



PROVINCIA DI CHIETI

PROGETTO DEFINITIVO

ADEGUAMENTO DELLE S.S. 81-84
TRATTO GUARDIAGRELE-EST
INNESTO S.S. 652 "VAL DI SANGRO"

LOTTO I

RESPONSABILE PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Fabrizio Besozzi
Iscritto Albo Ingegneri Provincia di Roma n° 15126

I PROGETTISTI:

Dott. Ing. Fabrizio Besozzi
Iscritto Albo Ingegneri Provincia di Roma n° 15126

Prof. Dott. Ing. Marco Petrangeli
Iscritto Albo Ingegneri Provincia di Roma n° 18744

Dott. Ing. Giovanni Zallocco
Iscritto Albo Ingegneri Provincia di Roma n° 5745

COORDINAMENTO ATTIVITA' IN LOCO:

Dott. Arch. Mariano Strizzi
Iscritto Albo Architetti Provincia di Chieti n° 97

PROGETTAZIONE:

A.T.I.

mandataria

SILEC S.p.A.

Divisione Progettazione e Studi

mandanti



SELPRO

TECNOPROJECT

EM./RE.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.
0	SETTEMBRE'03	EMISSIONE	A.AGOGLIARO	C.ANDREOCCI	M.PETRANGELI

OPERE D'ARTE MAGGIORI

Viadotti

IMPALCATO IN ACC-CLS - Viadotto S. Bartolomeo 2

Relazione tecnica e di predimensionamento

SCALA : -

CODICE IDENTIFICATIVO :

FASE/LOTTO

D 1

DOC.

C L

OPERA/DISCIPLINA

V I O O

PROGR.

0 0 2

REV.

A

INDICE

1. PREMESSA.....	5
2. NORMATIVE	6
3. MATERIALI IMPIEGATI.....	7
3.1. CARATTERISTICHE	7
3.2. TENSIONI DI CALCOLO	7
4. CARATTERISTICHE STRUTTURALI DELL'IMPALCATO.....	8
4.1. CARATTERISTICHE MECCANICHE IMPALCATO	11
5. ANALISI SISMICA	13
6. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI AGENTI.....	14
7. VERIFICHE TENSIONALI DELLE TRAVI PRINCIPALI.....	15
7.1. VERIFICA DELLE SEZIONI MISTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO	15
8. EFFETTI LOCALI - CALCOLO E VERIFICA DELLA SOLETTA IN C.A.	16
8.1. ANALISI DEI CARICHI	16
8.2. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.....	17
8.2.1. Carichi permanenti	17
8.2.2. Carichi mobili.....	18
8.2.3. Carichi complessivi.....	20
8.3. VERIFICA DELLA SOLETTA	21
8.3.1. Sezioni di soletta in corrispondenza delle travi	21
8.3.2. Sezione di campata.....	22
8.4. VERIFICA AGLI S.L.E. - FESSURAZIONE DELLA SOLETTA	22

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1- Sezione trasversale tipo impalcato 30m	8
Figura 2- Sezione trasversale tipo impalcato 50m (Appoggio)	9
Figura 3- Sezione trasversale tipo impalcato 50m (Campata)	9
Figura 4- Sezione trasversale tipo impalcato 60m (Appoggio)	10
Figura 5- Sezione trasversale tipo impalcato 60m (Campata)	10
Figura 6 – Determinazione della larghezza collaborante della soletta.....	16
Figura 7 – Effetti di una sola fila del carico q_{1a} sulla sezione d'appoggio della soletta d'impalcato	18
Figura 8 – Effetti del carico q_{1a} sulla sezione di appoggio intermedia.....	19
Figura 9 – Effetti del carico q_{1a} sulla sezione di campata della soletta d'impalcato.....	20
Figura 10 – Descrizione delle grandezze riportate nelle tabelle di verifica della soletta d'impalcato	21

1. Premessa

Nella presente relazione vengono elaborati i calcoli e le verifiche relativi agli elementi strutturali dell'impalcato misto acciaio-calcestruzzo del viadotto San Bartolomeo 2, della Transcollinare Piceno-Aprutina.

L'elaborazione dei dati è stata effettuata facendo un'attenta analisi comparativa con le altre tipologie di impalcato appartenenti allo stesso lotto : il viadotto San Bartolomeo 1 (vedi relazione D1-CL-VI00-001) e il viadotto Laio (vedi relazione D1-RT-VI00-001). Si è, quindi, proceduto, per similitudine sia strutturale, sia geometrica con i suddetti impalcati, ricavando il predimensionamento del San Bartolomeo 2 dalle analisi e verifiche condotte per le altre due opere.

In tutti i passaggi si è sempre proceduto in sicurezza utilizzando valori di riferimento cautelativi.

L'intera opera, di lunghezza pari a 660 m, consta di due parti : una prima con impalcato misto acciaio-calcestruzzo, per l'appunto, di lunghezza pari a 420 m, una restante con impalcato in c.a.p di lunghezza pari a 240 m.

L'impalcato a struttura mista in esame è realizzato da 9 campate aventi luce rispettivamente 30m la prima e l'ultima, 50m tutte le altre ad eccezione della quarta che ha luce di 60m.

Le strutture di appoggio sono numerate nel verso delle progressive crescenti, per cui procedendo secondo tale verso, si incontrano in successione la "spalla A", la "pila 1", la "pila 2", ecc., fino all'ultima pila 8, e, di seguito, all'ultimo appoggio sulla pila di transizione (vedi struttura in c.a.p).

Le travi metalliche sono realizzate in conci solidarizzati in opera. La soletta viene gettata in opera con l'ausilio di predalle aventi la funzione di casseforme a perdere.

Per i calcoli e le verifiche relative agli elementi strutturali della struttura in c.a.p si rimanda alla relazione D1-CL-VI00-003.

2. Normative

I calcoli sono stati eseguiti nel rispetto della seguente normativa italiana vigente:

- Legge 5-1-1971 n° 1086: "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica"
- DM 4 Maggio 1990: "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e il collaudo dei ponti stradali"
- D.M. 14-2-1992 riguardante le: "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. ed in c.a.p. e per le strutture metalliche", per quanto riguarda il metodo delle tensioni ammissibili
- D.M. del 9-1-1996 riguardante: "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche"
- D.M. del 16-1-1996 riguardante: "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"
- Circolare del 4-7-1996 contenente le Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. del 16-1-1996
- Circolare del 15-10-1996 contenente le Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M. del 9-1-1996
- Ordinanza n. 3274 del 8-5-2003 riguardante: "Norme tecniche per il progetto sismico dei ponti"
- CNR 10011/85 "Costruzioni in Acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione"
- CNR 10016/85 "Travi composte di acciaio e calcestruzzo: istruzioni per l'impiego nelle costruzioni"
- CNR 10024/86 "Anime irrigidite di travi a parete piena"
- CNR 10030/87 "Costruzioni in Acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione"
- Nella redazione dei progetti e nelle verifiche strutturali si inoltre fatto riferimento alla normativa Europea per le strutture in acciaio e misto come di seguito specificato:
- UNI ENV 1993-1-1: Eurocodice 3 – Progettazione Strutture in Acciaio
- UNI ENV 19943-1-1: Eurocodice 4 – Progettazione Strutture Miste Acciaio-Calcestruzzo
- UNI ENV 1998-2: Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Ponti

3. Materiali impiegati

3.1. Caratteristiche

- Acciaio tipo S355J2G3 – K2G3 (EN 10025) per elementi saldati
- Acciaio tipo S355J0 (EN 10025) per elementi non saldati
- Pioli di collegamento tipo "Nelson"
- Bulloni A.R. per giunzioni
 - viti: 10.9 (UNI 5712)
 - dadi: 10 (UNI 5713)
 - rosette acciaio C 50 (UNI 5714)
- Acciaio in barre ad aderenza migliorata tipo FeB 44K controllato in stabilimento
- Calcestruzzo per la soletta tipo Rck 40MPa.

3.2. Tensioni di calcolo

- Calcestruzzo tipo Rck 40MPa
 - $f_{ck} = 33.2 \text{ N/mm}^2$
 - $f_{cd} = 20.75 \text{ N/mm}^2$
 - $\sigma_{c,esercizio} = 19.92 \text{ N/mm}^2$ Stato limite
 - $\sigma_{c,amm} = 12.2 \text{ N/mm}^2$
- Acciaio tipo S355 (EN 10025)
 - $f_u = 510 \text{ N/mm}^2$
 - $f_d = 355 \text{ N/mm}^2$
 - $f_{yd} = 317 \text{ N/mm}^2$
 - $\sigma_{amm} = 240 \text{ N/mm}^2$
 - $\tau_{amm} = 139 \text{ N/mm}^2$
- Acciaio in barre FeB 44k
 - $f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$
 - $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
 - $\sigma_{a,esercizio} = 301 \text{ N/mm}^2$ Stato limite
 - $\sigma_{amm} = 255 \text{ N/mm}^2$
- Bulloni A.R. classe 10.9
 - $f_t = 1000 \text{ N/mm}^2$ Stato limite
 - $f_y = 900 \text{ N/mm}^2$ Stato limite
 - $f_{k,N} = 700 \text{ N/mm}^2$ Stato limite
 - $f_{d,N} = 700 \text{ N/mm}^2$ Stato limite
 - $f_{d,V} = 495 \text{ N/mm}^2$ Stato limite
 - $\sigma_{b,amm} = 467 \text{ N/mm}^2$
 - $\tau_{b,amm} = 330 \text{ N/mm}^2$

4. Caratteristiche strutturali dell'impalcato

Per l'impalcato è stata adottata una tipologia in acciaio calcestruzzo a tre travi con la soletta in c.a.. Le travi sono poste a 4.5m di interasse. Il collegamento tra le travi è costituito da traversi in acciaio disposti ad un interasse massimo di 6m.

Sono previste le seguenti tipologie di conci, in funzione della luce di ciascuna campata:

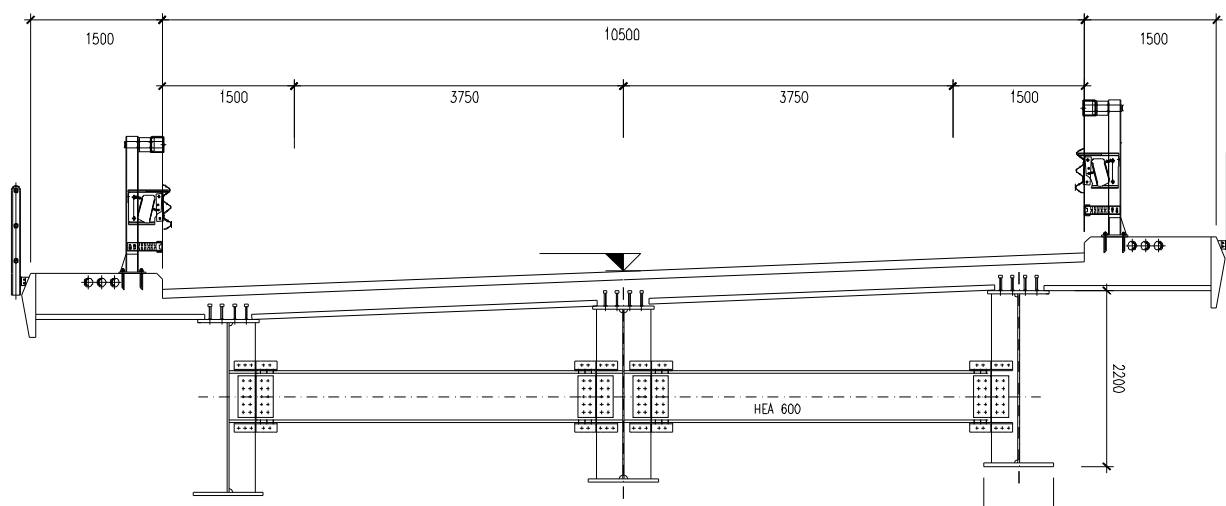


Figura 1- Sezione trasversale tipo impalcato 30m

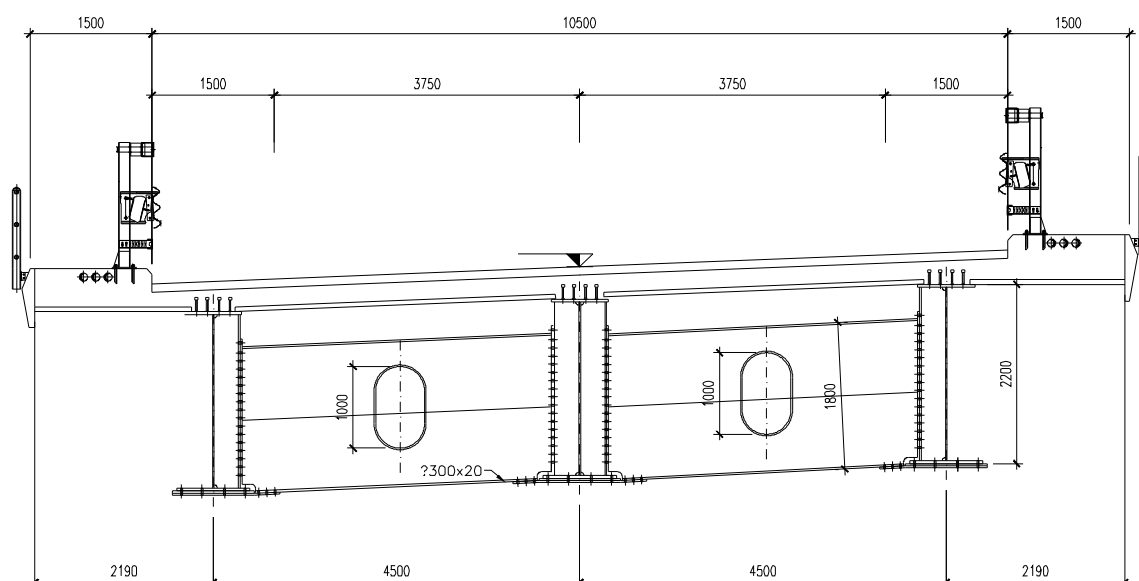


Figura 2- Sezione trasversale tipo impalcato 50m (Appoggio)

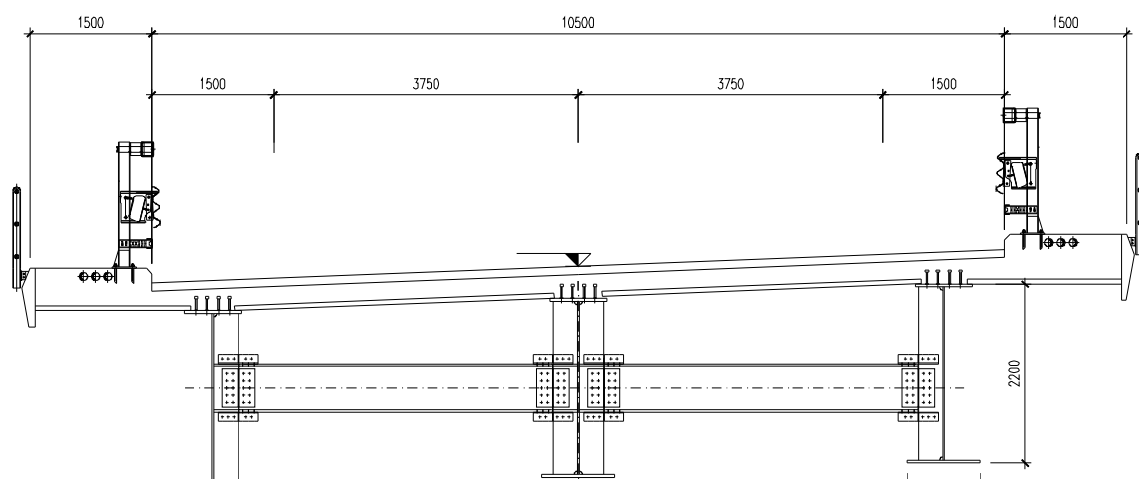


Figura 3- Sezione trasversale tipo impalcato 50m (Campata)

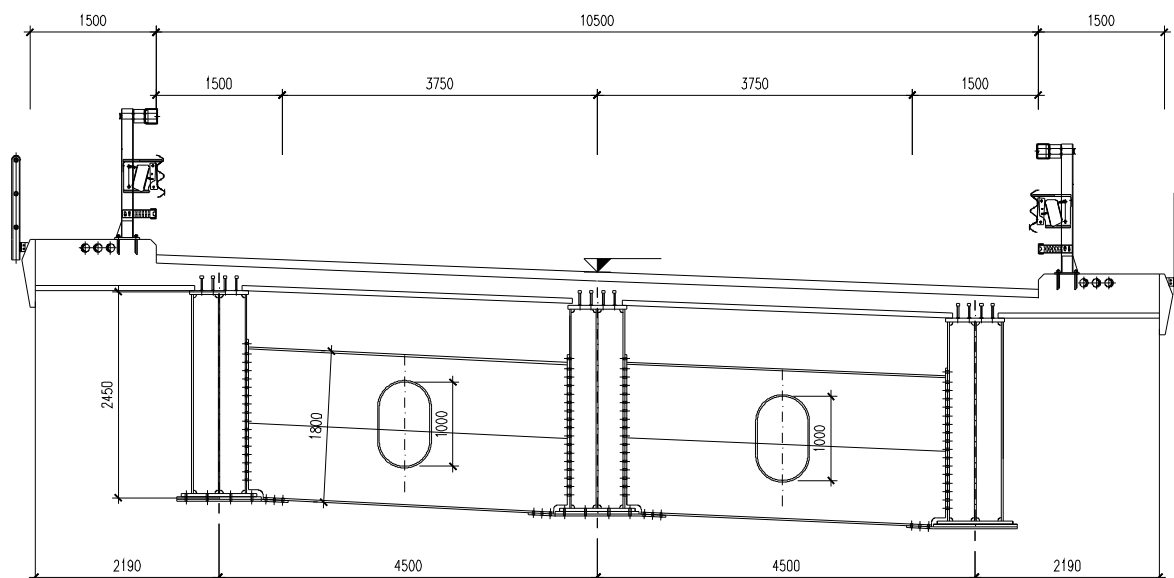


Figura 4-Sezione trasversale tipo impalcato 60m (Appoggio)

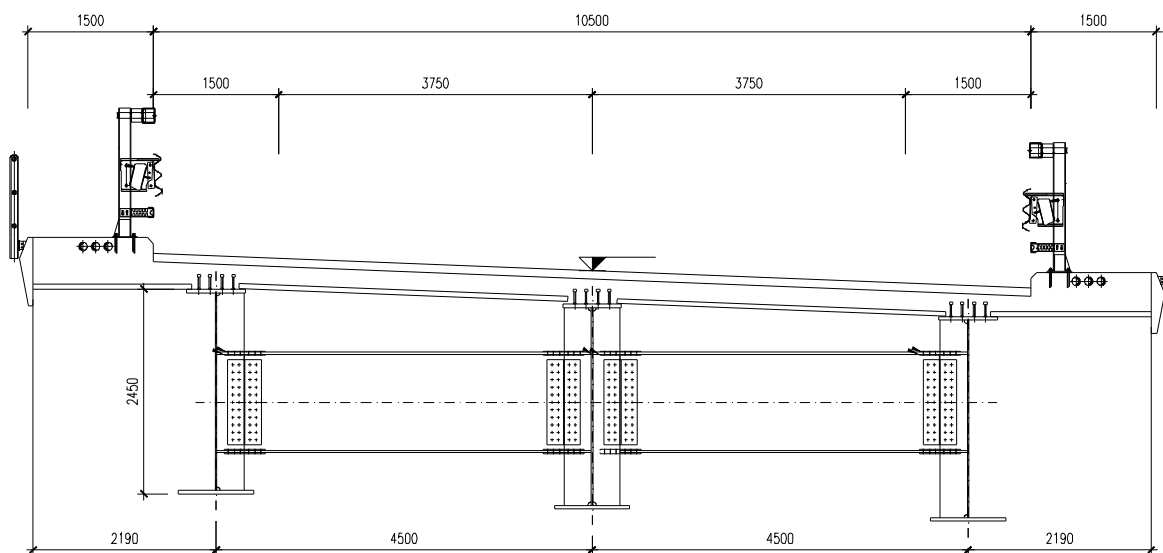
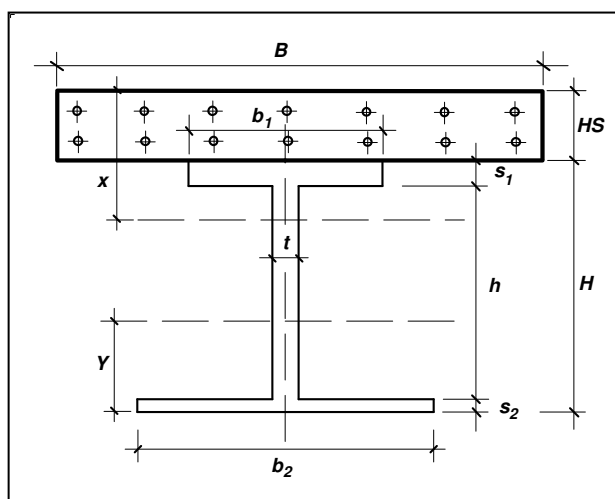


Figura 5- Sezione trasversale tipo impalcato 60m (Campata)

4.1. Caratteristiche meccaniche impalcato

Nel dimensionamento degli elementi si è scelto di mantenere costanti gli spessori delle anime e delle piattabande nell'ambito di un medesimo concio facendo variare invece gli stessi da un concio all'altro. Qui di seguito sono riportate le dimensioni degli elementi costituenti le sezioni tipo delle travi metalliche longitudinali, prese singolarmente, e le corrispondenti caratteristiche meccaniche.



CAMPATA TIPO 30 M

		lunghezza	spessore	larghezza
CONCIO 2	Ala Sup.	11.000	0.020	0.600
	Anima	11.000	0.018	1.950
	Ala Inf	11.000	0.030	0.700
CONCIO 3	Ala Sup.	10.000	0.020	0.600
	Anima	10.000	0.018	1.960
	Ala Inf	10.000	0.020	0.700

CAMPATA TIPO 50 M

		lunghezza	spessore	larghezza
1/2 CONCIO 1 Testa Pila	Ala Sup.	9.000	0.040	0.700
	Anima	9.000	0.022	2.130
	Ala Inf	9.000	0.030	0.900
	Impiattamento	3.000	0.025	1.000
CONCIO 2	Ala Sup.	16.000	0.025	0.600
	Anima	16.000	0.020	2.155
	Ala Inf	16.000	0.020	0.700

CAMPATA TIPO 60 M

		lunghezza	spessore	larghezza
1/2 CONCIO 1				
Testa	Ala Sup.	9.00	0.045	0.80
	Anima	9.00	0.024	2.90
	Ala Inf	9.00	0.040	0.90
	Impiattamento	3.00	0.035	1.00
CONCIO 2				
	Ala Sup.	17.00	0.035	0.60
	Anima	17.00	0.022	2.39
	Ala Inf	17.00	0.045	0.70
CONCIO 3				
	Ala Sup.	18.00	0.030	0.60
	Anima	18.00	0.020	2.39
	Ala Inf	18.00	0.045	0.70

Tutti i trasversi sono realizzati con profili saldati, utilizzando dove possibile profili commerciali tipo HEA600.

5. Analisi sismica

Per quanto riguarda l'analisi dei carichi (pesi propri e permanenti) e sovraccarichi di esercizio si vedano le relazioni D1-CL-VI00-001 par. 6 e 7 (viadotto San Bartolomeo 1) e D1-RT-VI00-001 par. 6 e 7 (viadotto Laio).

Anche in questo caso le azioni sismiche sono state determinate per confronto con quelle del San Bartolomeo 1 e del Laio.

Essendo le lunghezze di impalcato diverse per i tre viadotti si rende però necessario determinare il periodo di oscillazione fondamentale dell'opera in senso longitudinale.

Questo è stato fatto con i calcoli manuali riportati nel seguito. Tali calcoli tengono conto del fatto che il modo proprio di vibrare dell'opera in senso longitudinale è sostanzialmente quello di una mensola (le due pile basse) con una massa in sommità (quella dell'impalcato).

Il ponte si comporta come un oscillatore semplice ad un solo grado di libertà il cui periodo vale:

massa totale dell'impalcato $M=6900 \text{ t}$

rigidezza ridotta delle pile $K=2 * 3 \frac{EI}{H^3} * 0.5 = 17700 \text{ KN/m}$

segue che il periodo proprio della struttura è:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 3.9 \text{ s.}$$

Da notare che è stata considerata una rigidezza delle pile pari al 50 % di quello della sezione interamente reagente. In favore di sicurezza è stata trascurata la deformabilità delle fondazioni.

6. Calcolo delle sollecitazioni agenti

Considerate le caratteristiche geometriche dell'impalcato in esame, si ritiene opportuno assimilare il comportamento dello stesso a quello del viadotto Laio.

Più specificamente appare evidente per il concio di 30 m, la similitudine geometrica con il Laio, in quanto in entrambi i conci vi è la presenza delle spalle da un lato, e campate da 50 m dall'altro, e quindi le sollecitazioni prese in considerazione sono le stesse.

Per il concio da 50 m sia in appoggio che in campata le condizioni più sfavorevoli si hanno nelle campate adiacenti a quella di 60 m; si prendono a vantaggio di sicurezza le condizioni più gravose delle campate di 50 m del viadotto Laio, adiacenti a quelle di 70 m.

Per quanto riguarda il concio di 60 m in appoggio, l'anima della sezione essendo maggiorata rispetto alla corrispondente del San Bartolomeo 1, a vantaggio di sicurezza si considera la relativa sollecitazione, che è valutata considerando campate da 80 m anziché da 60 m come nel caso in esame.

Per i conci di 60 m in campata si prendono come riferimento quelli del Laio in quanto, considerato che lo spessore dell'anima della sezione è maggiore e la condizione risulta più gravosa per la presenza di campate da 70 m, si va a vantaggio di sicurezza.

Si riportano in definitiva le seguenti tabelle riassuntive delle sollecitazioni massime utilizzate per il predimensionamento così come ricavate dai due viadotti di riferimento:

1 valori più sfavorevoli in campata (momento positivo) :

Tipo Campata	Conci	N Campata	M sulla trave più sollecitata
30	2 - 3	1	9085
50	2	6	14032
60	2	4	18668
60	3	4	20789

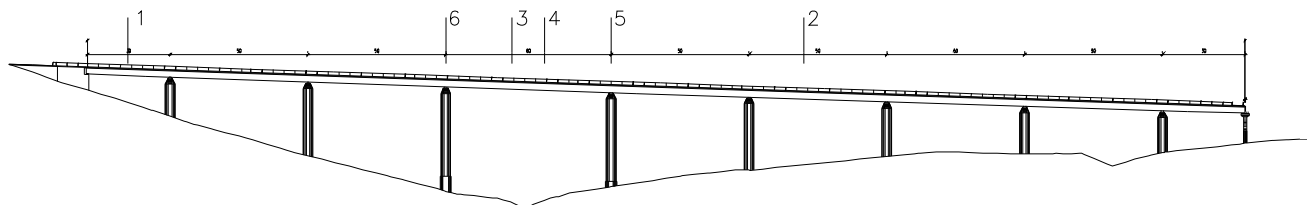
2 valori più sfavorevoli all'appoggio (momento negativo) :

Tipo Campata	Conci	N Appoggio	M sulla trave più sollecitata
50	1	4	19653
60	1	4	46668

7. Verifiche tensionali delle travi principali

7.1. Verifica delle sezioni miste acciaio-calcestruzzo

La verifica viene svolta prendendo in esame per ogni campata le sezioni maggiormente sollecitate e precisamente le sezioni di mezzzeria e le sezioni di appoggio sulle pile.



Le verifiche di resistenza allo S.L.U. vengono svolte secondo il metodo degli stati limite confrontando la sollecitazione massima di progetto, ottenuta applicando un coefficiente moltiplicativo dei carichi pari a 1.5, con la capacità ultima di resistenza della sezione completamente plasticizzata (momento plastico) calcolata tenendo conto dei coefficienti di sicurezza dei materiali come prescritto dalla normativa italiana vigente.

Il calcolo della larghezza della soletta collaborante è stato effettuato secondo le norme CNR 10016-85. Le tensioni si assumono positive se di compressione, negative se di trazione.

Per le verifiche di resistenza vedi relazione D1-CL-VI00-001 (viadotto San Bartolomeo) e relazione D1-RT-VI00-001 (viadotto Laio).

8. Effetti locali - Calcolo e verifica della soletta in c.a.

Lo studio degli effetti locali della soletta è stato eseguito mediante una schematizzazione a trave continua su tre appoggi considerando, a secondo della posizione del carico accidentale, una opportuna larghezza collaborante (Petrangeli 1997) tenendo conto di una diffusione a 45° degli sforzi attraverso la pavimentazione e la soletta.

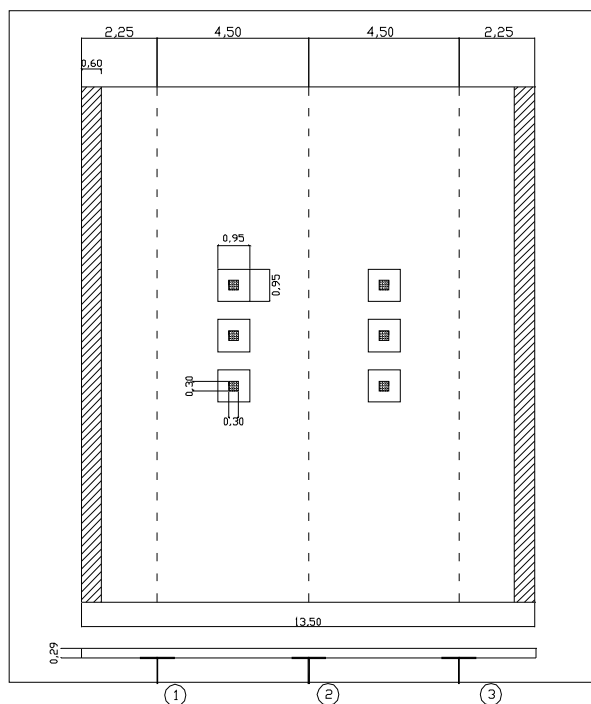


Figura 6 – Determinazione della larghezza collaborante della soletta

8.1. Analisi dei carichi

Il peso proprio della soletta e quello dei permanenti portati vengono di seguito dettagliatamente descritti. Per questi carichi si assume una deformazione cilindrica della soletta ovvero si trascura il contributo dovuto ai momenti nella direzione parallela all'asse dell'impalcato.

Per i carichi mobili si è considerato, oltre ai carichi prescritti per le verifiche globali, sia un solo mezzo $q_{1,a}$ con due file di tre ruote che una sola fila di tre ruote di tale carico nelle posizioni di volta in volta più gravose per gli elementi considerati.

Il peso proprio delle lastre prefabbricate e del getto della soletta viene portato dalle sole lastre prefabbricate mentre le sollecitazioni dovute ai permanenti portati ed agli accidentali gravano sulla soletta completa.

8.2. Calcolo delle sollecitazioni

8.2.1. Carichi permanenti

Sezione d'appoggio - 1

Peso proprio soletta $H=29\text{cm}$

$$q_s = 0.29 \times 2.5 = 0.725 \text{ t/m}^2$$

$$M_{1s} (-) = (1/2) \times 0.725 \times 2.25^2 = 1.84 \text{ tm/m}$$

Pavimentazione

$$q_p = 0.20 \text{ t/m}^2$$

$$M_{1p} (-) = (1/2) \times 0.20 \times 2.25^2 = 0.51 \text{ tm/m}$$

Sicurvità in acciaio

$$q_j = 0.70 \text{ t/m}$$

$$M_{1j} (-) = 0.70 \times 1.95 = 1.37 \text{ tm/m}$$

Sommando i singoli contributi dei diversi carichi permanenti si ottiene:

$$M_1 (-) = 1.84 + 0.51 + 1.37 = 3.72 \text{ tm/m}$$

Sezione d'appoggio - 2

Peso proprio soletta $H=29\text{cm}$

$$M_{2s} (-) = (1/8) \times 0.725 \times 4.5^2 - (1/2) \times M_{1s} = 1.84 - 0.92 = 0.92 \text{ tm/m}$$

Pavimentazione

$$M_{2p} (-) = (1/8) \times 0.20 \times 4.5^2 - (1/2) \times M_{1p} = 0.51 - 0.255 = 0.255 \text{ tm/m}$$

Sicurvità in acciaio

$$M_{2j} (+) = (1/2) \times M_{1j} = 0.69 \text{ tm/m}$$

Sommando i singoli contributi dei diversi carichi permanenti si ottiene:

$$M_2 (-) = 0.92 + 0.255 - 0.69 = 0.49 \text{ tm/m}$$

Sezione di campata - (1-2)

Peso proprio soletta $H=25\text{cm}$

$$M_{(1-2)s} (+) = (1/8) \times 0.725 \times 4.5^2 - (1/2) \times (M_{1s} + M_{2s}) = 1.84 - 1.38 = 0.46 \text{ tm/m}$$

Pavimentazione

$$M_{(1-2)p} (+) = (1/8) \times 0.20 \times 4.5^2 - (1/2) \times (M_{1p} + M_{2p}) = 0.51 - 0.38 = 0.13 \text{ tm/m}$$

Sicurvità in acciaio

$$M_{(1-2)j} (-) = (1/2) \times (M_{1j} - M_{2j}) = 0.34 \text{ tm/m}$$

Sommando i singoli contributi dei diversi carichi permanenti si ottiene:

$$M_{(1-2)} (+) = 0.46 + 0.13 - 0.34 = 0.25 \text{ tm/m}$$

8.2.2. Carichi mobili

Sezione di appoggio -1

Nella figura seguente si rappresentano le posizioni del carico q_{1a} e le relative larghezze collaboranti di soletta.

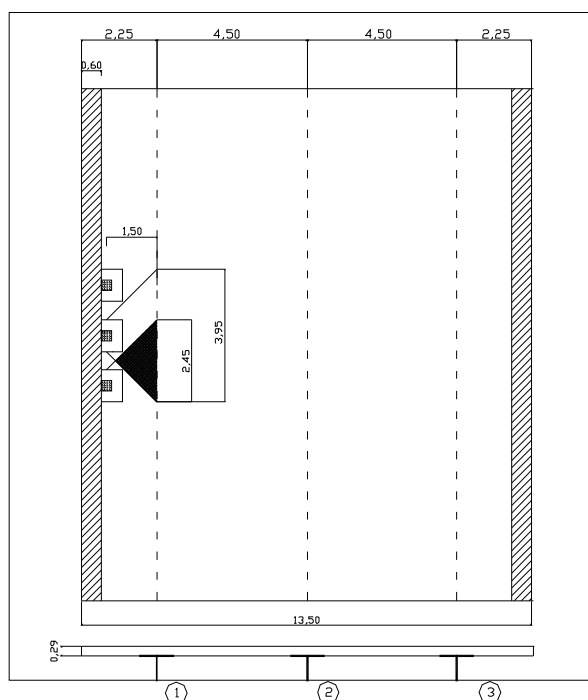


Figura 7 – Effetti di una sola fila del carico q_{1a} sulla sezione d'appoggio della soletta d'impalcato

Per la singola fila di tre ruote da 10t ciascuna si ottiene, considerando la porzione di soletta maggiormente sollecitata larga 2,45m, il momento per unità di larghezza di striscia di soletta:

$$M_{1,q_{1a}} (-) = [2 \times (10 \times 1,50/3,95)] = 7,59 \text{ tm/m}$$

Sezione di appoggio -2

Nella figura seguente si rappresenta la posizione del carico q_{1a} e le relative larghezze collaboranti di soletta nella condizione più sfavorevole.

Vengono anche riportati i coefficienti (η) moltiplicativi del prodotto PL (P=carico concentrato; L=luce di calcolo della soletta tra gli appoggi) relativi al momento flettente sull'appoggio intermedio di una trave continua su due campate.

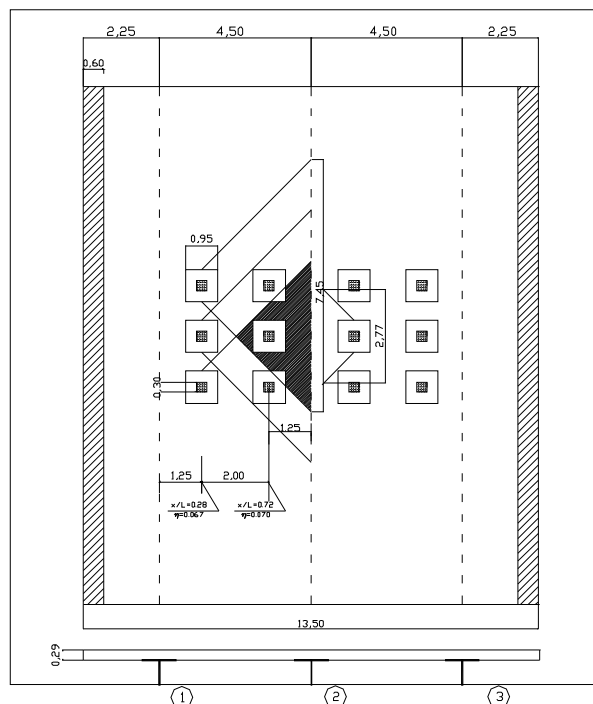


Figura 8 – Effetti del carico q_{1a} sulla sezione di appoggio intermedia

Per la singola ruota più esterna si ricava il contributo:

$$M_{est} (-) = \eta \times P \times L / 7.45 = 0.067 \times 10 \times 4.5 / 7.45 = 0.40 \text{ tm/m}$$

che, considerando l'effetto della reciproca influenza (zona di sovrapposizione), diventa per la fila esterna di tre ruote:

$$M_{fila,est} (-) = 3 \times 0.40 = 1.20 \text{ tm/m}$$

Per la singola ruota più interna si ricava il contributo:

$$M_{int} (-) = \eta \times P \times L / 2.77 = 0.070 \times 10 \times 4.5 / 2.77 = 1.14 \text{ tm/m}$$

che, considerando l'effetto della reciproca influenza (zona di sovrapposizione), diventa per la fila interna di tre ruote:

$$M_{fila,int} (-) = 2 \times 1.14 = 2.28 \text{ tm/m}$$

Sommando i due contributi si ottiene, per il singolo q_{1a} :

$$M_{2,q1a,singolo} (-) = 1.20 + 2.28 = 3.48 \text{ tm/m}$$

e quindi la sollecitazione totale sulla soletta in corrispondenza dell'appoggio intermedio:

$$M_{2,q1a} (-) = 2 \times 3.48 = 6.96 \text{ tm/m}$$

Sezione di campata (1-2)

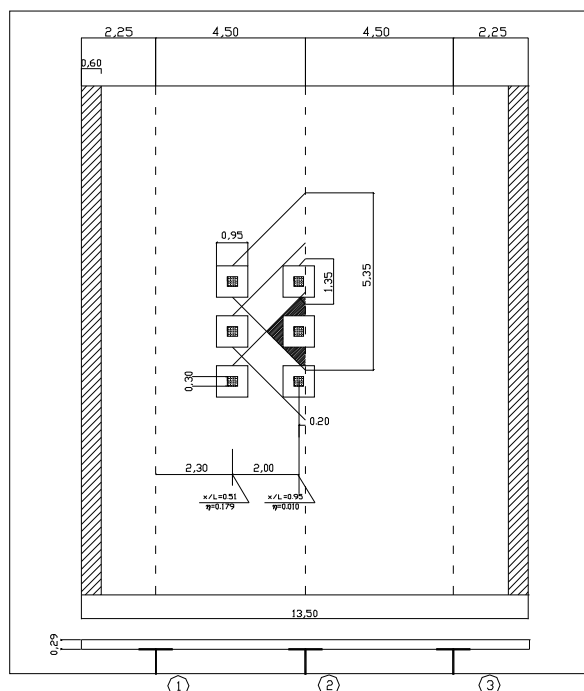


Figura 9 – Effetti del carico q_{1a} sulla sezione di campata della soletta d'impalcato

Per la singola ruota più esterna si ricava il contributo:

$$M_{est}(+) = \eta \times P \times L / 5.35 = 0.179 \times 10 \times 4.5 / 5.35 = 1.51 \text{ tm/m}$$

che, considerando l'effetto della reciproca influenza (zona di sovrapposizione), diventa per la fila esterna di tre ruote:

$$M_{fila,est}(+) = 3 \times 1.51 = 4.53 \text{ tm/m}$$

Per la singola ruota più interna si ricava il contributo:

$$M_{int}(+) = \eta \times P \times L / 1.35 = 0.010 \times 10 \times 4.5 / 1.35 = 0.33 \text{ tm/m}$$

valore che non si cumula con altri a causa della mancata influenza con le altre ruote:

Sommando i due contributi si ottiene:

$$M_{(1-2),q_{1a}}(+) = 4.53 + 0.33 = 4.86 \text{ tm/m}$$

8.2.3. Carichi complessivi

Si può quindi determinare il valore massimo complessivo della sollecitazione flettente sulle sezioni della soletta portando altresì in conto l'incremento dei carichi mobili per l'effetto dinamico attraverso il coefficiente moltiplicativo in cui si considera la luce L pari a 60 m :

$$\emptyset = 1.4 - (L-10)/150 = 1.4 - (60-10)/150 = 1.07$$

SEZIONE 1

$$M_{\max} (-) = 3.72 + (1.07 \times 7.59) = 11.84 \text{ tm/m}$$

SEZIONE 2

$$M_{\max} (-) = 0.49 + (1.07 \times 6.96) = 7.94 \text{ tm/m}$$

SEZIONE 1-2

$$M_{\max}(+) = 0.25 + (1.07 \times 4.86) = 5.45 \text{ tm/m}$$

8.3. Verifica della soletta

La verifica della soletta d'impalcato viene eseguita sia confrontando il momento ultimo della sezione della striscia trasversale di larghezza unitaria con il momento massimo d'esercizio, sia verificando lo stato tensionale dei materiali secondo il metodo delle tensioni ammissibili

Nella tabelle seguenti sono riportati il momenti ultimi della sezione rettangolare inflessa e le tensioni massime nell'acciaio e nel calcestruzzo nel secondo stadio.

La figura 13 descrive alcune grandezze utilizzate nelle tabelle.

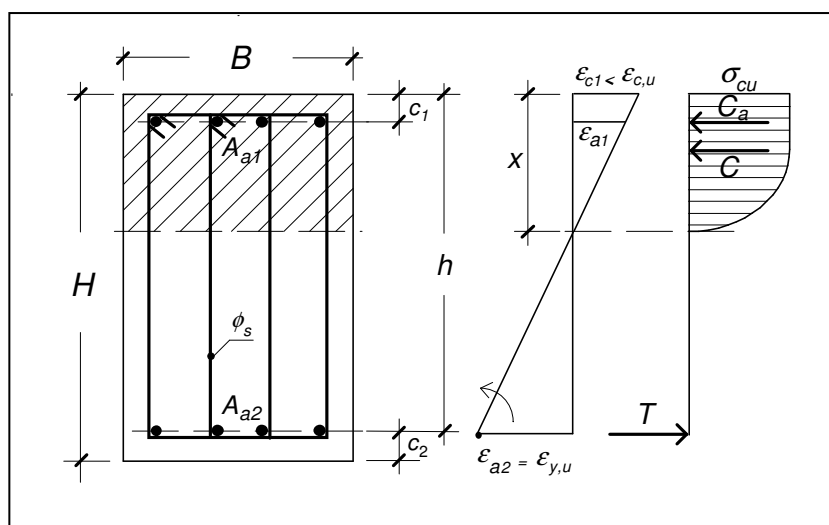


Figura 10 – Descrizione delle grandezze riportate nelle tabelle di verifica della soletta d’impalcato

8.3.1. Sezioni di soletta in corrispondenza delle travi

Armatura (per metro di soletta):

$$\text{Livello inf. (A}_{a1}) = 2\varnothing 18 \text{ passo } 40\text{cm} + 1\varnothing 18 \text{ passo } 40\text{cm} + 1\varnothing 6 \text{ passo } 10\text{cm} = 2\,191\text{mm}^2/\text{m}$$
$$\text{Livello sup. (A}_{a2}\text{)} = 1\text{Ø}24 \text{ passo } 40\text{cm} + 1\text{Ø}20 \text{ passo } 40\text{cm} + 1\text{Ø}20 \text{ passo } 20\text{cm} = 3\,487 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Momento massimo = 11.84tm

ϵ_{c1}	ϵ_{a2}	ϵ_{a1}	k_{III}	A_{a2}	A_{a1}	C	C_a	T	M_U	m_r	A_{a2}/A_c	$\sigma_{c1\text{ el}}$	$\sigma_{a2\text{ el}}$
‰	‰	‰		(mm ²)	(mm ²)	(t)	(t)	(t)	(tm)		%	(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)
-3.10	10.00	-1.31	0.24	3 487	2 191	-76.9	-56.7	133.6	20.8	1.80	1.40	88.5	1 749

Risulta quindi soddisfatta la verifica di resistenza ($\gamma M_s < M_u$) che in termini numerici viene espressa:

$$\gamma M_s < M_u \Rightarrow 1.5 \times 11.84 < 20.8$$

8.3.2. Sezione di campata

Armatura:

Livello inf. (A_{a2}) = 2Ø18 passo 40cm + 1Ø18 passo 40cm + 1Ø6 passo 10cm = 2 191 mm²/m

Livello sup. (A_{a1}) = 1Ø24 passo 40cm + 1Ø20 passo 40cm = 1 916 mm²/m

Momento massimo = 7.94tm

ϵ_{c1}	ϵ_{a2}	ϵ_{a1}	k_{III}	A_{a2}	A_{a1}	C	C_a	T	M_U	m_r	A_{a2}/A_c	$\sigma_{c1\text{ el}}$	$\sigma_{a2\text{ el}}$
‰	‰	‰		(mm ²)	(mm ²)	(t)	(t)	(t)	(tm)		%	(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)
-2.34	10.00	-0.66	0.19	2 191	1 916	-56.1	-26.2	82.4	12.6	1.85	0.86	61.2	1 636

Risulta quindi soddisfatta la verifica di resistenza ($\gamma M_s < M_u$) che in termini numerici viene espressa:

$$\gamma M_s < M_u \Rightarrow 1.5 \times 7.94 < 12.6$$

8.4. Verifica agli S.L.E. - Fessurazione della soletta

Per la combinazione di carico F_{III} l'apertura teorica delle fessure deve risultare inferiore 0.1mm (D.M. 4/5/90) mentre per la combinazione F_{II} deve risultare inferiore a 0.2mm.

Nel nostro caso le combinazioni F_{II} e F_{III} sono rispettivamente:

$$F_{II} = g_1 + g_2 + (\psi_1 \times q_1) + (\psi_1 \times q_2)$$

$$F_{III} = g_1 + g_2 + (\psi_2 \times q_1) + (\psi_2 \times q_2)$$

I coefficienti ψ_1 e ψ_2 valgono per le solette:

$$\psi_1 = 0.40 + 0.74 \times [(100-L)/100]^2 = 1.07$$

$$\psi_2 = 0.25 + 0.556 \times [(100-L)/100]^2 = 0.76$$

quindi le sollecitazioni con le quali determinare l'ampiezza teorica delle fessure:

$$M_{FII} = 3.72 + (1.07 \times 1.07 \times 7.59) = 12.41\text{tm}$$

$$M_{FIII} = 3.72 + (0.76 \times 1.07 \times 7.59) = 9.89\text{tm}$$

L'ampiezza di calcolo delle lesioni vale:

$$w_k = 1.7 \times \epsilon_{sm} \times s_{rm}$$

in cui s_{rm} è l'interasse medio finale delle lesioni e ϵ_{sm} è la deformazione media delle barre di acciaio.

$$\epsilon_{sm} = (\sigma_s/E_s) \times [1 - 0.5 \times (\sigma_{sr}/\sigma_s)^2]$$

$$s_{rm} = 2 \times [c + (s/10)] + 0.4 \times 0.125 \times (\varnothing/\rho_r)$$

Sostituendo i valori ricavati per il caso F_{II} ed F_{III} si ottiene:

$$w_{k,II} = 0.118\text{mm} < 0.2\text{mm}$$

$$w_{k,III} = 0.072\text{mm} < 0.1\text{mm}$$