva i coefficienti di omogeneizzazione nel caso in esame risultano:

Tabella 9 - Coefficienti di Omogeneizzazione

Coefficienti di Omogeneizzazione					
per carichi accidentali e di breve durata				$n_0 =$	6.25
per gli effetti del ritiro	$\phi(t_{00}, t_0 = 3 \text{ gg.}) =$	2.4	$\psi_L =$	0.55	$n_{r,00} =$ 14.20
per carichi permanenti	$\phi(t_{00}, t_0 = 30 \text{ gg.}) =$	1.5	$\psi_L =$	1.1	$n_{p,00} =$ 16.20

Gli effetti del ritiro in tal caso si valutano come un'azione di trazione sulla sola soletta pari a:

$$N_{r,00} = A_c \times (n_{r,00}/n_0) \times E_c \times \epsilon_{r,00}$$

e come delle azioni equivalenti sulla sezione composta pari a:

- $N_{r,00} = A_c \times (n_{r,00}/n_0) \times E_c \times \epsilon_{r,00}$;
- $M_{r,00} = N_{r,00} \times e_y$ con e_y eccentricità tra baricentro soletta e sezione composta omogeneizzato coefficiente $n_{r,00}$.

Gli effetti dei carichi di lunga durata (carichi permanenti portati) si valutano invece utilizzando un coefficiente di omogeneizzazione $n_{p,00}$.

7.4 FASI DI CALCOLO

I modelli studiati e le fasi di calcolo e di verifica considerano le fasi di montaggio, maturazione e gli effetti differiti conseguenti alle varie età della struttura. Si distinguono le seguenti fasi di riferimento:

- fase 1.1:** corrispondente al varo dell'impalcato sulle sottostrutture. In questa fase, l'impalcato è soggetto al solo peso proprio della carpenteria metallica;

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud
4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo impalcato in c.a.p. e acciaio-clt

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 13	WBS V0007	Id.doc. REL	N.prog. 01	Rev. A	Pag.di Pag. 29 di 72
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

- **fase 1.2:** corrispondente al getto della soletta. In questa fase sono presenti il peso proprio della carpenteria metallica e il peso della soletta non ancora collaborante applicata come carico distribuito sulle travi;
- **fase 2.1:** impalcato in esercizio completo con soletta collaborante, di durata pari a 30 gg., considera gli effetti dovuti al ritiro iniziale e alla relativa viscosità del calcestruzzo variabili nel tempo.
- **fase 2.2:** impalcato in esercizio completo con soletta collaborante e carichi permanenti portati, di durata pari a 10000 gg., considera gli effetti dovuti ai carichi applicati, al ritiro a lungo termine e alla relativa viscosità del calcestruzzo variabili nel tempo.
- **fase 3 (fase finale):** impalcato in esercizio per carichi di breve durata, quali quelli mobili, variazioni di temperatura, vento. In questa fase la sezione resistente risulta composta, ovvero acciaio + soletta collaborante, con modulo elastico istantaneo non ridotto.

7.5 METODO DI ANALISI GLOBALE E CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI

Il DM 2008 prevede per le strutture in acciaio e in acciaio calcestruzzo la possibilità di utilizzare i seguenti metodi di analisi globale:

- elastica;
- plastica;
- elasto-plastica.

Tali metodi di analisi sono associati al metodo di valutazione della resistenza delle sezioni trasversali e alle classi di appartenenza delle sezioni come definite al punto 4.2.3.1 del DM 2008. Nel caso in esame si adotta un metodo di analisi globale elastico e si assume che le sezioni ricadano almeno in classe 3 (vedi paragrafo successivo).

Tabella 10 - Metodi di analisi globale e classificazione delle sezioni.

Metodo di analisi globale	Metodo di calcolo della capacità resistente della sezione	Tipo di sezione
(E)	(E)	tutte ^(*)
(E)	(P)	compatte (classi 1 e 2)
(E)	(EP)	tutte ^(*)
(P)	(P)	compatte di classe 1
(EP)	(EP)	tutte ^(*)
(*) per le sezioni di classe 4 la capacità resistente può essere calcolata con riferimento alla sezione efficace.		

La classificazione delle sezioni è definita al punto 4.2.3.1 DM 2008.

Nel caso in esame possono instabilizzarsi:

- le piattabande superiori - in fase di getto, quando non sono ancora rigidamente vincolate alla soletta;
- le piattabande inferiori in zona appoggi in fase di esercizio;
- i pannelli d'anima compresi tra due irrigidimenti longitudinali e soggetti a compressione.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE**3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud****4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia**

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo impalcato in c.a.p. e acciaio-clt

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 13	WBS V0007	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. A	Pag.di Pag. 30 di 72
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

La classificazione delle piattabande superiori e dei pannelli d'anima in fase di getto è in genere indipendente dal reale stato tensionale, essendo l'asse neutro della sezione soggetta a flessione pura univocamente determinato.

Viceversa in fase di esercizio la classificazione dei pannelli d'anima può dipendere dalla distribuzione delle tensioni, essendo la sezione composta soggetta a sollecitazioni di pressoflessione.

Nelle tabelle a seguire si riporta pertanto la classificazione delle piattabande superiori e dei pannelli d'anima per le nervature principali (conci 1, 2 e 3) in fase di getto. Lo schema di riferimento per i pannelli d'anima è rappresentato in figura.

In fase di getto pertanto si assume come resistente la sezione lorda.

In fase di esercizio per i pannelli d'anima, si opera sulla base della seguente procedura:

- si esegue la verifica sulla sezione lorda, senza riduzioni;
- dai valori tensionali si calcolano i valori di ψ .

Poiché le sezioni resistenti vengono verificate per pressoflessione, si calcolano i rapporti C/t limite per la Classe 3 come indicato in Tab. 4.2.I. del DM 2008. Per le sezioni di questa classe, infatti, non vengono operate delle riduzioni; esse possono raggiungere nelle fibre estreme valori pari a f_{yd} . Se il valore limite non è superato, la verifica si conduce in sezione lorda; se, invece, tale valore risulta superato, la verifica della sezione viene condotta per interazioni, considerando l'instabilità locale.

La classificazione dei pannelli d'anima verrà svolta con riferimento allo schema di irrigidimento longitudinale previsto.

Si precisa che nell'analisi dei modelli e nella verifica a taglio, in conformità alla Normativa vengono utilizzate comunque le sezioni lorde anche per le eventuali sezioni di Classe 4.

Si precisa inoltre che, poiché i valori presi a riferimento per i parametri di instabilità delle parti di sezione fanno riferimento a f_{yd} , ai fini della classificazione delle sezioni viene operato un incremento del parametro ϵ secondo quanto indicato in EN 1993-1-1:2005 al punto 5.5.2 (9), per tenere in conto il reale livello tensionale nell'elemento in verifica. In tal modo sezioni altrimenti di Classe 4 possono essere classificabili, ai fini delle verifiche di resistenza, come sezioni di Classe 3 in ragione di un ridotto impegno tensionale.

7.6 METODI DI VERIFICA

7.6.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo delle nervature principali

Le nervature principali sono vincolate lateralmente dalla presenza dei traversi a passo 6000 mm e dalla soletta in corrispondenza delle piattabande compresse. Le sollecitazioni torcenti applicate all'impalcato sono prevalentemente assorbite dal sistema travi-soletta-traversi. Pertanto in accordo a quanto previsto al punto 4.2.4.1.3.2 del DM 2008, non si rendono necessarie verifiche di stabilità globali, flessionale e flessio-torsionale, delle membrature.

L'instabilità locale dei pannelli soggetti a compressione in direzione longitudinale viene considerata attraverso l'impiego di sezioni trasversali efficaci (secondo quanto previsto al paragrafo precedente).

Si svolgono pertanto nel seguito le sole verifiche di resistenza delle nervature, le verifiche per instabilità a taglio dei pannelli d'anima e le verifiche a fatica.

7.6.1.1 Verifiche di resistenza

Le verifiche si svolgono in campo elastico in accordo a quanto previsto al punto 4.2.4.1.2 e 4.3.4.2.1.1 del DM 2008. Le verifiche sono pertanto svolte come verifiche tensionali, nei seguenti punti.

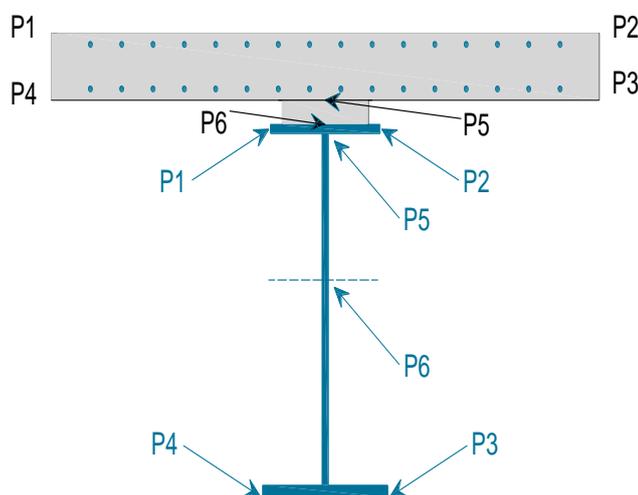


Figura 12 - Punti di verifica

Le tensioni ideali d'anima (P6) sono valutate in corrispondenza del baricentro della sezione lorda d'acciaio.

Per le nervature in acciaio la verifica viene svolta sulla tensione ideale:

$$\sigma_{id}^2 = \sigma_n^2 + 3\tau^2 \leq \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)^2$$

e pertanto, per acciaio S460:

- $\sigma_{id} \leq 438 \text{ MPa}$ per $t \leq 40 \text{ mm}$;
- $\sigma_{id} \leq 409 \text{ MPa}$ per $t > 40 \text{ mm}$.

e, per acciaio S355:

- $\sigma_{id} \leq 338 \text{ MPa}$ per $t \leq 40 \text{ mm}$;
- $\sigma_{id} \leq 319 \text{ MPa}$ per $t > 40 \text{ mm}$.

Per il calcestruzzo della soletta la verifica viene svolta sulla tensione normale minima (verifica a compressione).

- $\sigma_{cd} \leq f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_M = 19.8 \text{ N/mm}^2$

7.6.2 Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

Le verifiche svolte sotto combinazioni di carico di esercizio sono:

- inflessione dell'impalcato nel piano verticale;
- verifica di limitazione delle tensioni in esercizio negli elementi in c.a.;
- verifiche a fessurazione della soletta.

7.6.2.1 Verifica di deformabilità

La verifica allo stato limite di deformazione è stata condotta imponendo dei limiti massimi in relazione alle esigenze del traffico, all'aspetto della struttura, nonché dei vincoli e dei dispositivi di giunto previsti in progetto.

Per le verifiche di deformabilità si è assunto come limite per il rapporto freccia/luce il valore 1/500 in combinazione caratteristica sotto carichi variabili da traffico.

7.6.2.2 Verifica di limitazione delle tensioni di esercizio

La massima tensione di compressione del clt deve rispettare la limitazione:

- $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica;
- $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente.

La massima tensione dell'acciaio deve rispettare la limitazione:

- $\sigma_s < 0.8 f_{yk}$ per combinazione caratteristica.

7.6.2.3 Verifica di fessurazione

Si svolgono le verifiche allo stato limite di apertura delle fessure, verificando che il valore di apertura delle fessure rispetti i valori limite di apertura prescritti dalla normativa, a seconda dell'elemento strutturale da verificare, ovvero delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature ai fenomeni di corrosione.

Per la soletta in calcestruzzo armato, i limiti di apertura delle fessure sono scelti, a partire dalla classe di esposizione del calcestruzzo, considerando condizioni ambientali aggressive e armature poco sensibili ai fenomeni di corrosione. In accordo con la Tabella 4.2.IV del D.M. 14/01/2008, i valori limiti di apertura delle fessure sono:

- $w_1 = 0.2 \text{ mm}$ per combinazione dei carichi quasi permanente;
- $w_2 = 0.3 \text{ mm}$ per combinazione dei carichi frequente.

7.7 RISULTATI IN FASE FINALE

7.7.1 Stato limite ultimo (SLU)

7.7.1.1 Viadotti

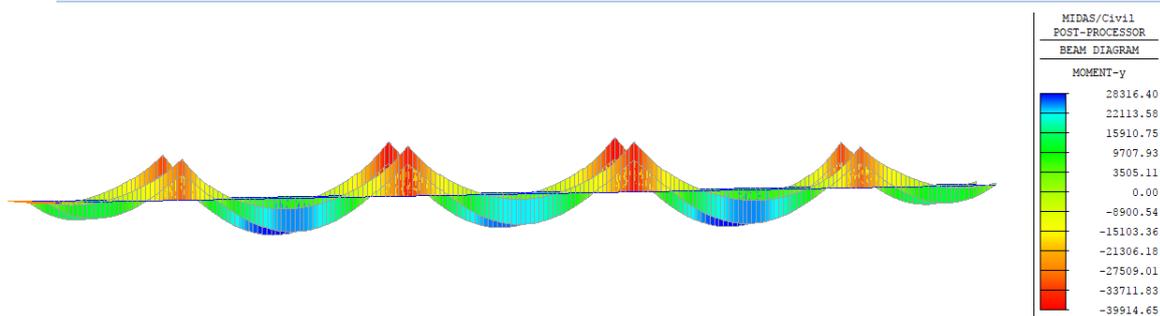


Figura 13 – Involuppo delle combinazioni SLU – Momento flettente M_y

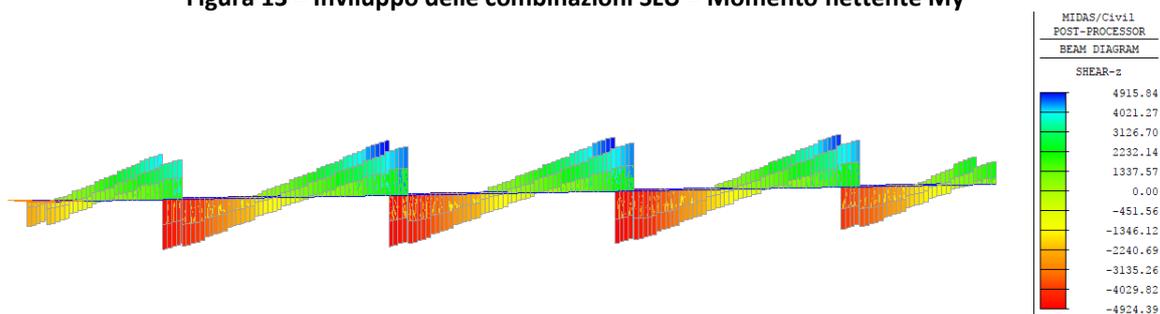


Figura 14 – Involuppo delle combinazioni SLU – Taglio V_z

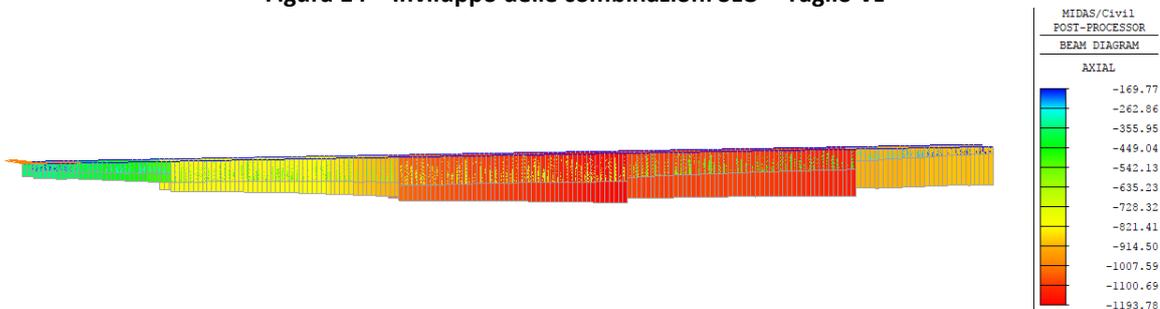


Figura 15 – Involuppo delle combinazioni SLU – Sforzo normale F_x

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo impalcati in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	V0007	REL	01	A	34 di 72

7.7.1.2 Ponti

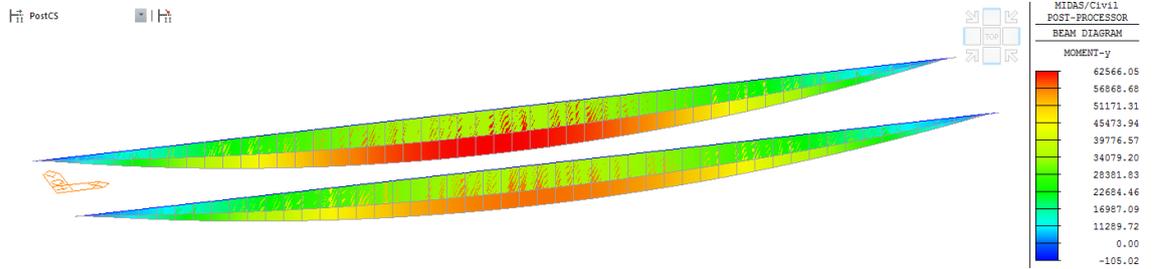


Figura 16 – Involuppo delle combinazioni SLU – Momento flettente M_y

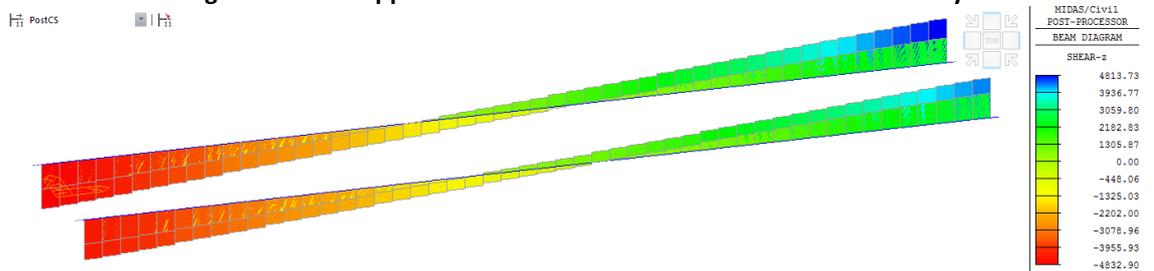


Figura 17 – Involuppo delle combinazioni SLU – Taglio V_z

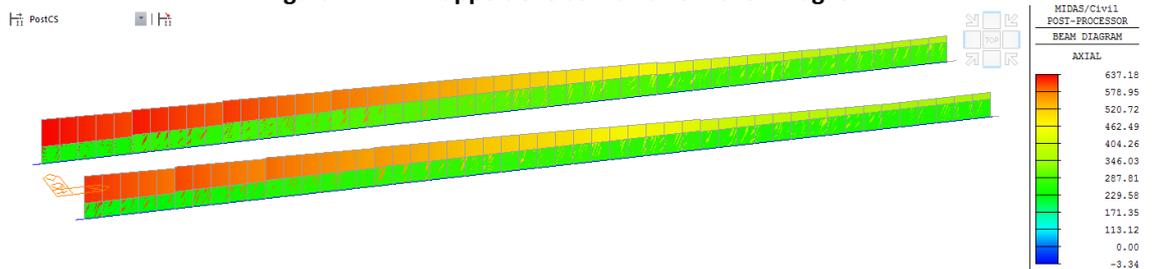


Figura 18 – Involuppo delle combinazioni SLU – Sforzo normale F_x

7.8 VERIFICHE ALLO SLU IN FASE FINALE

7.8.1 Verifiche di resistenza

7.8.1.1 Viadotti

Il calcolo delle tensioni ideali nei singoli elementi viene effettuato considerando i valori di tensione normale nelle piattabande ottenuti direttamente dal programma di calcolo e valutando le tensioni tangenziali da taglio in funzione delle sollecitazioni precedentemente riportate. In particolare, la tensione tangenziale τ_v viene valutato, cautelativamente, come valor medio nelle anime.

$$\tau_v = \frac{V_{Ed}}{t_w \cdot h_w}$$

Nel diagramma a seguire sono riportate le massime e minime tensioni normali nei punti di verifica per la combinazione involuppo agli SLU e per la trave maggiormente sollecitata.

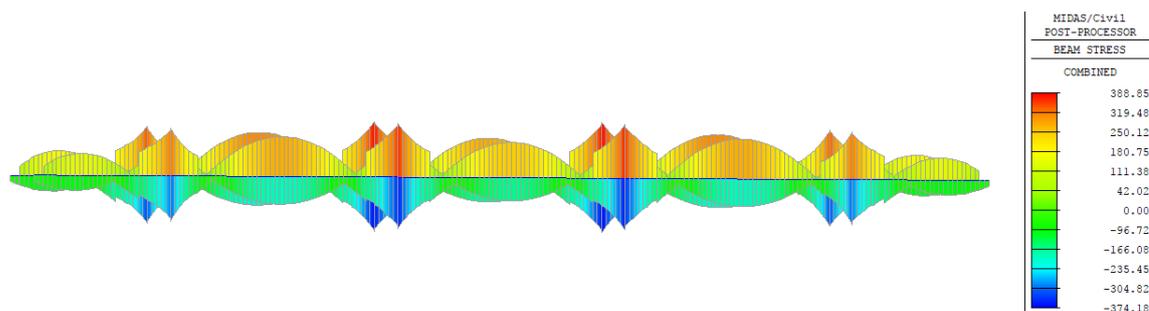


Figura 19 – Tensioni normali massime e minime allo SLU

In corrispondenza degli appoggi, considerando il valore di taglio sollecitante agente, si ottiene una tensione tangenziale media pari a:

$$\tau_v = \frac{V_{Ed}}{t_w \cdot h_w} = \frac{4925 \cdot 10^3}{2700 \cdot 22} = 83 \text{ MPa}$$

Per cui il valore puntuale di tensione ideale massimo che si ottiene lungo l'opera è pari a:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{max}^2 + 3\tau_m^2} = \sqrt{389^2 + 3 \cdot 83^2} = 415 \text{ MPa} < f_{yd}$$

Si evince che la verifica di resistenza delle nervature è ovunque soddisfatta.

7.8.1.2 Ponti

Nel diagramma a seguire sono riportate le massime e minime tensioni normali nei punti di verifica per la combinazione involuppo agli SLU e per la trave maggiormente sollecitata.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo impalcato in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	V0007	REL	01	A	36 di 72

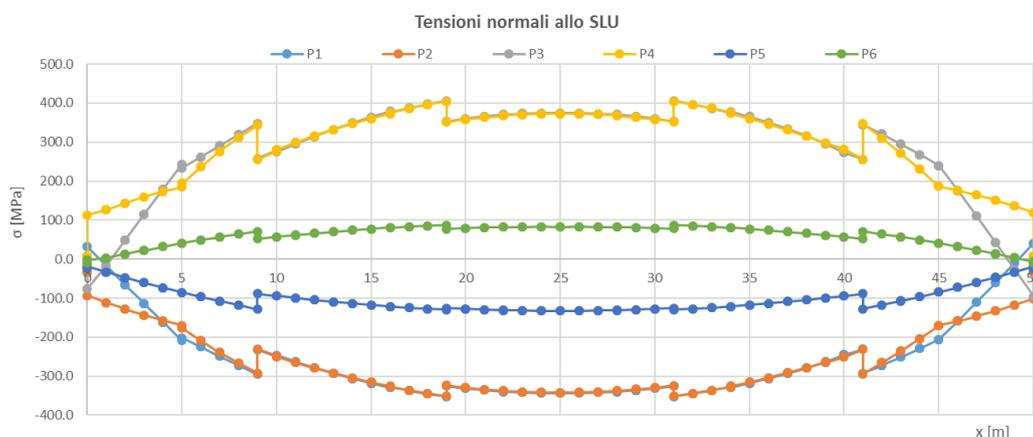


Figura 20 – Tensioni normali allo SLU

Nel diagramma a seguire sono riportate le tensioni tangenziali nei punti di verifica per la combinazione involuppo agli SLU, per taglio massimo e taglio minimo, e per la trave maggiormente sollecitata.

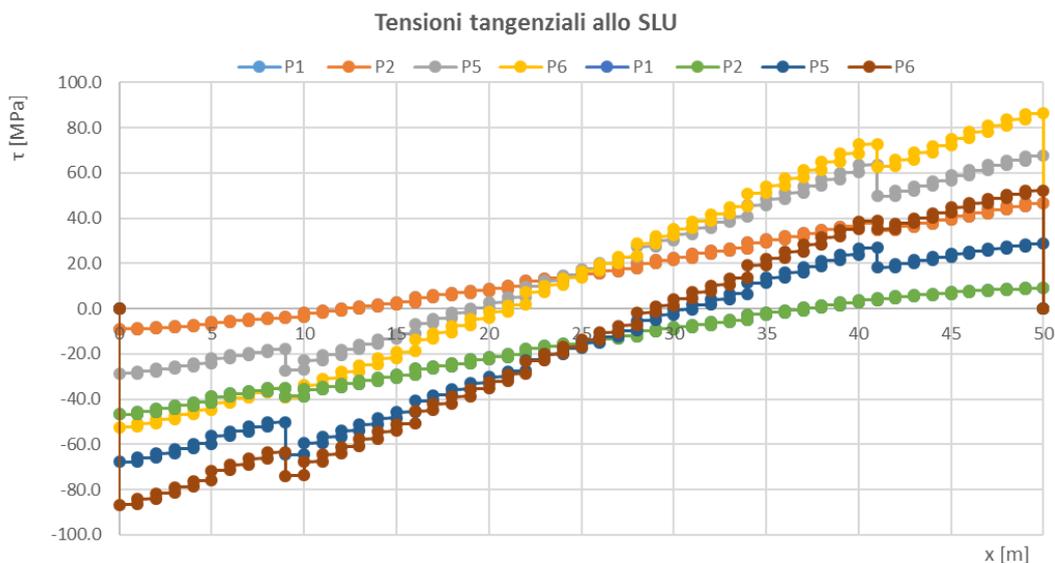


Figura 21 – Tensioni tangenziali allo SLU

Le tensioni normali e tangenziali massime sono quindi combinate per ottenere il valore della tensione ideale nei punti di verifica, dalla quale si evince che la verifica delle nervature è ovunque soddisfatta.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo impalcato in c.a.p. e acciaio-cls

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 13	WBS V0007	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. A	Pag.di Pag. 37 di 72
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

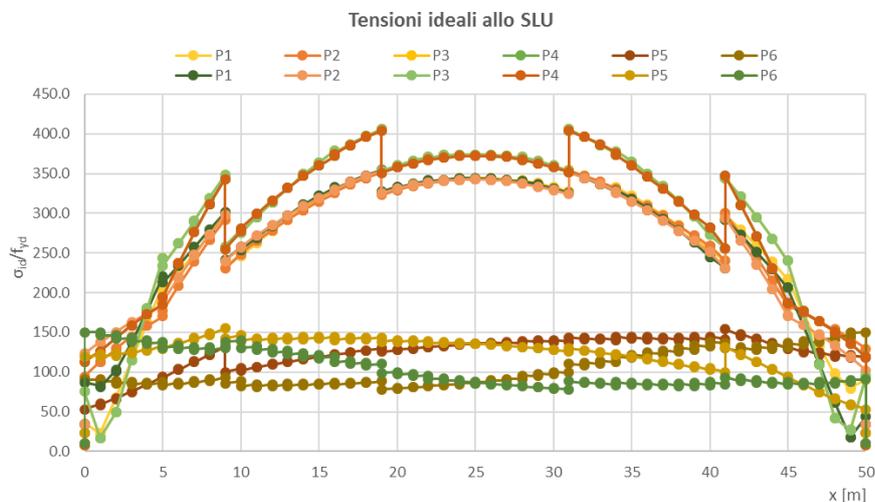


Figura 22 – Tensioni ideali allo SLU

7.9 VERIFICHE ALLO SLE IN FASE FINALE

7.9.1 Verifiche di deformabilità

Si è verificato che le deformazioni di impalcato per effetto dei carichi mobili siano inferiori ad 1/500 della luce di impalcato. Di seguito è riportato l'andamento delle massime deformazioni verticali per effetto del carico mobile viaggiante lungo l'opera.

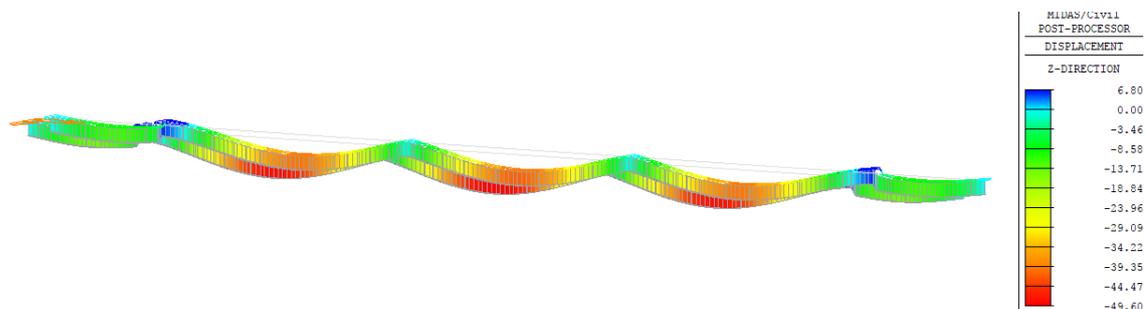


Figura 23 – Spostamenti verticali per effetto dei carichi mobili (viadotti)

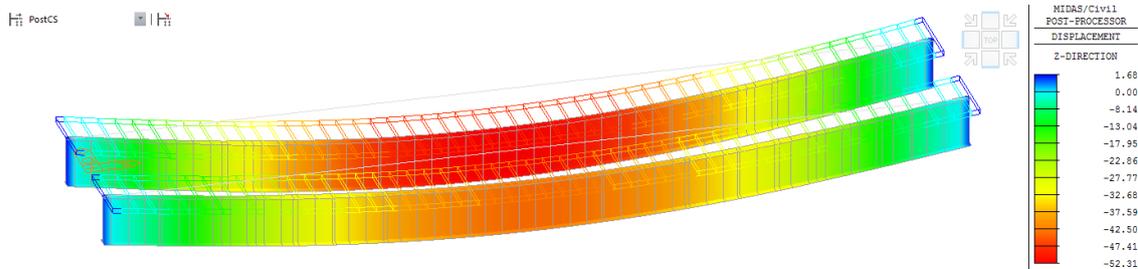


Figura 24 – Spostamenti verticali per effetto dei carichi mobili (ponti)

Per i viadotti, lo spostamento ottenuto è pari a circa 20 mm per la campata di riva da 30 m, 40 mm per la campata da 40 m e 50 mm per la campata da 50 m, inferiore ai limiti rispettivamente pari a 60, 80 e 100 mm.

Per il ponte da 50 m, lo spostamento ottenuto è pari a 55 mm, inferiore al limite di 100 mm.

7.10 VERIFICA DELLA SOLETTA

L'analisi delle sollecitazioni flettenti e taglianti nella direzione trasversale della soletta è stata sviluppata considerando, una striscia di soletta di larghezza pari ad 1 m, schematizzata come trave continua semplicemente appoggiata in corrispondenza delle ali delle travi principali e della trave di spina, secondo lo schema riportato nella figura seguente. Il modello di calcolo è stato realizzato tramite il software di calcolo Midas Civil 2016.

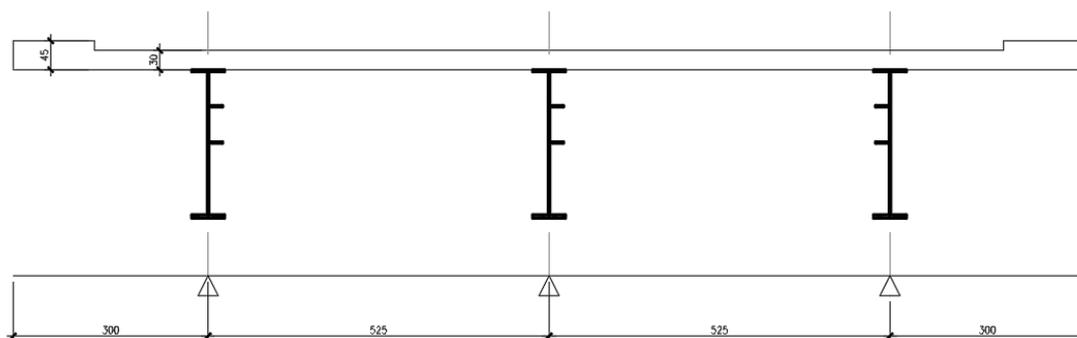


Figura 25 – Schema di calcolo della soletta in direzione trasversale

7.10.1 Carichi applicati

La trave è soggetta ai carichi permanenti (G_1 , G_2) ed ai carichi mobili di tipo concentrato (Q_{1k}) previsti dal D.M. 14/01/2008.

7.10.1.1 Pesì propri e carichi permanenti

Il peso proprio della soletta e dei cordoli è valutato in automatico dal software di calcolo considerando un peso per unità di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m^3 ed assegnando gli opportuni spessori agli elementi monodimensionali (0.30 m per la soletta, 0.45 m per i cordoli).

È stato inoltre applicato il carico distribuito dovuto al peso della pavimentazione pari a 3 kN/m .

7.10.1.2 Carichi stradali

I carichi applicati e la larghezza della striscia di soletta collaborante su cui si considera ripartito l'effetto di tali carichi sono stati definiti con le seguenti modalità. Sono state considerate le azioni Q_{1k} con gli schemi di carico 1 e 2, così come definiti nel punto 5.1.3.3.3 del D.M. 14/01/08. In particolare, delle azioni dello schema 1 sono state considerate solo le quattro forze concentrate posizionate a 2 m di distanza nella direzione trasversale e 1.2 m nella direzione longitudinale.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

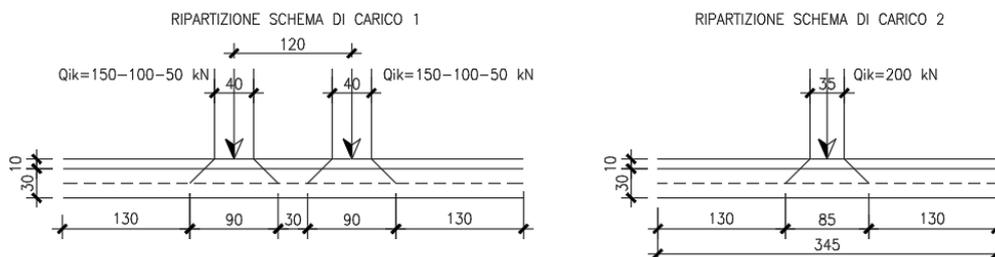
OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo impalcato in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	V0007	REL	01	A	39 di 72

La valutazione della diffusione all'interno della soletta degli effetti dei carichi concentrati è stata sviluppata tenendo conto dello spessore della pavimentazione, dello spessore della soletta e della luce tra gli appoggi nella direzione trasversale.

In direzione trasversale la diffusione del carico attraverso la pavimentazione e la soletta è assunta, a partire dall'impronta dei pneumatici, con inclinazione a 45° fino al piano medio della soletta. Studi sperimentali hanno dimostrato che in direzione longitudinale si può considerare un'ulteriore diffusione degli effetti del carico e pertanto la larghezza della striscia di soletta collaborante è incrementata di un valore al massimo pari ad $L/4$, dove L è l'interasse tra gli appoggi dello schema statico utilizzato (nel caso in esame pari a 5.25 m). La ripartizione avviene quindi secondo gli schemi rappresentati nella seguente figura.

RIPARTIZIONE IN DIREZIONE LONGITUDINALE



RIPARTIZIONE IN DIREZIONE TRASVERSALE

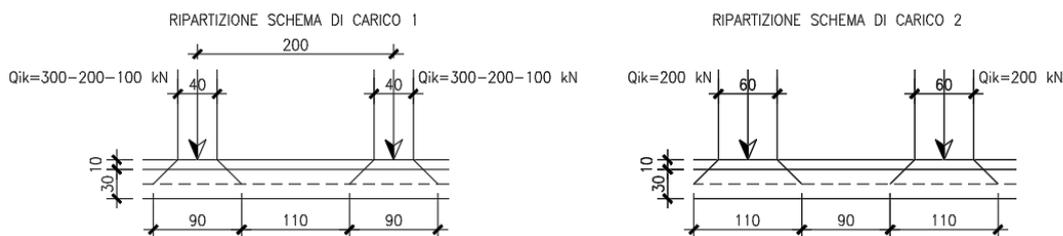


Figura 26 – Diffusione dei carichi stradali in senso longitudinale e trasversale

L'analisi della soletta è stata condotta comunque su uno schema di trave continua di larghezza di 1 m e pertanto i carichi considerati sulla trave continua sono i seguenti:

Schema di carico 1

Il carico Q_{ik} si ripartisce a partire dall'impronta del pneumatico pari a $0.40 \times 0.40 \text{ m}^2$. La diffusione a 45° fino al piano medio della soletta permette di applicare il carico su una superficie pari a $0.90 \times 0.90 \text{ m}^2$. Come detto, si considera un'ulteriore diffusione degli effetti del carico nella direzione longitudinale e pertanto la larghezza della striscia di soletta collaborante è incrementata di un valore massimo di $L/4 = 5.25/4 \approx 1.30 \text{ m}$ da entrambi i lati.

In definitiva tenendo conto dell'interasse di 1.2 m tra i due carichi risulta, nella direzione longitudinale, come evidenziato in figura, una larghezza collaborante di soletta pari a 4.70 m.

I carichi distribuiti corrispondente agli assi dei carichi tandem considerati sono pertanto pari a:

- Corsia 1 $q_1 = 300/(4.70 \times 0.90) = 70.92 \text{ KN/m/m}$;
- Corsia 2 $q_2 = 200/(4.70 \times 0.90) = 47.28 \text{ KN/m/m}$;
- Corsia 3 $q_3 = 100/(4.70 \times 0.90) = 23.64 \text{ KN/m/m}$.

Allo scopo di massimizzare le sollecitazioni nella soletta, l'analisi statica della trave continua è stata condotta considerando tre diverse condizioni di carico.

- 1ª condizione: presenza di una sola colonna di carico (corsia 1);
- 2ª condizione: presenza di due colonne di carico (corsie 1 e 2);
- 3ª condizione: presenza di tre colonne di carico (corsie 1, 2 e 3).

Allo scopo di massimizzare le sollecitazioni nella soletta, l'analisi statica della trave continua è stata condotta considerando le seguenti condizioni di carico viaggianti nel senso trasversale dell'impalcato.

Schema di carico 2

Lo schema di carico 2 delle azioni variabili da traffico è costituito da una coppia di due carichi da 200 KN posti trasversalmente a distanza di 2 m. Ognuno di essi si ripartisce in maniera analoga a quanto visto per lo schema 1, a partire dall'impronta del pneumatico pari a $0.35 \times 0.60 \text{ m}^2$ fino ad un'area pari $3.45 \times 1.10 \text{ m}^2$.

- $q_1 = 200/(3.45 \times 1.10) = 58.0 \text{ KN/m/m}$;

7.10.1.3 Urto di un veicolo in svio

Le azioni di progetto sono state definite secondo le indicazioni del paragrafo 3.6.3.3.2 delle NTC08. Il carico di progetto è costituito da una forza orizzontale di $A_k = 100 \text{ KN}$, applicata alla quota minima fra 1,0 m sopra il piano di marcia e 100 mm sotto la sommità della barriera. Nel caso in esame si assume che la forza agisca ad una distanza $d = 0.90 \text{ m}$ dalla base della barriera.

Questa forza è stata sia applicata nel modello monodimensionale della soletta (considerando una combinazione di carichi eccezionale SLU-E), ma è stata anche utilizzata per eseguire una verifica locale del cordolo per azioni d'urto.

7.10.2 Combinazioni di carico

Sono state considerate le seguenti combinazioni di carico agli SLU e SLE.

Tabella 11 – Combinazioni di carico per la verifica della soletta

COMBINAZIONE	G_1	G_2	Q_k	A_k
SLU	1.35	1.35	1.35	0.00
SLU - E	1.00	1.00	0.00	1.00
SLE-R	1.00	1.00	1.00	0.00
SLE-F	1.00	1.00	0.75	0.00
SLE-QP	1.00	1.00	0.00	0.00

7.10.3 Risultati dell'analisi

Nel presente paragrafo si riportano i diagrammi involuppo di momento flettente e taglio per le diverse combinazioni di carico.

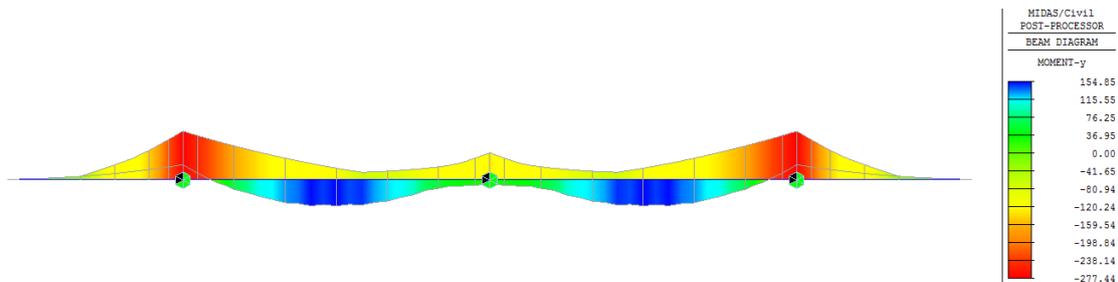


Figura 27 – Involuppo SLU – Momento flettente

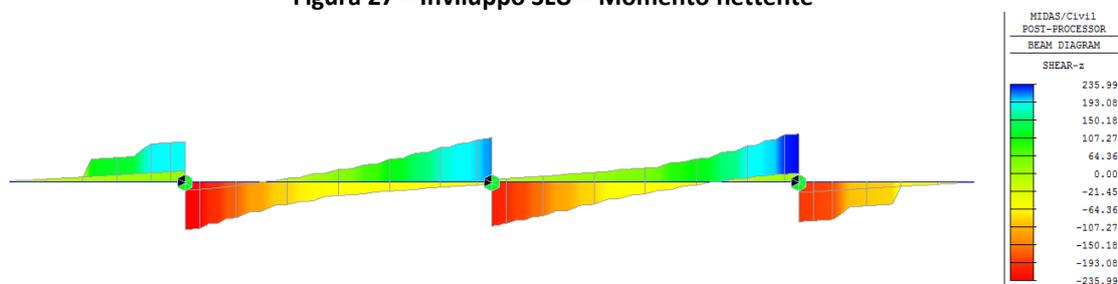


Figura 28 – Involuppo SLU – Taglio

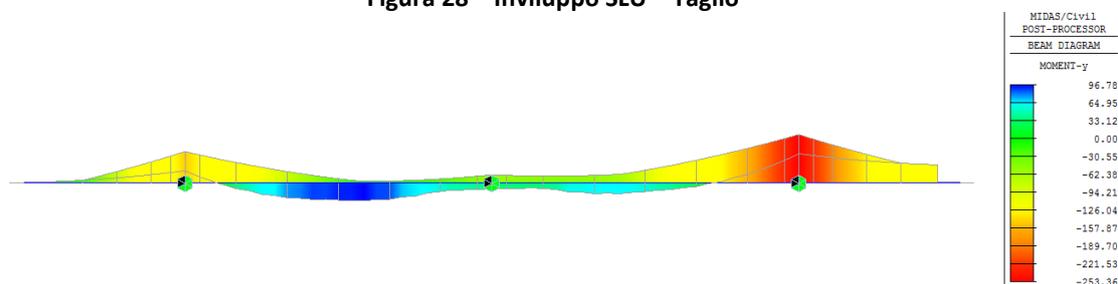


Figura 29 – Involuppo SLU-E – Momento flettente

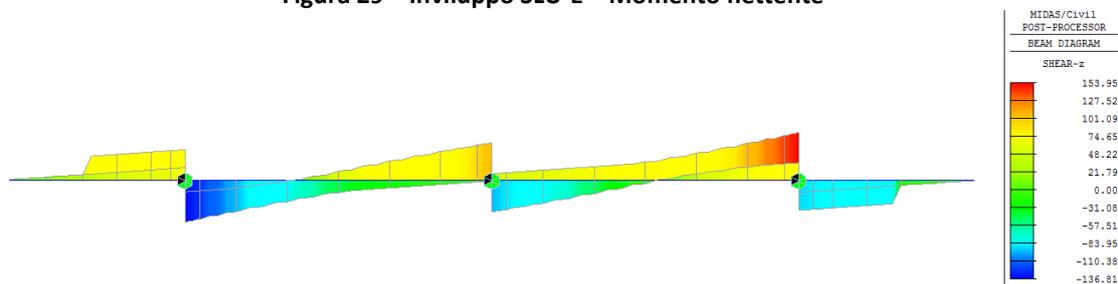


Figura 30 – Involuppo SLU-E – Taglio

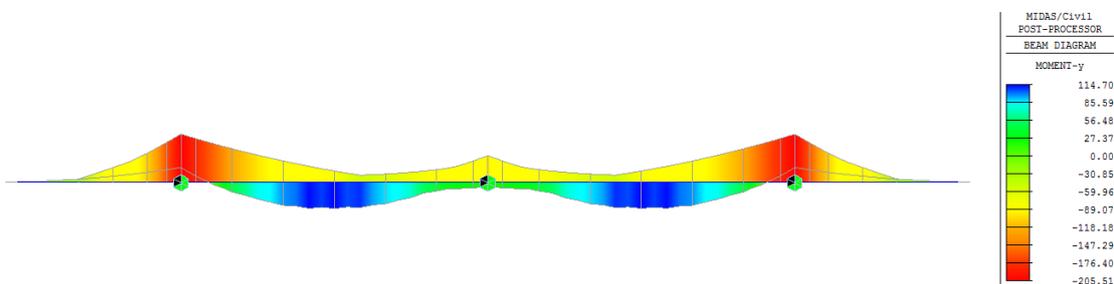
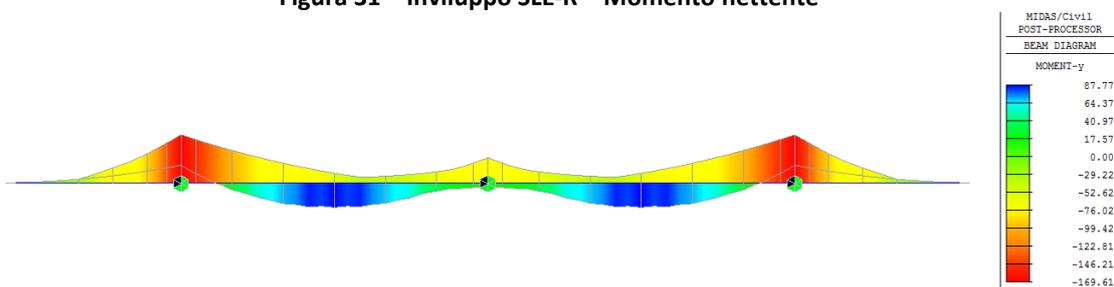

Figura 31 – Involuppo SLE-R – Momento flettente

Figura 32 – Involuppo SLE-F – Momento flettente

Figura 33 – Involuppo SLE-QP – Momento flettente

7.10.4 Verifiche strutturali

7.10.4.1 Verifiche allo SLU

Di seguito sono riportate le verifiche a flessione e taglio allo SLU. Ai fini delle verifiche a taglio si considerano significative quelle zone di soletta che ricadono al di fuori delle zone di appoggio costituite dalle ali superiori delle travi, che per la modellazione assunta sono sedi di concentrazione di sollecitazioni. I valori dei tagli sollecitanti, dunque, sono indicati di seguito.

Combinazione	$M_{max,sup}$ [kNm]	$M_{max,inf}$ [kNm]	V_{max} [kN]
SLU	-277.4	154.9	231.6
SLU-E	-253.4	96.8	144.1

Vista la presenza della predella in calcestruzzo, la verifica a flessione allo SLU viene effettuata considerando le seguenti sezioni resistenti:

- Momento flettente negativo (fibre tese superiori): $B = 1.00$ m, $H = 0.30$ m, $c_{sup} = 3.5$ cm, $c_{inf} = 7$ cm.
- Momento flettente positivo (fibre tese inferiori): $B = 1.00$ m, $H = 0.25$ m, $c_{sup} = 3.5$ cm, $c_{inf} = 2$ cm;

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

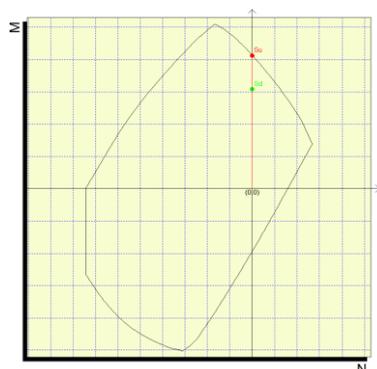
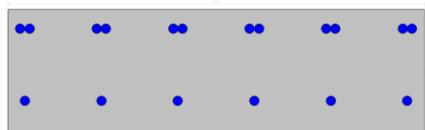
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo impalcato in c.a.p. e acciaio-clt

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 13	WBS V0007	Id.doc. REL	N.prog. 01	Rev. A	Pag.di Pag. 43 di 72
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

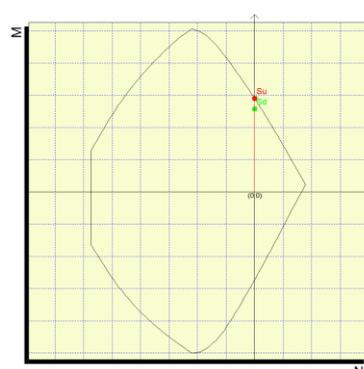
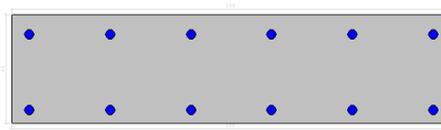
L'armatura considerata al lembo superiore è 2 Φ 22/15 (accoppiati), mentre al lembo inferiore è 1 Φ 22/15



$$M_{Ed} = 277.4 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 371.3 \text{ kNm}$$

$$F.S. = 1.33$$



$$M_{Ed} = 154.9 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 174.2 \text{ kNm}$$

$$F.S. = 1.12$$

La verifica a taglio per elementi non armati a taglio viene condotta come previsto dal D.M. 14/01/2008 p.to 4.1.2.1.3.1. Considerando un taglio sollecitante massimo di 232 kN, la verifica, riportata nella seguente tabella, risulta soddisfatta.

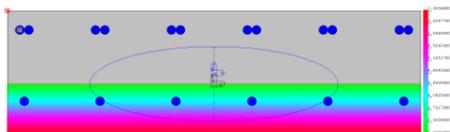
$V_{Ed,max}$ [kN]	b [mm]	h [mm]	c [mm]	d [mm]	k [-]	Armatura tesa	A_l [mm ²]	ρ_l [-]	$N_{Ed,min}$ [kN]	σ_{cp} [MPa]	V_{min} [-]	V_{Rd} [kN]	FS
231.6	1000	300	35	265	1.87	2 Φ 22/15	5094	1.9E-02	0.0	0.000	0.53	241.7	1.04

7.10.4.2 Verifiche allo SLE

Di seguito sono riportate le verifiche agli SLE di limitazione delle tensioni in esercizio e di fessurazione. In accordo con il D.M. 14/01/2008 p.to 4.1.2.2, i limiti di fessurazione assunti sono stati scelti considerando condizioni ambientali aggressive e armature poco sensibili ai fenomeni di corrosione, per cui si utilizza il limite $w_2=0.3\text{mm}$ per le combinazioni frequenti e il limite $w_1=0.2\text{mm}$ per la combinazione quasi permanente.

Combinazione	$M_{max,sup}$ [kNm]	$M_{max,inf}$ [kNm]
SLE-R	-205.5	114.7
SLE-F	-169.6	87.8
SLE-QP	-61.9	10.1

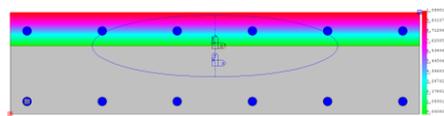
Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	V0007	REL	01	A	44 di 72

Verifica di limitazione delle tensioni in esercizio (SLE-R)


$$M_{Ed} = 205.5 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = -13.6 \text{ MPa} < 0.45 f_{ck}$$

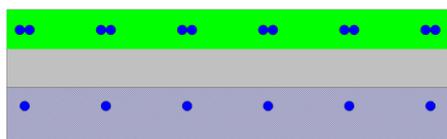
$$\sigma_s = 218.0 \text{ MPa} < 0.8 f_{yk}$$



$$M_{Ed} = 114.7 \text{ kNm}$$

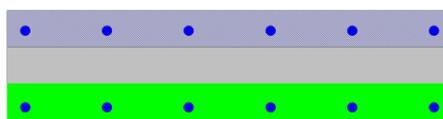
$$\sigma_c = -10.9 \text{ MPa} < 0.6 f_{ck}$$

$$\sigma_s = 269.6 \text{ MPa} < 0.8 f_{yk}$$

Verifica di fessurazione (SLE-F)


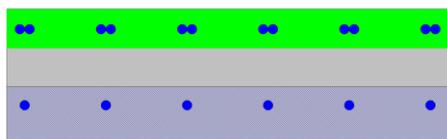
$$M_{Ed} = 169.6 \text{ kNm}$$

$$w_k = 0.086 \text{ mm} < w_2$$



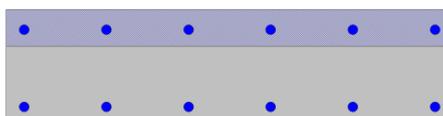
$$M_{Ed} = 87.8 \text{ kNm}$$

$$w_k = 0.168 \text{ mm} < w_2$$

Verifica di fessurazione (SLE-QP)


$$M_{Ed} = 61.9 \text{ kNm}$$

$$w_k = 0.015 \text{ mm} < w_1$$



$$M_{Ed} = 10.1 \text{ kNm}$$

$$w_k = 0.0 \text{ mm}$$

7.10.5 Verifica locale del cordolo per azioni d'urto

In questo paragrafo sono riportati i risultati ottenuti dalle verifiche locali dei cordoli che ospitano le barriere di sicurezza. Le azioni di progetto sono state definite secondo le indicazioni del paragrafo 3.6.3.3.2 delle NTC08. Il carico di progetto è costituito da una forza orizzontale di $F=100 \text{ KN}$, applicata alla quota minima fra 1,0 m sopra il piano di marcia e 100 mm sotto la sommità della barriera.

Nel caso in esame si assume che la forza agisca ad una distanza $d=0.90 \text{ m}$ dalla base della barriera. Lo spessore della soletta è pari ad $s=0.30$, quello del cordolo a 0.45 m per cui l'estradosso del cordolo si trova ad una distanza sopra l'estradosso di soletta pari a $c=0.15 \text{ m}$.

Verifica a tenso-flessione della soletta

Il momento sollecitante a quota piano medio della soletta, che nasce in caso di urto di un veicolo sulla barriera, vale:

- $\Delta M = F \cdot (d + c + 0.5s) = F \cdot 1.20 = 120.0 \text{ kNm}$

Tali sollecitazioni si applicano ipotizzando una diffusione a 45° delle azioni dalla piastra metallica di base della barriera (che si ipotizza larga 40cm) al piano medio della soletta. La larghezza collaborante nel meccanismo di tenso-flessione vale pertanto:

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	V0007	REL	01	A	45 di 72

$$B = 0.4 \text{ m} + 2(c + 0.5s) = 1.0 \text{ m}$$

La variazione di momento calcolata va a sommarsi al momento dovuto ai carichi permanenti, ricavato dal modello di calcolo precedentemente mostrato in corrispondenza dell'attacco del sicurvia. Tale momento vale $M_{perm} = 3.5 \text{ KNm}$. Il momento totale, dunque, vale:

$$M = 120.0 + 3.6 = 123.6 \text{ KNm}$$

Nell'ipotesi in cui la variazione del momento calcolata sia assorbita completamente dalle armature poste al lembo inferiore della soletta, la trazione agente nell'armatura superiore tesa vale:

$$T_d = M / (0.9s) = 457.8 \text{ kN}$$

Tale trazione è equilibrata dalle barre $\Phi 22/15$, disposte in estradosso, che riescono a fornire una trazione resistente pari a:

$$T_r = 380.1 \cdot (1.00 / 0.15) \cdot 391.3 \cdot 10^{-3} = 991.5 \text{ kN} > T_d.$$

Verifica delle staffe disposte all'interno del cordolo

La funzione di tali staffe è duplice:

- Equilibrare l'azione orizzontale F;
- Equilibrare la trazione dei tirafondi della barriera nel meccanismo di pull out.

La forza orizzontale F è equilibrata dalle barre $\Phi 12/15$ che sono sempre presenti all'interno del cono di rottura evidenziato nella seguente figura.

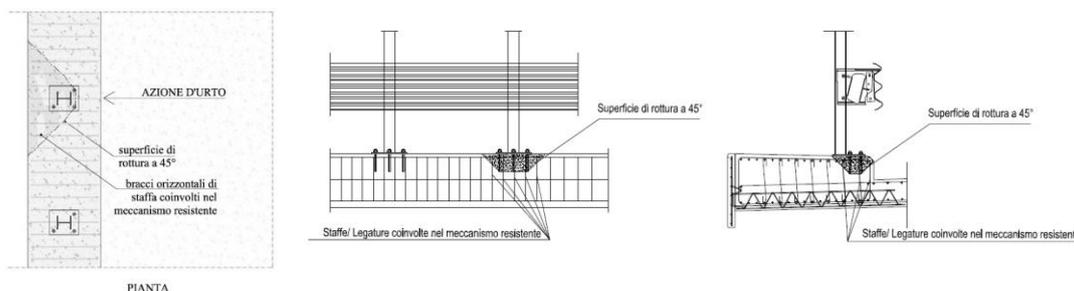


Figura 34 – Meccanismi di rottura locali per azioni d'urto

La trazione T_d dei tirafondi della barriera è equilibrata dai bracci verticali delle staffe e dalle legature di cui alla figura precedente.

Ipotizzando un braccio di leva delle forze interne della piastra di base della barriera pari a 0.22 m e un'altezza della forza d'urto sopra tale piastra di 0.90 m, si stima T_d come:

$$T_d = 0.90 \text{ m} \cdot N / 0.22 \text{ m} = 409 \text{ kN}$$

Avendo disposto le staffe e legature $\Phi 12/15$ ed ipotizzando una lunghezza dei tirafondi di almeno 19 cm (nonché l'interasse tra i due tirafondi tesi di 0.15 m), risulta che i bracci verticali compresi nel cono di rottura sono disposti su 3 filari per un numero complessivo pari a:

$$n = 3 \cdot (2 \cdot 0.15 \text{ m} + 2 \cdot 0.19 \text{ m}) / 15 \text{ cm} = 13.6 \text{ bracci}$$



2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo impalcati in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	V0007	REL	01	A	46 di 72

che corrisponde ad una trazione resistente pari a :

$$T_r = n \cdot 113.1 \cdot f_{yd} \cdot 10^{-3} = 602 \text{ kN} > T_d$$

8. PONTI E VIADOTTI IN C.A.P.

8.1 MODELLO DI CALCOLO STATICO E SISMICO

Nel paragrafo seguente si riportano le verifiche di resistenza dei cassoncini in cap e della soletta Per quanto riguarda i cassoncini si è fatto riferimento ai ponti con luce 23 m tra gli assi appoggi.

8.1.1 Modelli di calcolo

Il comportamento globale dell'impalcato soggetto alle azioni dovute ai carichi permanenti, ai carichi da traffico e al sisma verticale è stato analizzato con un modello telaio "spaziale", rappresentato nella figura seguente, implementato con il codice di calcolo SAP 2000 e costituito dai seguenti elementi:

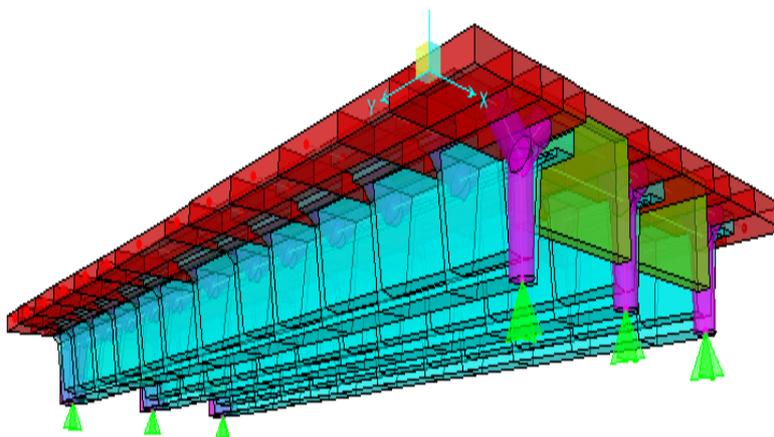


Figura 35 – Vista del modello solido dell'impalcato

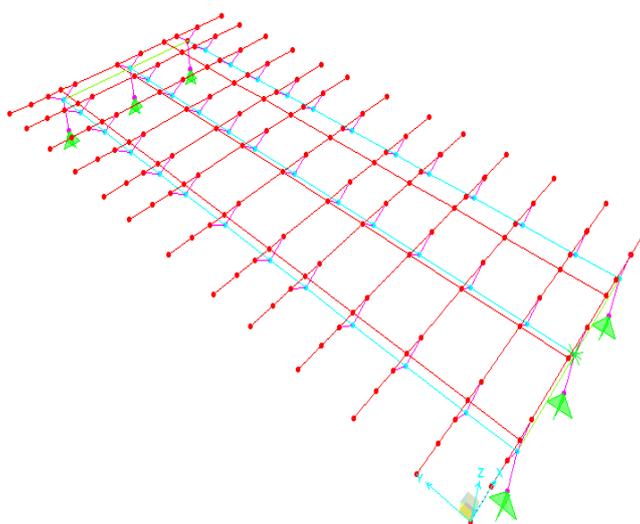


Figura 36 – Vista del modello di calcolo dell'impalcato

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo impalcati in c.a.p. e acciaio-clt

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 13	WBS V0007	Id.doc. REL	N.prog. 01	Rev. A	Pag.di Pag. 48 di 72
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

Il modello è costituito da:

- nella direzione longitudinale sono presenti tre file di elementi trave in corrispondenza dei baricentri delle travi longitudinali costituite da trave prefabbricata più soletta collaborante;
- elementi “trave” trasversali corrispondenti a strisce di soletta di larghezza pari a 2 m ;
- elementi rigidi nel piano trasversale, che schematizzano il collegamento fra travi longitudinali a quota baricentro e strisce trasversali a quota soletta. Tali elementi inclinati consentono di rappresentare l'appoggio della soletta in corrispondenza delle ali delle travi prefabbricate.

I vincoli impediscono gli spostamenti alle estremità.

I risultati per le condizioni di carico permanenti confermano una ripartizione omogenea dei carichi fra le tre travi longitudinali.

Le sollecitazioni flettenti e taglianti prodotte dai carichi mobili sulle travi e nella soletta sono forniti in termini di valori massimi.

A titolo di esempio, si riportano per la trave di estremità, le massime sollecitazioni taglianti e flettenti per effetto dei carichi mobili.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

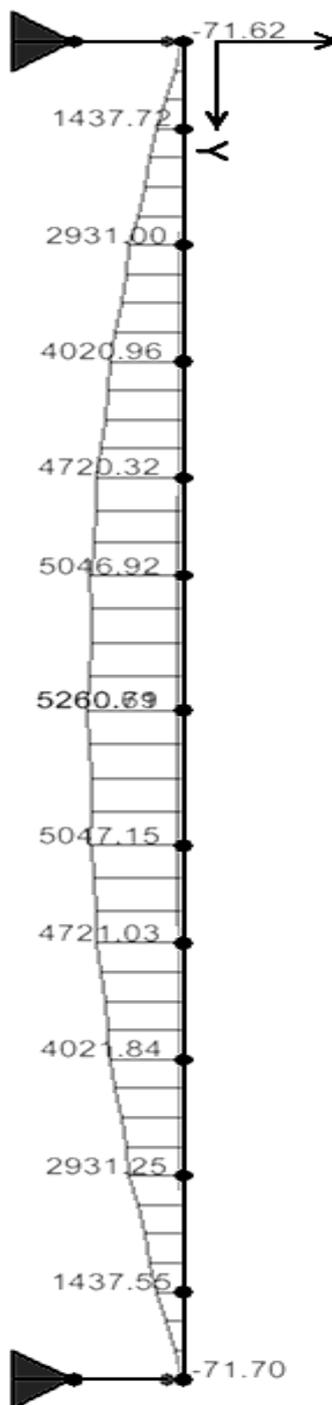
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

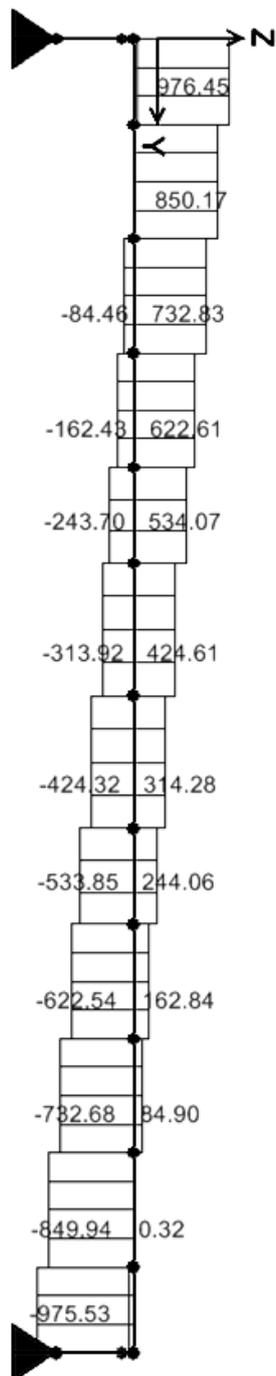
OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo impalcati in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	V0007	REL	01	A	49 di 72

Inviluppo delle sollecitazioni flettenti nel cassoncino di bordo



Inviluppo delle sollecitazioni taglianti nel cassoncino di bordo



Infine, il massimo spostamento verticale delle travi dell'impalcato dovuto ai carichi mobili è risultato pari a circa 1 cm.

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	V0007	REL	01	A	50 di 72

8.1.2 Verifica del cassoncino

La verifica è stata condotta tenendo conto delle fasi costruttive.

Nella fase iniziale di precompressione si considera la sola trave prefabbricata soggetta al peso proprio e allo sforzo massimo di precompressione.

Analogamente, nella fase di getto della soletta si considera la sola trave prefabbricata soggetta al peso ulteriore della soletta ed inoltre, parzialmente alle cadute di tensione dei trefoli.

Nella fase di esercizio, gli incrementi di carico agiscono nella sezione completa, e cioè trave più soletta collaborante, e si considerano esaurite le cadute di tensione.

La sezione resistente nella fase finale comprende lo spessore della soletta, al netto dello spessore delle predalles e omogeneizzando la larghezza della soletta stessa per tenere conto delle diverse caratteristiche del calcestruzzo della soletta e della trave. Il coefficiente riduttivo applicato alla larghezza della soletta è pari al rapporto tra i moduli elastici dei calcestruzzi utilizzati, ovvero: $c = 0.95$. Pertanto la larghezza collaborante della soletta omogeneizzata rispetto al cassoncino prefabbricato è pari a:

$$l_0 = 0.95 \times 3.75 = 3.56 \text{ m.}$$

Di seguito si riporta la sezione della trave in c.a.p. con la distribuzione dei trefoli.

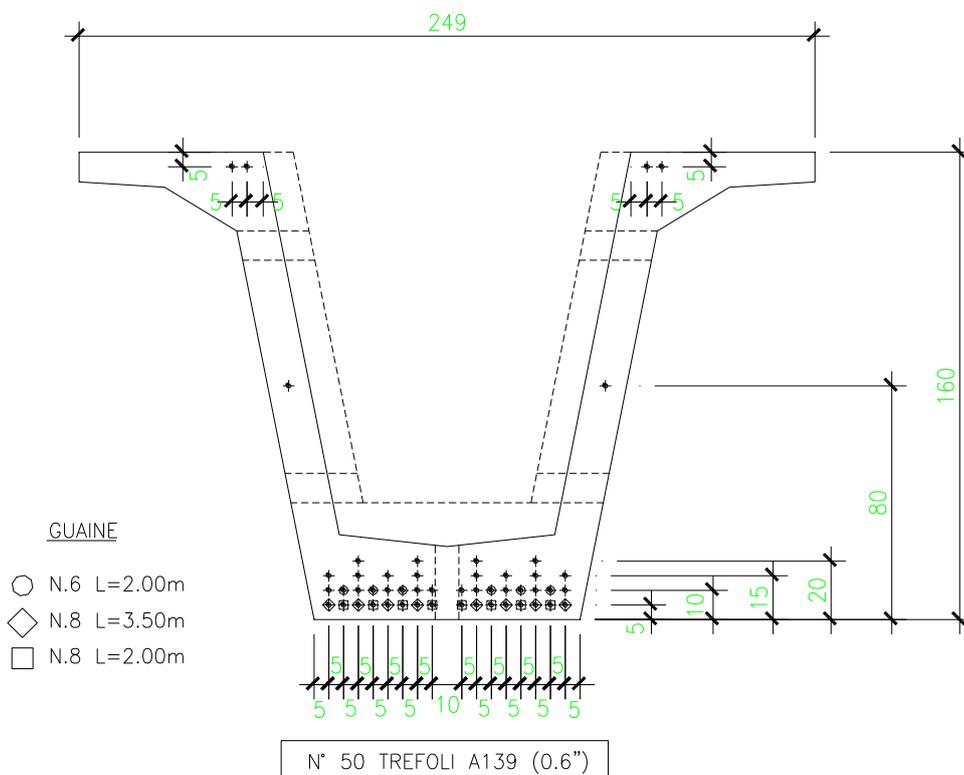


Figura 37 – Sezione trasversale del cassoncino

Lo schema di precompressione è il seguente:

SCHEMA DI PRECOMPRESSIONE

Sezione in mezzeria

Gruppo 1	16 trefoli	area=0.000139	y=0.05
Gruppo 2	16 trefoli	area=0.000139	y=0.10
Gruppo 3	8 trefoli	area=0.000139	y=0.15
Gruppo 4	4 trefoli	area=0.000139	y=0.20
Gruppo 5	2 trefoli	area=0.000139	y=0.80
Gruppo 6	4 trefoli	area=0.000139	y=1.55

Lungo la trave alcuni trefoli sono previsti di tipo con guaina al fine di ridurre la precompressione nelle zone laterali. Lo schema di disposizione dei trefoli 'inguainati' è il seguente:

- dei 16 trefoli del gruppo 1, 8 sono inguainati per 2 m e 8 sono inguainati per 3.5 m ;
- dei 16 trefoli del gruppo 2, 6 sono inguainati per 2 m.

Verifiche agli stati limite di esercizio

Si riportano le verifiche del cassoncino in diverse sezioni, i calcoli delle sollecitazioni sono stati sviluppati con il modello graticcio presentato nei paragrafi precedenti, mentre le verifiche di resistenza sono effettuate con l'ausilio di un apposito codice di calcolo che svolge l'analisi del comportamento dell'elemento strutturale nelle varie fasi.

Si è ipotizzato che l'impalcato venga realizzato con le seguenti fasi e tempi:

Taglio dei trefoli: almeno 7 giorni dopo il getto

Varo della trave e getto della soletta: 180 giorni dopo il getto

Applicazione dei sovraccarichi permanenti: 210 giorni dopo il getto

Esercizio: 220 giorni dopo il getto.

Pertanto, in osservanza al DM 14/9/2005, le cadute di tensione nei cavi sono state valutate considerando:

- 1) le cadute di tensione per il ritiro del calcestruzzo della trave prefabbricata legate ad una deformazione per ritiro pari a 0.3 ‰ calcolata procedendo secondo il punto 11.1.10.6 del DM 14/9/2005 ed utilizzando un'umidità di circa il 60%.
- 2) le cadute di tensione per la viscosità del calcestruzzo della trave prefabbricata legate ad una deformazione per viscosità pari a 2.3 della deformazione elastica, calcolata procedendo secondo il punto 11.1.10.7 del DM 14/9/2005 ed utilizzando la tabella 11.1.VI.
- 3) le cadute di tensione per rilassamento dell'acciaio legate ad una deformazione per rilassamento calcolata procedendo secondo il punto 11.2.3.4 del DM 14/9/2005 e considerando i dati sperimentali dei prodotti omologati per una tensione pari a 0.75 F_{ptk}, secondo cui le cadute di tensione a 120 ore sono pari a 1.8%, quelle a 1000 ore pari a 2.2%, e quelle a 2000 ore pari a 2.5% (ciò ha consentito di utilizzare la formula per il calcolo della caduta di rilassamento a tempo infinito basata sui risultati di prove a lunga durata).

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud
4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo impalcato in c.a.p. e acciaio-clt

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 13	WBS V0007	Id.doc. REL	N.prog. 01	Rev. A	Pag.di Pag. 52 di 72
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

Nel seguito si riportano le sollecitazioni massime e le relative verifiche di resistenza.

Le verifiche agli stati limite di esercizio e alla fessurazione sono state eseguite tenendo conto delle varie fasi realizzative dell'impalcato, ossia:

FASE 1: fase di costruzione del cassone (fase di tiro);

FASE 2: fase di getto della soletta dell'impalcato, a parziali cadute di tensioni avvenute nei trefoli;

FASE 3: condizioni in esercizio a cadute di tensioni avvenute nei trefoli.

Nel seguito si riportano, per le sezioni maggiormente significative, le sollecitazioni per le varie condizioni di carico, e le verifiche di resistenza nelle varie fasi di lavoro. Inoltre sono riportate le caratteristiche geometriche della sezione in c.a.p. in esame e cioè: le aree dei gruppi dei trefoli lungo l'asse verticale e longitudinale (**DATI CAVI**), le coordinate dei vertici della sezione precompressa (**VERTICI SEZIONE PRECOMPRESSA**) e della soletta (**VERTICI SOLETTA**), l'area del cavo risultante e la sua distanza dal bordo inferiore e le caratteristiche inerziali della sezione omogeneizzata nella varie fasi (area, distanza del baricentro dal lembo inferiore, momento di inerzia, moduli di resistenza)

Quindi, nel seguito, vengono riportate le caratteristiche di sollecitazione nella sezione di interesse corrispondenti alle singole condizioni di carico e, successivamente, le caratteristiche di sollecitazione opportunamente combinate secondo lo stato limite in esame. La verifica viene eseguita, per ogni stato limite, utilizzando il massimo valore delle caratteristiche della sollecitazione scelte fra le combinazioni corrispondenti a quello stato limite.

Per quanto riguarda gli stati limite di esercizio e di fessurazione, vengono riportate le verifiche tensionali nelle tre fasi e il coefficiente di sicurezza alla fessurazione.

Per ogni fase vengono fornite le caratteristiche della sollecitazione, gli sforzi di precompressione (**CARATT. DELLA SOLLECITAZIONE E SFORZI DI PRECOMPRESSIONE**), le cadute di tensione nei trefoli per ritiro, viscosità e rilassamento (**CADUTE DI TENSIONE**), le tensioni normali al bordo superiore ed inferiore della trave precompressa, le tensioni normali al bordo superiore ed inferiore della soletta (**VERIFICA A FLESSIONE**) e, per alcune fibre dell'anima della sezione in c.a.p., le tensioni

Il ritiro differenziale della soletta rispetto al cassoncino comporta una sollecitazione di trazione nella soletta ed una sollecitazione di pressoflessione nella sezione composta che viene valutata con il codice di calcolo. Di seguito, si valutano i valori delle tensioni normali agenti nella soletta e nella sezione di calcestruzzo.

Sforzo normale di trazione per impedita contrazione della soletta, è valutato a tempo infinito:

$$N = \varepsilon_r \times A_{soi} \times (E / (1 + \phi(t, t_0))) = 1929 \text{ kN}$$

(il valore di ε_r è pari a 0.2‰ e $\phi(t, t_0) = 2.5$).

Lo sforzo N (compressione) e il corrispondente momento flettente $M = N \times d$, con d distanza fra il baricentro della soletta e il baricentro della sezione composta, vengono applicati alla sezione composta. Tali effetti sono inclusi nelle sollecitazioni per la verifica della trave nella fase 3.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud
4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo impalcato in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	V0007	REL	01	A	53 di 72

DATI DI PROGETTO

Rck trave	= 55 Mpa
Rck soletta	= 45 Mpa
Luce di calcolo	= 23.0 m
Coefficiente di omogenizzazione dell'acciaio	= 6
Cavi di tipo stabilizzato	
Numero di gruppi di cavi	= 8
Tensione al tiro	= 1400 Mpa
Fptk	= 1870 Mpa
Fpt1	= 1670 Mpa
Caduta di tensione per rilassamento a 1000 ore (% di 0.75 Fptk)	= 2.2
Caduta di tensione per rilassamento a 2000 ore (% di 0.75 Fptk)	= 2.5
Peso proprio della trave	= 19.60 kN/m
Peso proprio della soletta	= 28.13 kN/mq

NOTE

Il calcolo delle cadute di tensione viene eseguito nell'ipotesi che il 40% risulta esaurito all'inizio della seconda fase e il 100% già esaurito in condizioni di esercizio.

Nel seguito si fa riferimento ad un sistema di assi cartesiani X, Y, Z, avente come origine l'appoggio di sinistra della trave e l'asse Z parallelo all'asse longitudinale della trave.

SIMBOLOGIA ADOTTATA

Ac = Area del cavo risultante

Dis = Distanza del cavo risultante dal bordo inferiore

Ecc = Distanza del cavo risultante dal baricentro

σ_1 = Tensione al lembo superiore della soletta

σ_2 = Tensione al lembo inferiore della soletta

σ_3 = Tensione al lembo superiore della trave

σ_4 = Tensione al lembo inferiore della trave

Nz = Componente orizzontale dello sforzo di precompressione

Ny = Componente verticale dello sforzo di precompressione

σ_c = Tensione nei cavi

Yf = Distanza della fibra dal bordo inferiore (verifica a taglio) [cm]

σ = Tensione nel calcestruzzo [Mpa]

τ = Tensione tangenziale nel calcestruzzo [Mpa]

σ_π = Tensioni principali nel calcestruzzo [Mpa]

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo impalcato in c.a.p. e acciaio-clt

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 13	WBS V0007	Id.doc. REL	N.prog. 01	Rev. A	Pag.di Pag. 54 di 72
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

Verifica sezione z=11.5 m

Le sollecitazioni nella sezione di riferimento sono le seguenti:

SOLLECITAZIONI SEZIONE (Z= 11.50 m)			
	N	M	T
	kN	kNm	kN
g1+g2+g3		4827	0
Ritiro (ε2)	1929	771	0
Carichi mobili (q1-q2)		5260	425
Vento Ponte Scarico (q5)		14	0
Vento Ponte Carico (q5)		135	0
Sisma Verticale (q6) S.L.D.		1834	0
Sisma Verticale (q6) S.L.U.		3041	0

SOLLECITAZIONI SEZIONE (Z= 11.50 m)			
	N	M max	T max
	kN	kNm	kN
TI	1929	5612	0
TII	1929	10939	425
TIII	1929	10885	425
TIV	1929	10885	425
TV	1929	7433	0

Si riporta di seguito la verifica della sezione in fase di tiro (fase 1), in fase intermedia (fase 2) e in fase di esercizio (fase 3) corrispondente alla combinazione di carico TII.

DATI CAVI

Cavo N	à	y (cm)	Area (cm ²)
Cavo N 1	0.00	5.00	22.40
Cavo N 4	0.00	10.00	22.40
Cavo N 5	0.00	15.00	11.20
Cavo N 6	0.00	20.00	5.60
Cavo N 7	0.00	80.00	2.80
Cavo N 8	0.00	155.00	5.60

GEOMETRIA SEZIONE
VERTICI SEZIONE PRECOMPRESSA

Vertice	X (cm)	Y (cm)
1	45.00	0.00
2	71.00	133.00
3	95.50	148.00

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo impalcato in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	V0007	REL	01	A	55 di 72

4	124.50	150.00
5	124.50	160.00
6	62.20	160.00
7	36.50	30.00
8	0.00	25.00
9	0.00	25.00
10	-36.50	30.00
11	-62.20	160.00
12	-124.50	160.00
13	-124.50	150.00
14	-95.50	148.00
15	-71.00	133.00
16	-45.00	0.00

VERTICI SOLETTA

Vertice	X (cm)	Y (cm)
1	187.50	160.00
2	187.50	190.00
3	-187.50	190.00
4	-187.50	160.00

 Ac = 70.00 cm²

Dis = 24.40 cm

FASE	IeII	-	III
Area	8192 cm ²		18368 cm ²
Inerzia	26795334 cm ⁴		72545064 cm ⁴
Yinf	75 cm		131 cm
Winf	355192 cm ³		555490 cm ³
Wsup	316876 cm ³		2467230 cm ³

**CARATT. DELLA SOLLECITAZIONE
E SFORZI DI PRECOMPRESSIONE**

FASE N.	1	2	3
T (kN)	0	0	425
M (kNm)	1300	1860	7779
N (kN)	0	0	1929
Nz (kN)	9800	8829	7703
NZ (kN)	0	0	0
σc (Mpa)	14000	12614	11005

CADUTE DI TENSIONE

Ritiro	25.2	37.8
Viscosita'	87.5	92.1
Rilassamento	26.0	31.1

CADUTA DI TENSIONE TOTALE= 299.5 Mpa

VERIFICA A FLESSIONE

FASE	1	2	3
σ1	0	0	5.0
σ2	0	0	1.7
σ3	0.3	6.5	10.6
σ4	22.4	14.6	-0.7

VERIFICA A TAGLIO (fase 3)

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo impalcato in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	V0007	REL	01	A	56 di 72

Spessore anima = 28.00 cm

FIERA N.	1	2	3	4	5
Yf =	133.00	107.25	81.50	55.75	30.00
OC =	8.62	6.72	4.83	2.94	1.05
τ =	0.95	0.94	0.88	0.79	0.65
$\sigma\pi$ =	-0.10	-0.12	-0.15	-0.19	-0.31
$\sigma\pi$ =	8.72	6.85	4.99	3.14	1.36

Verifica sezione z=8.10 m

Le sollecitazioni nella sezione di riferimento sono le seguenti:

SOLLECITAZIONI SEZIONE (Z= 8.10m)			
	N	M	T
	kN	kNm	kN
g1+g2+g3		4512	210
Ritiro (ε_2)	1929	771	0
Carichi mobili (q1-q2)		4763	533
Vento Ponte Scarico (q5)		13	1.56
Vento Ponte Carico (q5)		123	15.2
Sisma Verticale (q6) S.L.D.		1715	80
Sisma Verticale (q6) S.L.U.		2843	50

SOLLECITAZIONI SEZIONE (Z= 8.10m)			
	N	M max	T max
	kN	kNm	kN
TI	1929	5296	212
TII	1929	10120	752
TIII	1929	10071	746
TIV	1929	10071	746
TV	1929	6998	290

Si riporta di seguito la verifica della sezione in fase di tiro (fase 1), in fase intermedia(fase 2) e in fase di esercizio(fase 3) corrispondente alla combinazione di carico TII.

DATI CAVI

Cavo N	y (cm)	Area (cm ²)	
Cavo N 1	à 0.00	5.00	22.40
Cavo N 2	à 0.00	10.00	22.40
Cavo N 3	à 0.00	15.00	11.20
Cavo N 4	à 0.00	20.00	5.60
Cavo N 5	à 0.00	80.00	2.80
Cavo N 6	à 0.00	155.00	5.60

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo impalcato in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	V0007	REL	01	A	57 di 72

GEOMETRIA SEZIONE
VERTICI SEZIONE PRECOMPRESSA

Vertice	X (cm)	Y (cm)
1	45.00	0.00
2	71.00	133.00
3	95.50	148.00
4	124.50	150.00
5	124.50	160.00
6	62.20	160.00
7	36.50	30.00
8	0.00	25.00
9	0.00	25.00
10	-36.50	30.00
11	-62.20	160.00
12	-124.50	160.00
13	-124.50	150.00
14	-95.50	148.00
15	-71.00	133.00
16	-45.00	0.00

VERTICI SOLEMITA

Vertice	X (cm)	Y (cm)
1	187.50	160.00
2	187.50	190.00
3	-187.50	190.00
4	-187.50	160.00

 Ac = 70.00 cm²

Dis = 24.40 cm

FASE IeII - III

Area	8192 cm ²	18368 cm ²
Inerzia	26795334 cm ⁴	72545064 cm ⁴
Yinf	75 cm	131 cm
Winf	355192 cm ³	555490 cm ³
Wsup	316876 cm ³	2467230 cm ³

**CARATT. DELLA SOLLECITAZIONE
E SFORZI DI PRECOMPRESSIONE**

FASE N.	1	2	3
T (kN)	67	95	590
M (kNm)	1183	1697	7240
N (kN)	0	0	1929
Nz (Nz)	9800	8823	7670
Ny (kN)	0	0	0
σc (Mpa)	1400	1260	1095

CADUTE DI TENSIONE

Ritiro	25	37
Viscosita'	88	95
Rilassamento	25	31

CADUTA DI TENSIONE TOTALE= 304 Mpa

VERIFICA A FLESSIONE

FASE	1	2	3
σ1	0	0	4.7
σ2	0	0	1.5
σ3	-0.1	5.6	9.5
σ4	22.7	15.3	0.5

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo impalcato in c.a.p. e acciaio-cls

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	V0007	REL	01	A	58 di 72

VERIFICA A TAGLIO (fase 3)

Spessore anima = 28.00 cm

FIBRA N.	1	2	3	4	5
y _f =	133.00	107.25	81.50	55.75	30.00
σ _c =	7.98	6.54	5.09	3.65	2.21
τ =	1.64	1.69	1.64	1.50	1.26
σ _π =	-0.326	-0.413	-0.486	-0.539	-0.574
σ _π =	8.31	6.95	5.58	4.19	2.78

Verifica sezione z=1.00 m

Le sollecitazioni nella sezione di riferimento sono le seguenti:

SOLLECITAZIONI SEZIONE (Z= 1.0m)			
	N	M	T
	kN	kNm	kN
g1+g2+g3		370	806
Ritiro (ε2)	1929	771	0
Carichi mobili (q1-q2)		912	850
Vento Ponte Scarico (q5)		2	4.62
Vento Ponte Carico (q5)		22	22.4
Sisma Verticale (q6) S.L.D.		141	306
Sisma Verticale (q6) S.L.U.		233	193

SOLLECITAZIONI SEZIONE (Z= 1.0m)			
	N	M max	T max
	kN	kNm	kN
TI	1929	1144	811
TII	1929	2067	1669
TIII	1929	2058	1660
TIV	1929	2058	1660
TV	1929	1282	1112

Si riporta di seguito la verifica della sezione in fase di tiro (fase 1), in fase intermedia(fase 2) e in fase di esercizio(fase 3) corrispondente alla combinazione di carico TII.

DATI CAVI

Cavo N	à	y (cm)	Area (cm ²)
Cavo N 1	0.00	5.00	0.10
Cavo N 2	0.00	20.00	5.60
Cavo N 3	0.00	15.00	11.20
Cavo N 4	0.00	10.00	14.00
Cavo N 5	0.00	80.00	2.80
Cavo N 6	à	y (cm)	Area (cm ²)

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo impalcati in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	V0007	REL	01	A	59 di 72

0.00 155.00 5.60

GEOMETRIA SEZIONE

VERTICI SEZIONE PRECOMPRESSA

Vertice	X (cm)	Y (cm)
1	45.00	0.00
2	71.00	133.00
3	95.50	148.00
4	124.50	150.00
5	124.50	160.00
6	52.00	160.00
7	28.00	40.00
8	0.00	40.00
9	0.00	40.00
10	-28.00	40.00
11	-52.00	160.00
12	-124.50	160.00
13	-124.50	150.00
14	-95.50	148.00
15	-71.00	133.00
16	-45.00	0.00

VERTICI SOLETTA

Vertice	X (cm)	Y (cm)
1	187.50	160.00
2	187.50	190.00
3	-187.50	190.00
4	-187.50	160.00

 Ac = 39.30 cm²

Dis = 38.49 cm

FASE	IeII	-	III
Area	11452	cm ²	21628
Inerzia	32049366	cm ⁴	83266768
Yinf	78	cm	124
Winf	409666	cm ³	672798
Wsup	391959	cm ³	2297774

**CARATT. DELLA SOLLECITAZIONE
E SFORZI DI PRECOMPRESSIONE**

FASE N.	1	2	3
T (kN)	206	295	1168
M (kNm)	215	310	1541
N (kN)	0	0	1929
Nz (kN)	5502	5155	4740
Ny (kN)	0	0	0
σc (Mpa)	1400	1311	1140

CADUTE DI TENSIONE

Ritiro	25.2	37.8
Viscosita'	33.3	44.1
Rilassamento	29.5	23.8

CADUTA DI TENSIONE TOTALE= 260.0 Mpa

VERIFICA A FLESSIONE

FASE	1	2	3
------	---	---	---

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo impalcato in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	V0007	REL	01	A	60 di 72

σ_1	0	0	0
σ_2	0	0	-0.6
σ_3	-0.2	0.6	2.1
σ_4	9.6	8.2	6.1

VERIFICA A TAGLIO (fase 3)

Spessore anima =	48.00 cm				
FIBRA N.	1	2	3	4	5
y_f =	133.00	109.75	86.50	63.25	40.00
σ_c =	2.80	3.38	3.96	4.53	5.11
τ =	2.29	2.44	2.43	2.2.5	1.91
σ_m =	-1.28	-1.28	-1.15	-0.93	-0.63
σ_n =	4.09	4.66	5.11	5.46	5.75

Verifica sezione z=0.00 m

Le sollecitazioni nella sezione di riferimento sono le seguenti:

SOLLECITAZIONI SEZIONE (Z= 0.0m)			
	N	M	T
	<i>kN</i>	<i>kNm</i>	<i>kN</i>
g1+g2+g3		0	815
Ritiro (ϵ_2)	1929	771	0
Carichi mobili (q1-q2)		0	975
Vento Ponte Scarico (q5)		0	2.42
Vento Ponte Carico (q5)		0	23.5
Sisma Verticale (q6) S.L.D.		0	310
Sisma Verticale (q6) S.L.U.		0	195

SOLLECITAZIONI SEZIONE (Z= 0.0m)			
	N	M max	T max
	<i>kN</i>	<i>kNm</i>	<i>kN</i>
TI	1929	771	817
TII	1929	771	1804
TIII	1929	771	1795
TIV	1929	771	1795
TV	1929	771	1125

Si riporta di seguito la verifica della sezione in fase di tiro (fase 1), in fase intermedia(fase 2) e in fase di esercizio(fase 3) corrispondente alla combinazione di carico TII.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo impalcati in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	V0007	REL	01	A	61 di 72

DATI CAVI

Cavo N 1	à	y (cm)	Area (cmq)
	0.00	20.00	5.60
Cavo N 2	à	y (cm)	Area (cmq)
	0.00	15.00	11.20
Cavo N 3	à	y (cm)	Area (cmq)
	0.00	10.00	14.00
Cavo N 4	à	y (cm)	Area (cmq)
	0.00	80.00	2.80
Cavo N 5	à	y (cm)	Area (cmq)
	0.00	155.00	5.60

GEOMETRIA SEZIONE

VERTICI SEZIONE PRECOMPRESSA

Vertice	X (cm)	Y (cm)
1	45.00	0.00
2	71.00	133.00
3	95.50	148.00
4	124.50	150.00
5	124.50	160.00
6	52.00	160.00
7	28.00	40.00
8	0.00	40.00
9	0.00	40.00
10	-28.00	40.00
11	-52.00	160.00
12	-124.50	160.00
13	-124.50	150.00
14	-95.50	148.00
15	-71.00	133.00
16	-45.00	0.00

VERTICI SOLETTA

Vertice	X (cm)	Y (cm)
1	187.50	160.00
2	187.50	190.00
3	-187.50	190.00
4	-187.50	160.00

Ac = 39.30 cmq

Dis = 38.49 cm

FASE	IeII -	III
Area	11452 cmq	21628 cm2
Inerzia	32049366 cm4	83266768 cm4
Yinf	78 cm	124 cm
Winf	409666 cm3	672798 cm3
Wsup	391959 cm3	2297774 cm3

CARATT. DELLA SOLLECITAZIONE E SFORZI DI PRECOMPRESSIONE

FASE N.	1	2	3
T (kN)	226	323	1255
M (kNm)	0	0	777

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo impalcato in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	V0007	REL	01	A	62 di 72

N (kN)	0	0	1929
Nz (kN)	5502	5151	4720
Ny (kN)	0	0	0
σ_c (Mpa)	1400	1310	1140

CADUTE DI TENSIONE

Ritiro	25.2	37.8
Viscosita'	34.6	48.6
Rilassamento	29.4	23.4

VERIFICA A FLESSIONE

FASE	1	2	3
σ_1	0	0	-0.5
σ_2	0	0	-0.9
σ_3	-0.8	-0.7	0.5
σ_4	10.1	9.5	8.5

VERIFICA A TAGLIO (fase 3)

Spessore anima = 48.00 cm

FIBRA N.	1	2	3	4	5
Yf =	133.00	109.75	86.50	63.25	40.00
σ_c =	1.81	2.98	4.15	5.31	6.48
τ =	2.47	2.64	2.63	2.44	2.07
σ_{π} =	-1.73	-1.54	-1.27	-0.95	-0.60
σ_{π} =	3.55	4.52	5.42	6.26	7.08

Verifica a fessurazione

Di seguito si riporta la verifica a fessurazione della sezione di mezzeria del cassoncino. Come previsto dal D.M 14 settembre 2005, i sovraccarichi da traffico sono considerati al 50% (vedi tabella CC). Si riporta di seguito il momento flettente in mezzeria per le varie condizioni di carico e le varie combinazioni di carico.

SOLLECITAZIONI SEZIONE (Z= 11.50 m)			
	N	M	T
	<i>kN</i>	<i>kNm</i>	<i>kN</i>
g1+g2+g3		4827	0
Ritiro (ϵ_2)	1929	771	0
Carichi mobili (q1-q2)		5260	425
Vento Ponte Scarico (q5)		14	0
Vento Ponte Carico (q5)		135	0
Sisma Verticale (q6) S.L.D.		1834	0
Sisma Verticale (q6) S.L.U.		3041	0

SOLLECITAZIONI SEZIONE (Z= 11.50 m)			
	N	M max	T max
	<i>kN</i>	<i>kNm</i>	<i>kN</i>
QP	1929	5652	0
FR	1929	8228	213

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo impalcati in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N. prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L073	213	E	13	V0007	REL	01	A	63 di 72

DATI CAVI

Cavo N° 1	à	y (cm)	Area (cmq)
	0.00	5.00	22.40
Cavo N° 4	à	y (cm)	Area (cmq)
	0.00	10.00	22.40
Cavo N° 5	à	y (cm)	Area (cmq)
	0.00	15.00	11.20
Cavo N° 6	à	y (cm)	Area (cmq)
	0.00	20.00	5.60
Cavo N° 7	à	y (cm)	Area (cmq)
	0.00	80.00	2.80
Cavo N° 8	à	y (cm)	Area (cmq)
	0.00	155.00	5.60

GEOMETRIA SEZIONE

VERTICI SEZIONE PRECOMPRESSA

Vertice	X (cm)	Y (cm)
1	45.00	0.00
2	71.00	133.00
3	95.50	148.00
4	124.50	150.00
5	124.50	160.00
6	62.20	160.00
7	36.50	30.00
8	0.00	25.00
9	0.00	25.00
10	-36.50	30.00
11	-62.20	160.00
12	-124.50	160.00
13	-124.50	150.00
14	-95.50	148.00
15	-71.00	133.00
16	-45.00	0.00

VERTICI SOLETTA

Vertice	X (cm)	Y (cm)
1	187.50	160.00
2	187.50	190.00
3	-187.50	190.00
4	-187.50	160.00

Ac = 70.00 cmq

Dis = 24.40 cm

FASE IeII - III

Area	8192 cmq	18368 cm2
Inerzia	26795334 cm4	72545064 cm4
Yinf	75 cm	131 cm
Winf	355192 cm3	555490 cm3
Wsup	316876 cm3	2467230 cm3

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo impalcato in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	V0007	REL	01	A	64 di 72

**CARATT. DELLA SOLLECITAZIONE
E SFORZI DI PRECOMPRESSIONE**

FASE N.	1	2	3
T (kN)	0	0	213
M (kNm)	1300	1860	5068
N (kN)	0	0	1929
Nz (kN)	9800	8829	7703
Ny (kN)	0	0	0
σc (Mpa)	1400	1261	1100

CADUTE DI TENSIONE

Ritiro	25.2	37.8
Viscosita'	87.5	92.1
Rilassamento	26.0	31.1

CADUTA DI TENSIONE TOTALE= 299.5 Mpa
VERIFICA A FLESSIONE

FASE	1	2	3
σ1	0	0	3,0
σ2	0	0	1,7
σ3	0.3	6.5	9,5
σ4	22,4	14,6	3,7

$$M_{fess}/M_{max} = 1.47$$

Verifiche agli stati limite ultimi
Verifica a flessione

La verifica a rottura del cassoncino è stata eseguita in corrispondenza della sezione di mezzzeria.

Si riportano di seguito le sollecitazioni per le varie condizioni e per le varie combinazioni di carico.

SOLLECITAZIONI SEZIONE (Z= 11.50 m)		
	M	T
	<i>kNm</i>	<i>kN</i>
g1+g2+g3	4827	0
Carichi mobili (q1-q2)	5260	425
Vento Ponte Scarico (q5)	14	0
Vento Ponte Carico (q5)	135	0
Sisma Verticale (q6) S.L.D.	1834	0
Sisma Verticale (q6) S.L.U.	3041	0

SOLLECITAZIONI SEZIONE (Z= 11.50 m)		
	M max	T max
	<i>kNm</i>	<i>kN</i>
U1	6779	0
UII	14769	638
UII	14688	638

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

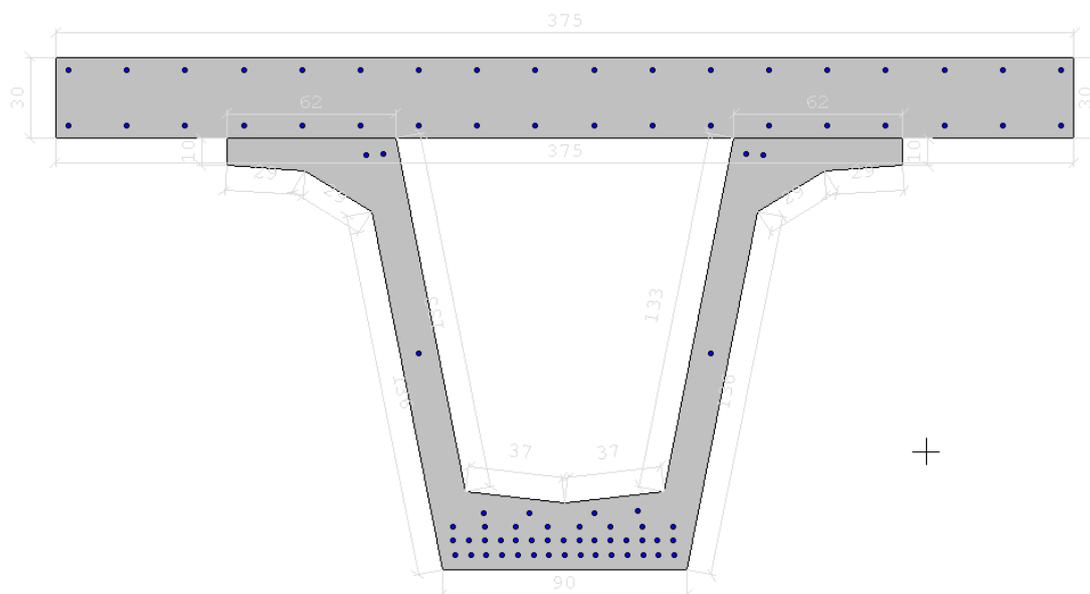
4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo impalcati in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	V0007	REL	01	A	65 di 72

UIV	14688	638
Sisma (SLU)	7868	0

Si riporta di seguito lo schema della sezione verificata:



Come specificato nel paragrafo relativo alle verifiche di resistenza, la deformazione ultima dell'acciaio armonico è pari a 0.9x35‰. A tale deformazione va sottratta la deformazione dei trefoli per effetto della precompressione, che vale

$$\varepsilon_{\text{prec.}} = 1400/210000 = 6\text{‰}$$

L'incremento massimo di deformazione nell'acciaio dei trefoli, in condizioni ultime, è pertanto pari a $\varepsilon = 0.9 \times 0.035 - 0.006 = 25\text{‰}$. Nel calcolo del momento ultimo si è tenuto conto di tale limite.

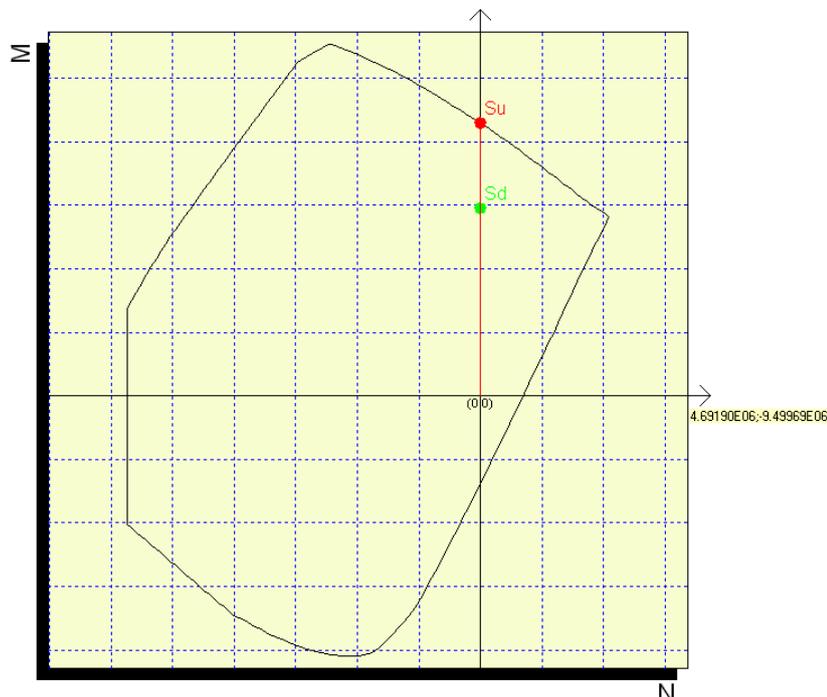
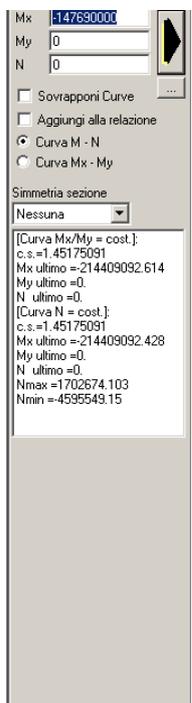
2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo impalcati in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	21B	E	13	V0007	REL	01	A	66 di 72



Il coefficiente di sicurezza a rottura è pari a 1.45.

Verifica a taglio

Le sollecitazioni agenti nella sezione di appoggio del cassoncino sono:

SOLLECITAZIONI SEZIONE (Z= 0.0m)			
	N	M	T
	kN	kNm	kN
g1+g2+g3		0	815
Ritiro (ϵ_2)	1929	771	0
Carichi mobili (q1-q2)		0	975
Vento Ponte Scarico (q5)		0	2.42
Vento Ponte Carico (q5)		0	23.5
Sisma Verticale (q6) S.L.D.		0	310
Sisma Verticale (q6) S.L.U.		0	195

SOLLECITAZIONI SEZIONE (Z= 0.0m)			
	N	M max	T max
	kN	kNm	kN
U1	2315	926	1145
UII	2315	926	2625
UII	2315	926	2611
UIV	2315	926	2611
Sisma (SLU)	2315	771	1010

La verifica a taglio, allo stato limite ultimo è stata eseguita secondo quanto previsto dalla norma UNI EN 1992-2005, ossia secondo le seguenti espressioni:

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 13	WBS V0007	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. A	Pag.di Pag. 67 di 72
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

$bw = 48$ cm (larghezza della biella compressa)

$z = 135$ cm (braccio della coppia interna)

$Asw = 4\phi 14$ (staffe)

$s = 10$ cm (passo delle staffe)

$\theta = 45^\circ$ (angolo tra la biella compressa e l'asse del cassoncino))

Si ottiene quindi un valore di taglio ultimo a rottura pari a :

$V_{rds} = 3294$ KN.

Per cui il coefficiente di sicurezza pari a circa 1.25

Si riporta inoltre la verifica dell'armatura longitudinale aggiuntiva disposta in corrispondenza dell'appoggio e destinata ad assorbire lo sforzo di trazione pari al taglio sull'appoggio.

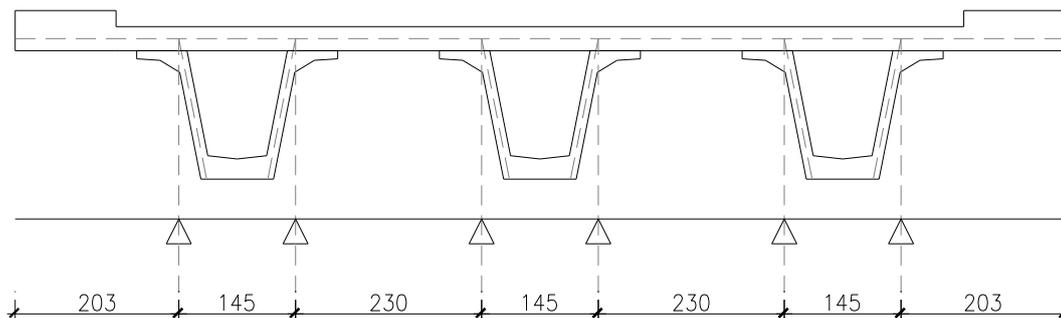
L'armatura ordinaria all'intadosso della trave è pari a:

$A_f = T/f_{yd} = 2625/39 = 66$ cmq

In aggiunta ai trefoli presenti nella zona di testata è prevista un'armatura longitudinale pari a $10\phi 24$.

8.1.3 Verifica della soletta

L'analisi delle sollecitazioni flettenti e taglianti nella direzione trasversale della soletta, è stata sviluppata considerando una striscia di soletta di larghezza opportunamente valutata, schematizzata come trave continua semplicemente appoggiata in corrispondenza delle ali delle travi a "cassoncino", in c.a.p. o in acciaio secondo gli schemi riportati nella figura seguente.



La trave è soggetta ai carichi permanenti ed ai carichi mobili di tipo concentrato (q_{ik}) previsti dal D.M. 14/01/2008.

Il numero di carichi e l'effetto della loro posizione nella direzione trasversale è stato analizzato con l'opzione "linee di influenza" del codice di calcolo SAP 2000 valutando i valori massimi e minimi delle sollecitazioni flettenti e taglianti.

I carichi applicati e la larghezza della striscia di soletta collaborante su cui si considera ripartito l'effetto di tali carichi sono stati definiti con le seguenti modalità:

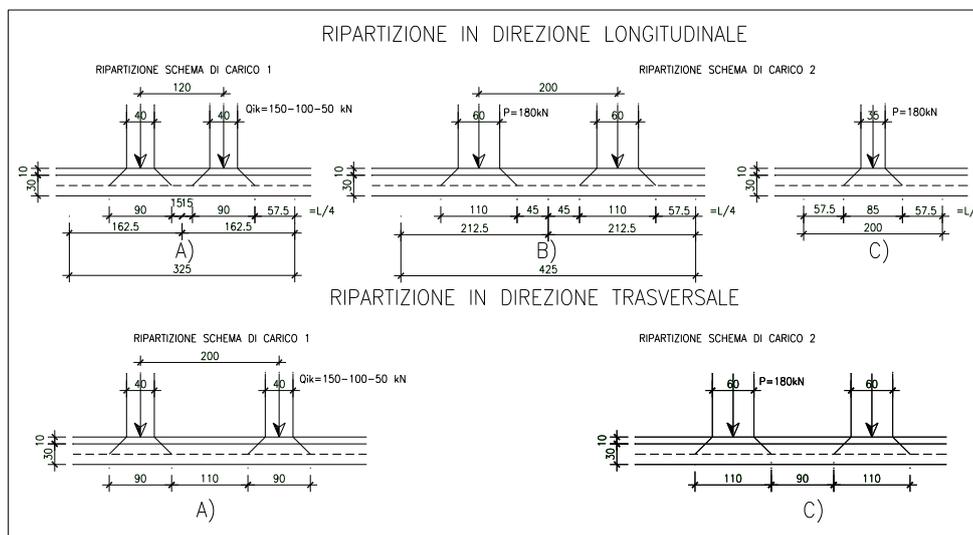
2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo impalcati in c.a.p. e acciaio-cls

Opera L073	Tratto 21B	Settore E	CEE 13	WBS V0007	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. A	Pag.di Pag. 68 di 72
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------



La valutazione della diffusione all'interno della soletta degli effetti dei carichi concentrati è stata sviluppata tenendo conto dello spessore della pavimentazione, dello spessore della soletta e della luce tra gli appoggi nella direzione trasversale.

Allo scopo di massimizzare le sollecitazioni nella soletta, l'analisi statica della trave continua è stata condotta considerando le seguenti condizioni di carico viaggianti nel senso trasversale dell'impalcato.

Per i carichi mobili q_1 , la diffusione del carico attraverso la pavimentazione e la soletta è assunta con inclinazione a 45° fino al piano medio della soletta.

Pertanto per il carico q_1 (schema di carico 1) la forza di 150 kN si ripartisce su un'area di 90 x 90 cm. Si considera inoltre un'ulteriore diffusione degli effetti del carico nella direzione trasversale e pertanto la larghezza della striscia di soletta collaborante è incrementata di un valore massimo di $\frac{L}{4} = 57.5$ cm da entrambi i lati.

In definitiva tenendo conto dell'interasse di 120 cm tra i due carichi risulta, nella direzione longitudinale, come evidenziato in figura, una larghezza collaborante di soletta pari a 164 cm.

Per lo schema di carico 2 l'area di impronta a quota asse soletta è pari a 110 x 85 cm e la larghezza collaborante è pari a 212.5 o 200 cm a seconda della posizione della disposizione longitudinale e trasversale della coppia di 180 kN.

L'analisi della soletta è stata condotta comunque su uno schema di trave continua di larghezza di 1 m e pertanto i carichi considerati sulla trave continua sono i seguenti:

Schema di carico n° 1

Il carico distribuito corrispondente alla singola forza di 150 kN è assunta pari a:

$$q = \frac{150}{(1.62.5 \times 0.9)} \text{ kN/m}$$

1ª condizione: 2 carichi distribuiti con $q = \frac{150}{(1.62.5 \times 0.9)} \text{ kN/m/ml}$ con distanza fra le loro

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud
4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo impalcato in c.a.p. e acciaio-clt

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 13	WBS V0007	Id.doc. REL	N.prog. 01	Rev. A	Pag.di Pag. 69 di 72
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

risultanti pari a 2 m

2^a condizione: 2 carichi distribuiti con $q = \frac{150}{(1.62.5 \times 0.9)}$ kN/m/ml con distanza fra le

risultanti pari a 2 m accoppiate con ulteriori 2 carichi distribuiti con $q = \frac{100}{(1.62.5 \times 0.9)}$ kN/m/ml a distanza di 3 m dalla coppia precedente.

Quest'ultima coppia di carichi schematizza la presenza della seconda colonna di carico.

3^a condizione: alla precedente condizione vengono aggiunti 2 ulteriori carichi distribuiti con

$q = \frac{50}{(1.62.5 \times 0.9)}$ kN/m/ml che schematizzano la presenza della terza

colonna di carico.

A tali condizioni di carico è stata aggiunta la condizione che considera la presenza della sola prima e terza colonna di carico.

Schema di carico n° 2

Il carico q è stato incrementato del coefficiente dinamico

$$\phi = 1.4 \quad (L_{\text{appoggi}} < 10 \text{ m})$$

Schema di carico n° 2

Infine è stato considerato lo schema di carico n° 2 delle azioni variabili da traffico. Tale condizione è costituita da una coppia di due carichi da 180 KN posti a distanza di 2 m. Ognuno di essi si ripartisce su un'area di impronta di lati 212.5 cm x 85 cm se la coppia di carico è posta nella direzione longitudinale (parallela all'asse longitudinale dell'impalcato) (figg. LB e LC), altrimenti se la coppia viaggia in senso trasversale su un'area di 200x110 cm (200 cm nella direzione longitudinale e 110 nella direzione trasversale) così come indicato nelle Figg. TA e TC.

L'analisi è stata condotta, anche in questo caso, su una striscia di calcestruzzo di 1 m di larghezza su cui sono stati applicati due carichi viaggianti nella direzione trasversale dell'impalcato separatamente e cioè:

1 un unico carico distribuito di larghezza trasversale pari a 0.85 m e $q = \frac{180}{(212.5 \times 0.85)}$ kN/m/ml che schematizza la coppia di carico posta nella direzione longitudinale;

2 due carichi distribuiti di larghezza trasversale pari a 110 cm e $q = \frac{180}{(212.5 \times 1.10)}$ kN/m/ml posti a una distanza di 2 m fra le risultanti che schematizza la coppia di carico posta nella direzione trasversale.

RISULTATI

Sono state considerate le condizioni di carico precedentemente indicate allo scopo di ottenere le



2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo impalcato in c.a.p. e acciaio-clt

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 13	WBS V0007	Id.doc. REL	N.prog. 01	Rev. A	Pag.di Pag. 70 di 72
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

massime sollecitazioni.

I dati del modello ed i risultati in termini di spostamenti e sollecitazioni sono forniti nei files allegati alla presente.

Si riportano di seguito le massime sollecitazioni taglianti e flettenti agenti nella soletta per le verifiche allo stato limite ultimo.

Inviluppo del momento flettente per le verifiche allo stato limite ultimo **Inviluppo del taglio per le verifiche allo stato limite ultimo**

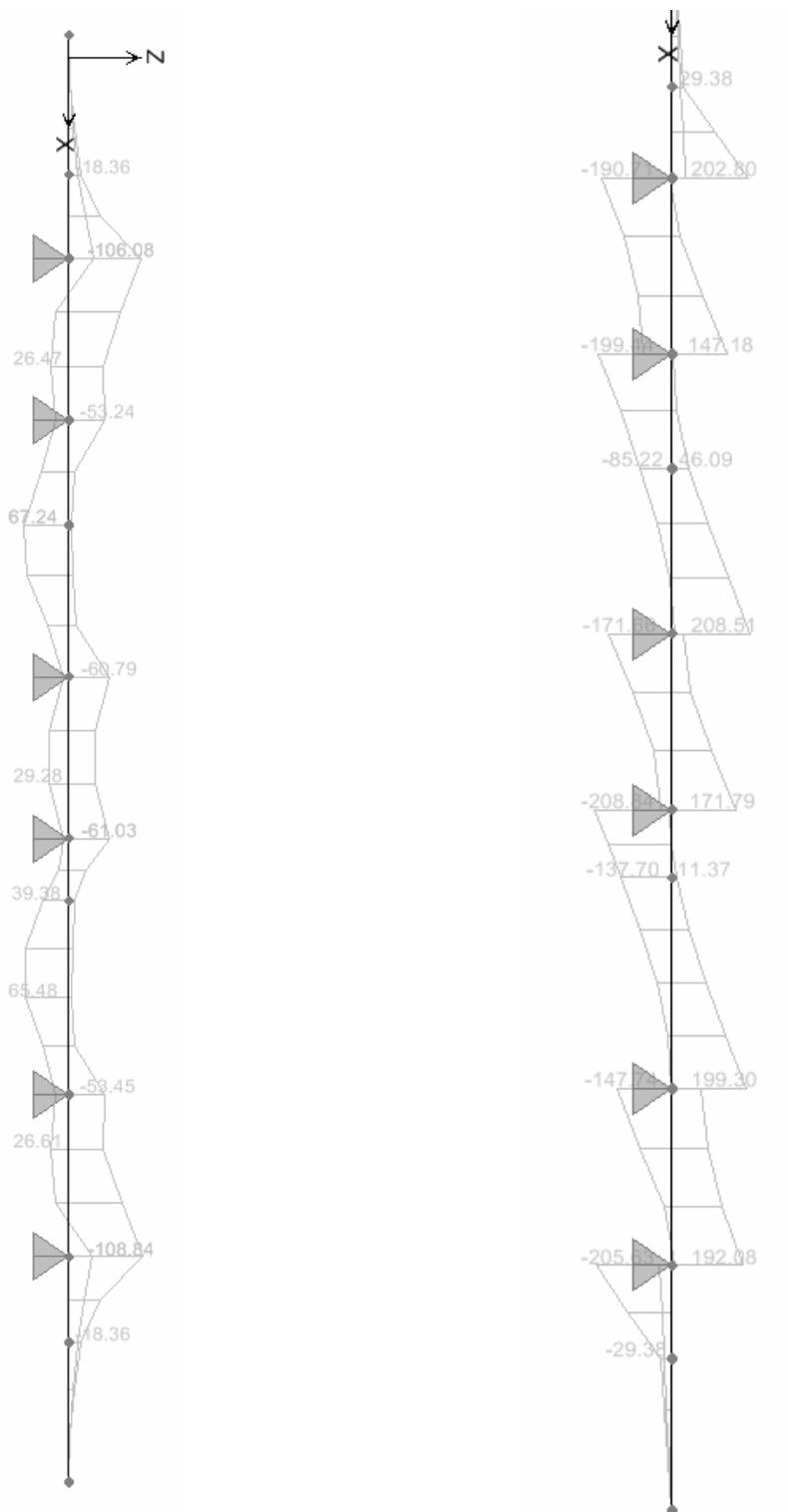
2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo impalcati in c.a.p. e acciaio-clt

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	V0007	REL	01	A	71 di 72



La soletta è stata verificata con riferimento alle massime sollecitazioni scaturite dai due modelli di calcolo precedentemente descritti. Si ricorda che le sollecitazioni, riportate nel paragrafo 5.3, relative

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI – Relazione tecnica e di calcolo impalcato in c.a.p. e acciaio-cls

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	13	V0007	REL	01	A	72 di 72

al modello di trave continua si riferiscono ad una striscia di soletta larga 1m, mentre quelle relative al modello globale si riferiscono ad una striscia di soletta larga 3.25 m.

Nel seguito si riportano le sollecitazioni e le relative verifiche per lo stato limite di esercizio, per lo stato limite di fessurazione e per lo stato limite ultimo.

Si evidenzia che l'armatura longitudinale risulta determinante per la verifica a taglio ultimo.

Le caratteristiche della sezione sono:

B= 100 cm

H= 30 cm

Af = 1φ22/10

A'f = 1φ22/20

Verifica S.L.E.

Mmax= 77kNm (modello globale)

σc= 5.9Mpa

σf= 102Mpa

Verifica S.L.F.

Mmax= 57kNm (modello globale)

Wk= 0.07mm

Verifica S.L.U. (modello globale)

Mmax= 108kNm

Tmax =208 kN

Mu= 299kNm

Tu= 219kN

Il taglio ultimo è stato valutato in assenza di staffe assumendo:

b_w= 100 cm;

d= 26cm;