



PROVINCIA DI PARMA
Servizio Viabilità e Infrastrutture
Viale della Libertà n. 15/a
43123 Parma
P.IVA 80015230347

**PROVINCIA
DI PARMA**

**EX. S.S. 343 "Asolana"
PONTE SUL PO TRA I COMUNI DI
CASALMAGGIORE (CR) E
COLORNO (PR)**

**RELAZIONE FINALE SULLE RISULTANZE
DELLE INDAGINI E INDICAZIONE
SULLE MODALITA' DI INTERVENTO**

COD: **368_R.020**

SCALA: -

REV.	DESCRIZIONE	REDATTO		VERIFICATO	
0	EMISSIONE	M.C.	10/2017	F.S.	10/2017
1	CHIARIMENTI ING. BOTTA	M.C.	19/10/2017	F.S.	19/10/2017

CODIFICA DOCUMENTO:

368_R.020_RELAZIONE FINALE_R01.DOC

Questo documento non potrà essere copiato, riprodotto o altrimenti pubblicato in tutto o in parte senza il consenso scritto di Ing. Fabio Scaroni

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

IL PROFESSIONISTA INCARICATO

Ing. FABIO SCARONI

Via G.A.Poli, 100
25018 Montichiari (BS)

Tel 030-9651824

mail: fabio.scaroni@ingpec.eu



**RILIEVI, STUDI, INDAGINI A SEGUITO DELLA CHIUSURA
AL TRAFFICO DEL PONTE SUL PO DEL 07/09/2017**

1.	Premessa	2
1.1	Generalità	2
1.2	Quadro conoscitivo	5
1.2.1	Progetto originale Fincosit	5
1.2.2	Pubblicazione sui ponti realizzati sul Po	7
2.	Sintesi delle indagini effettuate	8
2.1.1	Campagna 2001 - 2003	8
2.1.2	Campagna Visiva Settembre 2017	9
2.1.3	Campagna di indagine in sito (messa a nudo dei cavi) Settembre-Ottobre 2017	9
3.	Stato attuale dell'impalcato	10
3.1	Possibili modalità di intervento	12
3.1.1	Quadro normativo	12
3.1.1.1	Fattibilità degli interventi	13
3.1.1.1.1	Intervento di riparazione / intervento locale	13
3.1.1.1.2	Intervento di miglioramento / adeguamento.....	13
3.1.2	Interventi a lungo termine	14
3.1.3	Interventi a breve termine	14
3.1.3.1	Sollecitazioni flettenti massime sulle travi di impalcato	15
3.1.3.2	Momenti resistenti a rottura delle travi di impalcato	18
3.1.3.3	Confronto dei momenti a rottura con quelli sollecitanti	20
3.1.3.4	Porzioni di struttura da rinforzare/sostenere/sostituire	23
4.	Conclusioni	25

1. Premessa

La presente relazione riporta la sintesi dei degradi sulle strutture di impalcato del ponte di Casalmaggiore sulla ex SS343 "Asolana" e relaziona in merito alle possibili modalità di intervento.

I degradi sono stati individuati mediante:

- Analisi visiva effettuata dal sottoscritto il 11/09/2017 e 13/09/2017
- A valle delle analisi visive è stato da me prodotto un documento riguardante la sintesi delle indagini visive e relativo piano di indagine trasmesso il 14/09/2017
- Nella seconda metà di Settembre e la prima di Ottobre 2017 è stata condotta da laboratorio esterno incaricato dalla Provincia di Parma la campagna di indagine consistente in:
 - o Messa a nudo dell'intradosso dei cavi di precompressione della 1^ fila
 - o In presenza di ossidazione dei cavi della 1^ fila esecuzione di indagini endoscopiche al fine di verificare lo stato di corrosione dei cavi della 2^ fila
 - o Rilievo dello spessore del copriferro e dell'interasse tra la 1^ e la 2^ fila dei cavi
 - o Rilievo geometrico delle campate tampone e dei 2 fornici disgiunti dalla struttura principale

A valle della campagna di indagine in sito il laboratorio ha prodotto una relazione dettagliata trasmessa digitalmente al sottoscritto in data 16/10/2017.

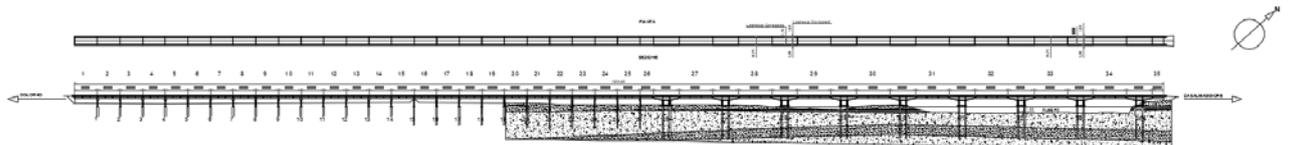
Il presente documento assolve gli oneri di cui al punto 3 dell'offerta scritta presentata alla Provincia di Parma in data 08/09/2017.

1.1 Generalità

Il ponte sulla ex SS343 "Asolana" di collegamento tra le Province di Cremona e Parma e tra i Comuni di Casalmaggiore (CR) e Colorno (PR) è attualmente chiuso al traffico a causa del cedimento strutturale della campata identificata come campata 15.

Il ponte è costituito da:

- Ponte principale costituito da 35 campate (identificate da 1 a 35 con start (1) in comune di Colorno e fine (35) in comune di Casalmaggiore per uno sviluppo complessivo pari a 1204,90 mt in asse appoggi



- N° 2 ponticelli secondari (fornici) lato Colorno distanziati dal Ponte principale e tra di loro dal rilevato stradale ciascuno su 2 campate di luce in asse pila pari a 25+25 mt

In ragione di ciò l'intero ponte è suddiviso in 3 singoli manufatti indipendenti.

Il sistema costruttivo che contraddistingue il ponte è del tipo a travi prefabbricate in c.a.p. a fili non aderenti e soletta collaborante in c.a. post-tesa ortogonalmente all'asse dell'impalcato ad eccezione delle campate tampone (identificate come n° 26 e 35) che sono in opera ad armatura lenta.

Le spalle e le pile come pure le Cantilever sono in opera. Le sottostrutture sono fondate su pali.

Lo sviluppo planimetrico del ponte è rettilineo e altimetricamente la livelletta è pressoché piana.

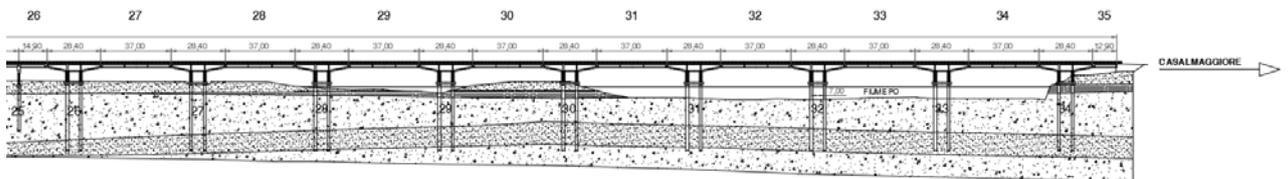
Il Ponte è stato completato sul finire degli anni 50 del secolo scorso.

Circa 15 anni orsono le sottostrutture in zona golenale (campate da 1 a 26) sono state sottoposte ad interventi di manutenzione straordinaria da parte di ANAS.

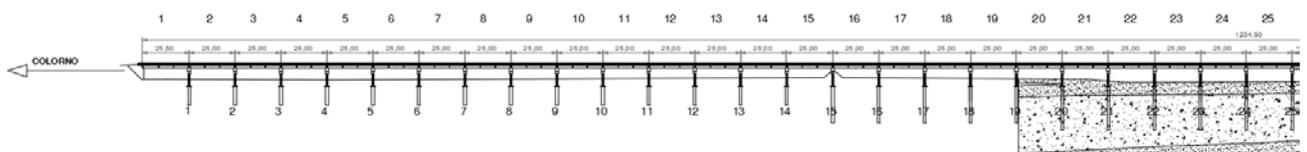
Nel 2010 il solo Ponte principale è stato sottoposto a lavori di rinforzo delle pile in alveo e di manutenzione straordinaria delle strutture di impalcato (appoggi, giunti, barriere, marciapiede, scarico acque e trattamento travi in c.a.p./placcaggi con FRP).

Il Ponte principale presenta:

- N° 8 campate (di scavalco dell'alveo di magra del PO) di tipo Cantilever su selle Gerber (da 27 a 34)

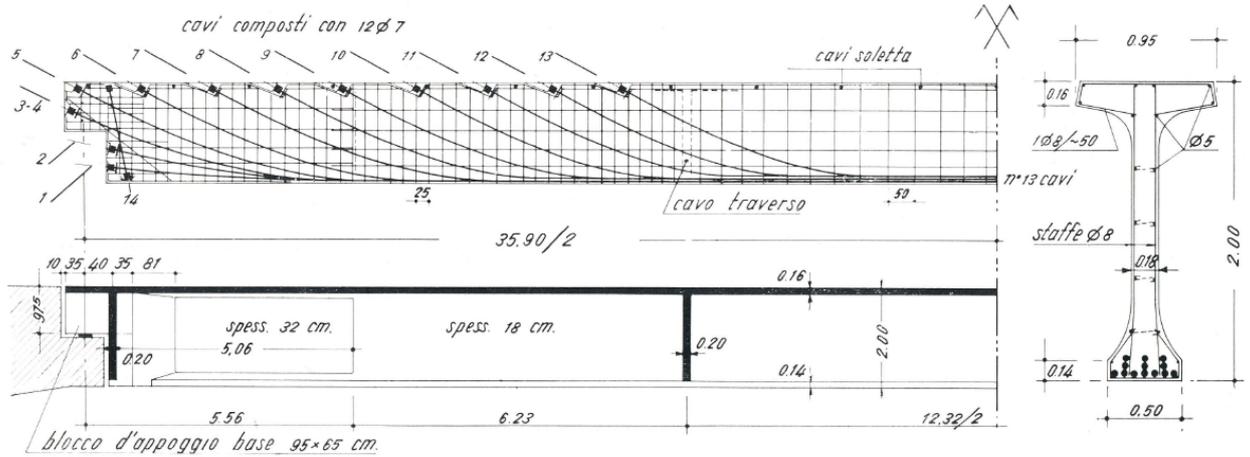


- N° 2 campate tampone (26 e 35)
- N° 25 campate su pile in zona golenale (da 1 a 25)

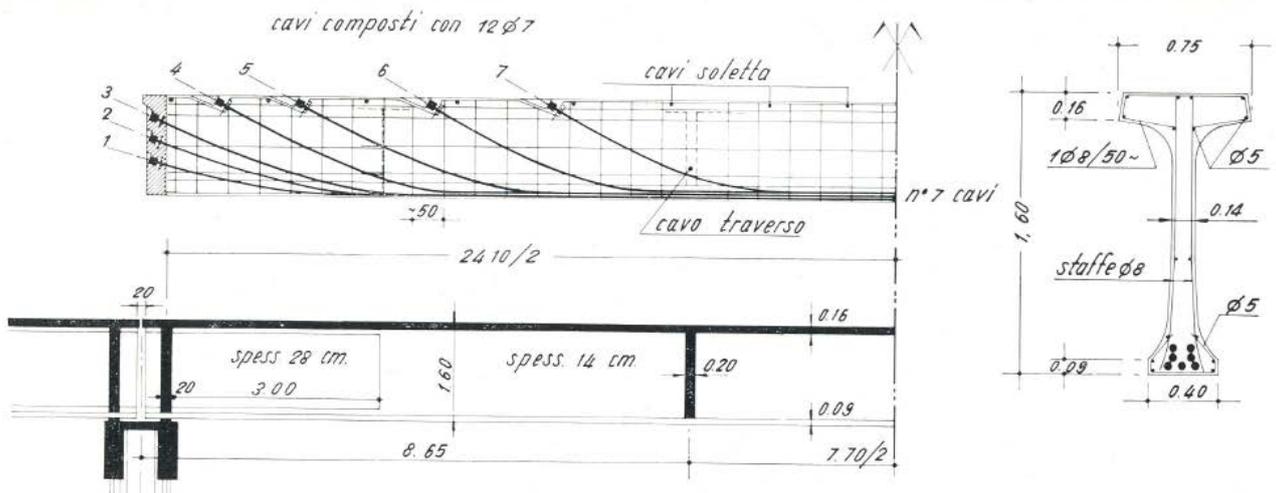


Le travi prefabbricate sono di 2 tipologie:

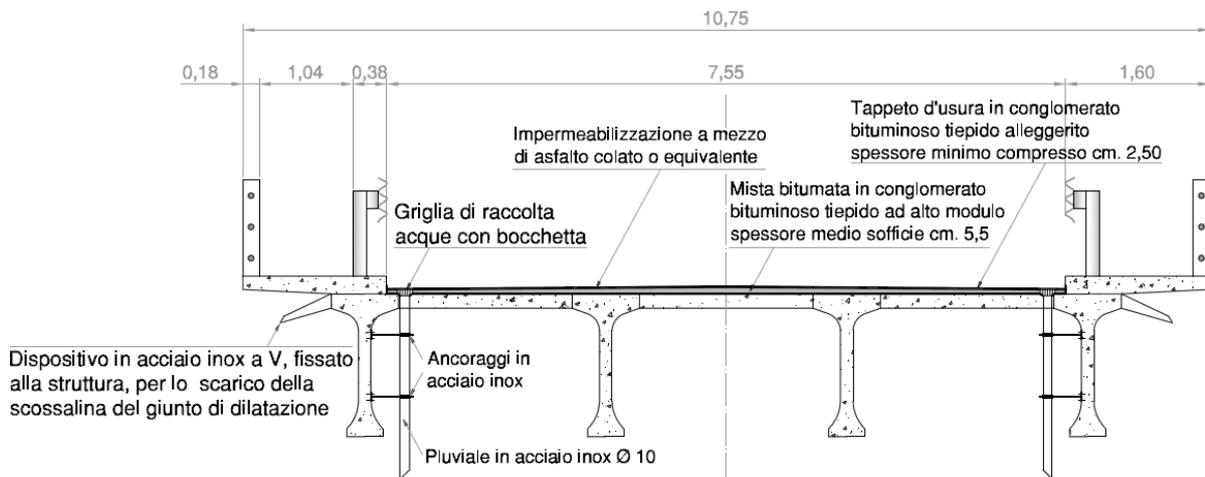
- Travi su cantilever (selle Gerber)



- Travi su pile



L'impalcato è sempre costituito da n° 4 travi posate ad interasse costante di 2.68 mt e presenta la seguente sezione trasversale



Lo schema statico dell'impalcato è in semplice appoggio con giunti di dilatazione in pavimentazione in corrispondenza di ogni campata.

I 2 fornici (staccati dal ponte principale procedendo dalla campata 1 verso Colorno) come detto presentano ciascuno 2 campate ognuna di luce in asse pila pari a 25 mt e presentano la medesima struttura delle campate da 1 a 25 del ponte principale come pure lo schema statico.

I 2 fornici pare non essere mai stati sottoposti a lavori di manutenzione delle strutture di impalcato.

1.2 Quadro conoscitivo

Il quadro conoscitivo dell'opera è stato reso possibile, oltre che dalle indagini visive e in sito svolte nei mesi di Settembre ed Ottobre del 2017, dall'analisi dei seguenti documenti:

- Progetto originale redatto da Fincosit e datato 05/05/1954
- Pubblicazione sui ponti realizzati sul Po
- Campagna di indagine commissionata da ANAS nel 2001 e nel 2003 al laboratorio C.N.D. srl
- Progetto esecutivo: S.P.CR ex S.S. n°343 "Asolana" - Km 23+500 - PONTE DI CASALMAGGIORE SUL FIUME PO - LAVORI DI COMPLETAMENTO PER IL RIPRISTINO E L'ADEGUAMENTO STATICO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI RINFORZI E PROTEZIONI ANTISCALZAMENTO DELLE FONDAZIONI redatto dall'ufficio tecnico della Provincia di Cremona nel 2008/2009.

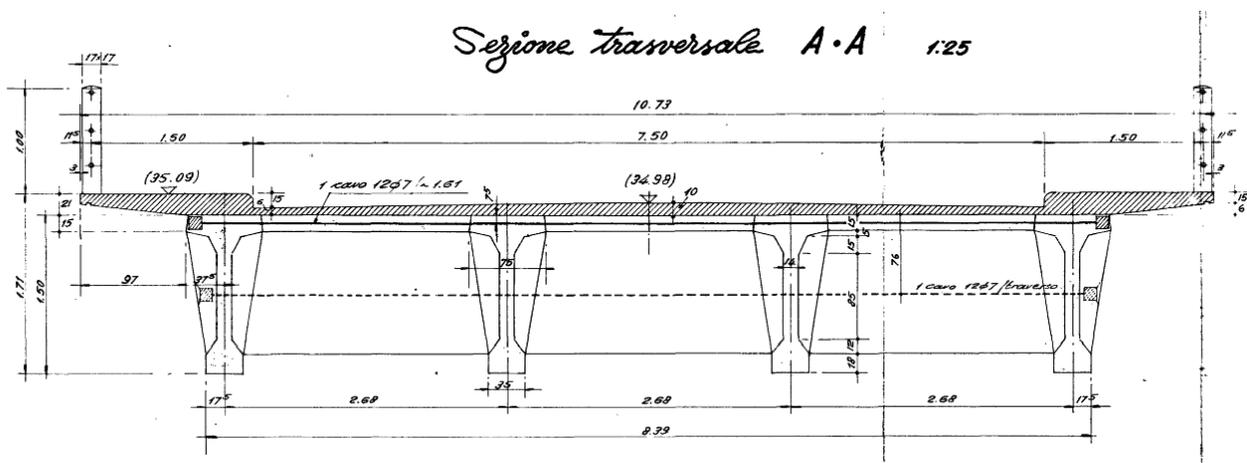
L'analisi del progetto originale, del progetto redatto dalla Provincia di Cremona, unitamente alle campagne di indagini che si sono via via svolte sul ponte ha permesso di avere un buon quadro conoscitivo dello stato attuale in cui versa il manufatto.

E' stato redatto e cantierato nei primi anni 2000 da Anas un progetto di rinforzo sulle sottostrutture (pile dell'impalcato in golena) che, allo stato attuale e per quanto è stato possibile osservare, non presentano criticità evidenti.

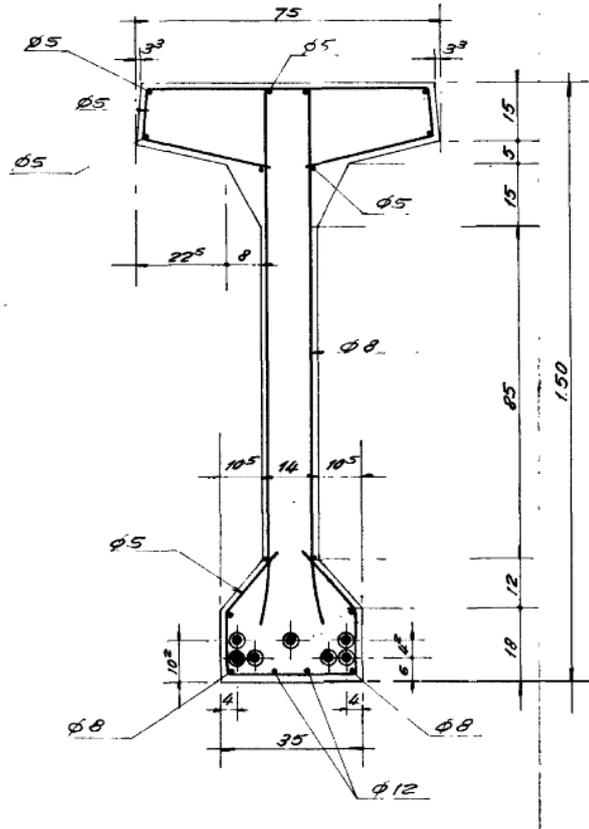
1.2.1 Progetto originale Fincosit

Il progetto originale del 1954 prevedeva, per le strutture prefabbricate le seguenti geometrie:

- TRATTO GOLENALE L= 24.2 mt



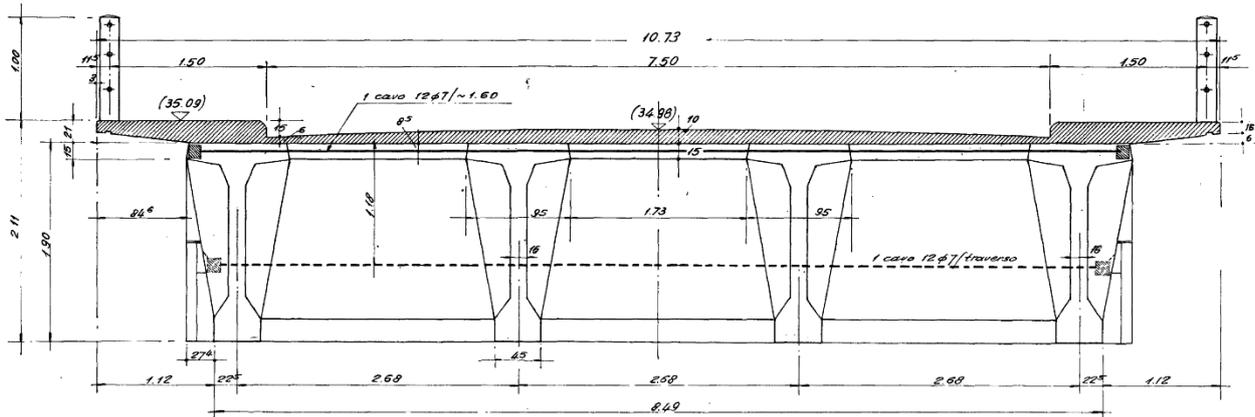
Sez. A. 1:10



- TRATTO SULL'ALVEO DI MAGRA L= 36 mt

Sezione trasversale A.A

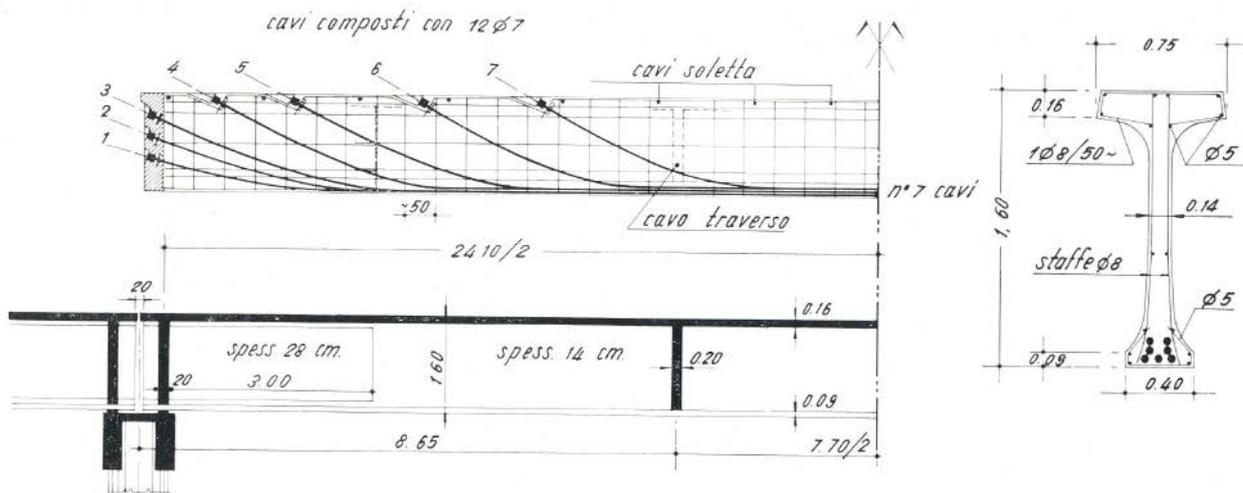
1:25



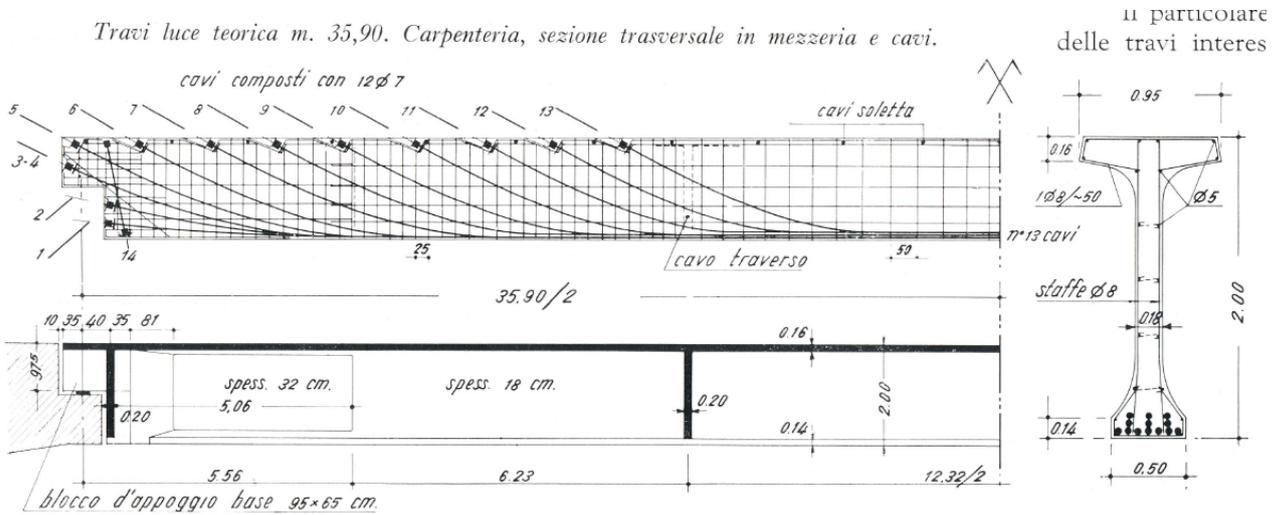
1.2.2 Pubblicazione sui ponti realizzati sul Po

La pubblicazione inerente i ponti sul Po realizzati prevedeva, per le strutture prefabbricate le seguenti geometrie:

- TRATTO GOLENALE L= 24.1 mt



- TRATTO SULL'ALVEO DI MAGRA L= 35.90 mt



Quanto realizzato e misurato in sito corrisponde a quanto riportato nella pubblicazione. Il progetto originale probabilmente è stato periziato e pertanto, per le strutture prefabbricate non è attendibile.

2. Sintesi delle indagini effettuate

2.1.1 Campagna 2001 - 2003

La campagna di indagine commissionata da ANAS nel 2001 e 2003 riportava:

- E' stata effettuata l'ispezione di n. 22 impalcati, comprensiva di mappatura delle formazioni di degrado e di relativa documentazione fotografica: n. 2 impalcati in c.a.o. di luce 12.5 m (n. 26 e 35), n. 3 impalcati in c.a.p. di luce 24 m (n. 7, 11 e 14),
- N 8 impalcati in c.a.p di luce 36 m (n. 27 - 34) e n. 9 pile-stampelle in c.a.p. (n. 26- 34 – nel seguito denominate "travoni con sbalzi", come indicato dal progettista dell'opera).
- Tutti gli impalcati sono generalmente affetti da rilevanti fenomeni di degrado localizzati soprattutto sulle travi di bordo in corrispondenza degli scoli delle acque piovane e degli appoggi: umidità, efflorescenze, dilavamento superficiale del calcestruzzo, armature scoperte ed ossidate;
- Sulle solette sono sistematicamente visibili armature scoperte e fortemente ossidate, a causa di un copriferro troppo ridotto;
- Lungo le travi di bordo in c.a.p., sono visibili cavi di precompressione scoperti, con guaine aperte e fili ossidati, spesso interrotti; i casi più gravi in tal senso sono riscontrabili sulle travi degli impalcati n. 7, 32 e 34;
- Le travi in c.a. degli impalcati n. 26 e 35, di luce 12.5 m, presentano lesioni passanti da flessione e taglio, aventi andamento verticale in corrispondenza della mezzeria ed andamento inclinato presso gli appoggi;
- I travoni con sbalzi (pile-stampelle), risultano in discrete condizioni, se si eccettuano i fenomeni di degrado da umidità localizzati soprattutto sugli intradossi delle solette e sugli appoggi Gerber.

Relativamente ai materiali di cui è costituito l'impalcato l'indagine ha ricavato i seguenti valori:

- Omissis... **resistenze cubiche effettive** e potenziali calcolate come sopra esposto; le resistenze effettive sono risultate comprese tra 43.9 e 70.8 N/mm², con un valore medio di **53.5 N/mm²**.
- Allo scopo di valutare le caratteristiche meccaniche degli acciai tesi e lenti, sono stati prelevati i due seguenti campioni di armatura:
 - o Impalcato n. 32 – Trave n. 4 – filo di precompressione, diam. 6 mm;
 - o Impalcato n. 32 – Trave n. 1 – barra longitudinale lenta, liscia, diam. 10 mm.

Omissis...; di seguito si riepilogano le resistenze di snervamento e di rottura misurate:

- **filo di precompressione diam. 6 mm: $f_y = N.R.$ $f_t = 1170 \text{ N/mm}^2$;**

- **barra liscia diam. 10 mm: $f_y = 325 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 438 \text{ N/mm}^2$.**

Relativamente allo spessore della carbonatazione l'indagine ha ricavato i seguenti valori:

- Omissis.. in tabella 1 si riportano i massimi spessori di carbonatazione rilevati: come si può notare, nella maggior parte dei casi tali spessori sono risultati praticamente nulli.

Tabella 1 – Tensioni di precompressione e prove sulle carote di calcestruzzo

Identificazione elemento			Prove rilascio		Resistenza cls.		Carbon.
Campata n.	Trave n.	Carota n.	δ Intrad. (cm)	σ prec. (N/mm ²)	R _{eff} (N/mm ²)	R _{pot} (N/mm ²)	S Carb. (mm)
5	Trave 1	5	48.5	3.9	52.7	68.5	0
11	Trave 1	3	51.0	6.0	55.2	71.8	0
11	Trave 3	4	49.0	7.8	50.4	65.5	0
14	Trave 1	1	55.5	5.7	57.5	74.8	0
14	Trave 3	2	60.0	7.5	54.5	70.9	0
27	Trave 1	16	54.0	8.4	70.8	92.0	0
28	Trave 1	17	56.0	9.0	53.9	70.1	0
29	Traverso	14			45.8	59.5	0
29	Trave 1	15	62.0	6.6	46.6	60.6	0
30	Trave 1	13	62.0	8.7	54.5	70.9	0
31	Trave 1	9	56.0	11.4	47.0	61.1	10
32	Trave 1	6	63.0	8.4	54.6	71.0	15
32	Trave 1	7	132.0	6.0	63.3	82.3	0
32	Trave 3	8	60.0	11.4	68.2	88.7	0
33	Trave 1	18	54.0	7.2	48.0	62.4	0
34	Trave 1	10	72.0	5.4	45.4	59.0	0
34	Trave 1	11	142.0	4.2	49.8	64.7	0
34	Traverso	12			43.9	57.1	0
Valore minimo				3.9	43.9	57.1	0
Valore medio				7.4	53.5	69.5	
Valore massimo				11.4	70.8	92.0	15

2.1.2 Campagna Visiva Settembre 2017

In complessive 77 travi del ponte principale e sulla totalità delle travi dei 2 fornici disgiunti dal ponte principale (8+8) si sono notati segni di degrado sia sulle strutture di impalcato che sulle opere di presidio realizzate nel 2010 (placcaggio travi di bordo con FRP). Su tali complessive 93 travi viene richiesta un surplus di indagini inerenti la messa a nudo dei cavi e il riscontro visivo dello stato delle armature,

2.1.3 Campagna di indagine in sito (messa a nudo dei cavi) Settembre-Ottobre 2017

Delle 93 travi per cui veniva richiesta una più approfondita analisi, si sono riscontrate:

Tratto in golena:

- 9 travi che presentano cavi con fili interrotti
- Campata di transizione in opera con corrosione diffusa e riduzione della sezione dei ferri

Tratto su alveo di magra:

- 12 travi che presentano cavi con fili interrotti (1 già riparata nel 2010)

In generale si riscontra una corrosione diffusa ed in avanzato stato che interessa la maggior parte delle travi di bordo.

L'indagine svolta dal laboratorio non ha rilevato il diametro effettivo dei cavi come richiesto a pag. 82 del piano di indagine.

Per una completa definizione delle risultanze delle indagini visive e in sito svolte nei mesi di Settembre e Ottobre 2017 si rimanda alle relative relazioni depositate agli atti.

3. Stato attuale dell'impalcato

Sulla base delle risultanze delle indagini riassunte al precedente punto 2 lo stato attuale dell'impalcato è il seguente:

Sulla quasi totalità delle campate i fili sono nella migliore delle ipotesi ossidati ed in molti casi corrosi (con conseguente riduzione della sezione resistente).

In complessive 21 travi prefabbricate si riscontrano cavi danneggiati in toto (tutti e 12 i fili interrotti) od in parte (alcuni fili interrotti ed i restanti fortemente corrosi).

Le campate che presentano i degradi più pesanti sono le seguenti:

- 1) CAMPATA 5
 - a. Trave di spina di valle con tutti e 3 i cavi con fili corrosi.
 - b. Trave di bordo di monte con 1 cavo che presenta fili corrosi ed 1 interrotto.
- 2) CAMPATA 6
 - a. Trave di bordo di monte 1 cavo con tutti i 12 fili interrotti, 1 cavo con fili molto corrosi di cui 4 interrotti, 1 cavo con fili corrosi e disposti in doppia fila.
- 3) CAMPATA 7
 - a. Trave di bordo di valle 1 cavo con fili molto corrosi di cui 4 interrotti, i restanti 2 cavi inferiori presentano fili molto corrosi.
- 4) CAMPATA 8
 - a. Trave di bordo di valle 1 cavo con fili molto corrosi di cui 2 interrotti, 2 dei restanti cavi presentano fili corrosi.
- 5) CAMPATA 10
 - a. Trave di bordo di valle 1 cavo con tutti i 12 fili interrotti.
 - b. Trave di bordo di monte presenta 2 cavi con alcuni fili corrosi.
- 6) CAMPATA 11
 - a. Trave di bordo di valle 1 cavo con 1 filo interrotto e fessurazioni sull'anima.
- 7) CAMPATA 12
 - a. Trave di bordo di valle con corrosione diffusa su 2 cavi.
- 8) CAMPATA 13
 - a. Trave di bordo di valle con 3 cavi aventi tutti i 12 fili interrotti ed un quarto con 1 filo interrotto.
- 9) CAMPATA 15
 - a. Trave di bordo di valle con 3 cavi aventi tutti i 12 fili interrotti ed un quarto con fili assenti.
 - b. Trave di bordo di monte con 3 cavi aventi rispettivamente 7,8 e 10 fili interrotti.

10) CAMPATA 16

- a. Trave di bordo di valle con 1 cavo corrosivo.

11) CAMPATA 19

- a. Trave di bordo di valle con cavi che presentano corrosione diffusa.

12) CAMPATA 24

- a. Trave di bordo di monte con 3 cavi che presentano corrosione diffusa.

13) CAMPATA 26 (transizione in opera)

- a. Trave di bordo di monte in opera con 4 barre ad armatura lenta con corrosione diffusa e riduzione di sezione (da 26 a 22 mm).
- b. Fessurazione diffusa su tutte e 4 le travi di impalcato sia a flessione che a taglio.

14) CAMPATA 28 (su alveo di magra)

- a. Trave di bordo di valle con corrosione su 1 cavo con 2 fili interrotti.
- b. Trave di bordo di monte con 2 cavi aventi tutti e 12 i fili interrotti ed ulteriori 2 cavi che presentano corrosione diffusa.

15) CAMPATA 29 (su alveo di magra)

- a. Trave di bordo di valle con 1 cavo avente tutti e 12 i fili interrotti
- b. Trave di bordo di monte con 1 cavo avente 9 i fili interrotti ed i rimanenti 3 fili che presentano corrosione diffusa.

16) CAMPATA 30 (su alveo di magra)

- a. Trave di bordo di valle con 1 cavo compromesso ed un secondo che presenta 1 filo interrotto, presenza di corrosione diffusa sugli altri cavi.
- b. Trave di bordo di monte con 2 cavi danneggiati (3 e 8 fili interrotti)

17) CAMPATA 31 (su alveo di magra)

- a. Trave di bordo di valle con 1 cavo danneggiato (8 fili interrotti ed i restanti corrosi)

18) CAMPATA 32 (su alveo di magra)

- a. Trave di bordo di valle con 1 cavo avente tutti e 12 i fili interrotti e 3 danneggiati (interrotti 3+8+1 fili)
- b. Trave di bordo di monte con 1 cavo danneggiato (1 filo interrotto)

19) CAMPATA 33 (su alveo di magra)

- a. Trave di bordo di monte cavi compromessi (trave sottoposta a post-tensione esterna nel 2010 per sopperire alla perdita di precompressione)

20) CAMPATA 34 (su alveo di magra)

- a. Trave di bordo di valle con 5 cavi danneggiati (4+4+3+3+8 fili interrotti)
- b. Trave di bordo di monte con 1 cavo compromesso, 2 cavi danneggiati (5+1 fili interrotti) ed i restanti cavi corrosi

21) CAMPATA 35 (transizione in opera)

- a. Fessurazione diffusa su tutte e 4 le travi di impalcato sia a flessione che a taglio.

22) FORNICE 1 CAMPATA 2

- a. Trave di bordo di valle con corrosione diffusa

23) FORNICE 2 CAMPATA 2

- a. Trave di bordo di valle con corrosione diffusa

3.1 Possibili modalità di intervento

Di seguito si relazione circa le possibili modalità di intervento.

3.1.1 Quadro normativo

L'attuale normativa vigente in materia di costruzioni (DM 14/01/2008 e relativa circolare esplicativa) prevede per le costruzioni esistenti le seguenti modalità di intervento (art. 8.4):

- Intervento di riparazione / intervento locale
- Intervento di miglioramento sismico
- Intervento di adeguamento sismico

Affinché un intervento sia classificabile quale intervento di riparazione / intervento locale devono essere soddisfatte le seguenti condizioni:

- Intervento riguardante singole parti e non esteso a tutta la struttura
- Non si debbono apportare modifiche che comportino variazione di classe d'uso con conseguente variazioni dei carichi in fondazione superiori al 10%

Si ha invece un intervento di miglioramento sismico quando gli interventi migliorano il comportamento della struttura senza renderla completamente conforme a quanto previsto dal DM 14/01/2008.

Si ha un intervento di adeguamento sismico quando si interviene su di una struttura esistente con l'obiettivo di renderla in tutto e per tutto conforme al vigente DM 14/01/2008.

La normativa inoltre prevede che, per quanto riguarda le costruzioni esistenti, la conoscenza della costruzione è di fondamentale importanza ai fini di una adeguata analisi. Tale conoscenza può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storica e delle indagini sperimentali. Le operazioni sono state eseguite nel tempo (2001 -2003 - 2017) in modo accurato come definito dalla Circolare 617 del 02/02/2009: "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008".

Per quanto attiene gli spessori degli elementi strutturali e non, ai rilievi si sono uniti lo studio dei documenti di progetto originali e confrontati con l'esito delle stratigrafie rese possibili dalle campagne di indagine effettuate sulla struttura.

Per quanto attiene ai materiali sono state eseguite prove di laboratorio (2003) che hanno consentito di caratterizzare dal punto di vista meccanico i materiali strutturali.

Con riferimento al livello di conoscenza acquisito, si sono definiti i valori medi dei parametri meccanici ed i fattori di confidenza secondo quanto previsto dalla citata Circolare 617 del 02/02/2009 come segue:

- livello di conoscenza LC3
- Il fattore di confidenza FC è stato quindi assunto pari a 1

3.1.1.1 Fattibilità degli interventi

3.1.1.1.1 Intervento di riparazione / intervento locale

Tecnicamente è possibile procedere ad un intervento di riparazione. L'intervento consiste nella sostituzione degli impalcati compromessi e la riparazione degli impalcati in corrispondenza dell'alveo di magra mediante post-tensione esterna o beton plaque.

Permane il problema dei restanti impalcati che presentano tutti evidenti segni di ammaloramento (ossidazione/corrosione dei cavi di precompressione).

L'analisi dell'evolversi dei degradi tra la campagna di indagine del 2003 e quella del 2017 unitamente a una svariata serie di casi analoghi trattati in letteratura fa emergere come il fenomeno (corrosivo) una volta innescato può essere rallentato ma di certo non bloccato.

L'intervento di riparazione corre pertanto il serio rischio di realizzare opere ingenti e dispendiose non garantendo la necessaria vita utile al manufatto.

3.1.1.1.2 Intervento di miglioramento / adeguamento

Tali interventi devono necessariamente riguardare oltre che le strutture di impalcato anche le sottostrutture (pile e spalle).

La particolare conformazione dell'impalcato (poche travi – traversi e soletta post-tese) fanno sì che lo stesso sia di fatto non adeguabile ai carichi previsti dal DM 14/01/2008 non garantendone al contempo la prevista vita nominale.

Si fa notare come l'impalcato sia stato calcolato in origine sulla base della circolare Ministero della Difesa n° 19096 del 16/08/1953 (carichi militari).

Il momento in campata per cui sono stati dimensionati i prefabbricati è (per la trave lunga in corrispondenza dell'alveo di magra) pari a: $451898 + 428690 = 880588 \text{ kgm} \approx 8806 \text{ KNm}$ (pag. 60 relazione calcolo Fincosit che si riporta in allegato alla presente)

Il momento in campata a cui la trave maggiormente sollecitata deve resistere applicando il DM 14/01/2008 è pari a: $13626 \text{ KNm (SLU)} ; 10093 \text{ KNm (SLE)}$.

Ragionando in termini reali sulla base delle prove eseguite nel 2003, il momento ultimo della trave di bordo attuale maggiormente sollecitata è pari a:

$$M_{\text{TRAVE REALE}} = 7603 \text{ KN/m}$$

Ovvero la trave integra ha un deficit del 45%.

Si porta l'attenzione sul fatto che il momento ultimo della trave di bordo (trave+porzione collaborante di soletta) è inferiore anche al momento per cui la trave è progettata in origine.

Ciò è dovuto a:

a) Il progetto prevedeva cavi con 12 Ø7 (As ≈462 mm²)

I cavi testati nel 2003 hanno diametro pari a 6 mm (12Ø6 As=339.12 mm²)

b) Il progetto prevedeva acciaio armonico con Resistenza alla rottura pari a 1500/1700 Mpa

I cavi testati nel 2003 hanno restituito una Resistenza alla rottura pari a 1170 Mpa

I limiti dell'impalcato uniti alla necessità di intervenire pesantemente sia sulle sottostrutture (comprese le fondazioni profonde) oltre che sull'impalcato senza la certezza di garantire la vita utile minima richiesta (50 anni ma per ponti strategici 100) portano di fatto ad escludere l'ipotesi di un miglioramento/adeguamento alle vigenti normative almeno per quanto riguarda le strutture di impalcato.

Nota. Per il diametro dei cavi rilevati nel 2003 si veda quanto riportato al successivo paragrafo 3.1.3.2

3.1.2 Interventi a lungo termine

A lungo termine, come esplicitato al precedente punto 3.1.1.1.2 è da escludere di mantenere in toto la struttura esistente in quanto:

- Impalcato non adeguabile / insufficiente vita utile
- Sottostrutture da modificare pesantemente soprattutto per quanto riguarda il sistema fondale.

Le uniche pile che eventualmente potrebbero essere riutilizzate sono quelle in alveo che sono state irrobustite nel 2010 mentre per le spalle e le restanti pile bisogna intervenire pesantemente sia sulle sottostrutture che sulle fondazioni profonde.

3.1.3 Interventi a breve termine

E' implicito che il rifacimento di un'opera così estesa (sviluppo superiore a 1.2 Km) comporta il reperimento di risorse ingenti e tempi di progettazione/approvazione/realizzazione altrettanto lunghi.

In questo contesto si inseriscono gli interventi a breve termine ovvero quelli che consentono uno sfruttamento nel transitorio del manufatto limitandone l'uso ai carichi meno gravosi.

L'unica nota positiva di quanto emerso dalle indagini è che le strutture di impalcato a taglio non sembrano manifestare dissesti evidenti (ad eccezione della campata 26) e ciò è positivo in quanto le rotture a taglio sono per loro natura fragili mentre quelle a flessione su travi prevalentemente inflesse sono per loro natura duttili.

Gli interventi da prevedersi sono da intendersi di riparazione/intervento locale ai sensi dell'art. 8.4 del DM 14/01/2008 e provvisori ai sensi dell'art. 2.4.1 del DM 14/01/2008 e smi ovvero aventi vita utile inferiore a 10 anni.

La metodologia per identificare le porzioni di impalcato da rinforzare/sostenere/sostituire è la seguente:

- 1) Calcolo delle sollecitazioni indotte da carichi stradali per ponti di I Categoria
- 2) Calcolo delle sollecitazioni indotte da carichi stradali pari a quelli consentiti prima del manifestarsi del dissesto che ha portato alla chiusura del ponte (44 ton = ponte II Categoria)
- 3) Calcolo delle sollecitazioni declassando il ponte a III categoria (0.5 ton/mq impalcato)
- 4) Calcolo delle sollecitazioni per il passaggio delle sole auto + folla sui marciapiede (0.25 ton/mq carreggiata + 0.5 ton/mq marciapiede)
- 5) Calcolo delle sollecitazioni per il passaggio delle sole auto con marciapiede interclusi al transito (0.25 ton/mq carreggiata)
- 6) Calcolo dei momenti a rottura delle travi
 - a. Integre
 - b. Senza 1 cavo
 - c. Senza n+1 cavi
- 7) Confronto dei momenti a rottura con quelli sollecitanti
- 8) Le travi che non garantiscono un sufficiente grado di sicurezza devono essere rinforzate/sostenute/sostituite

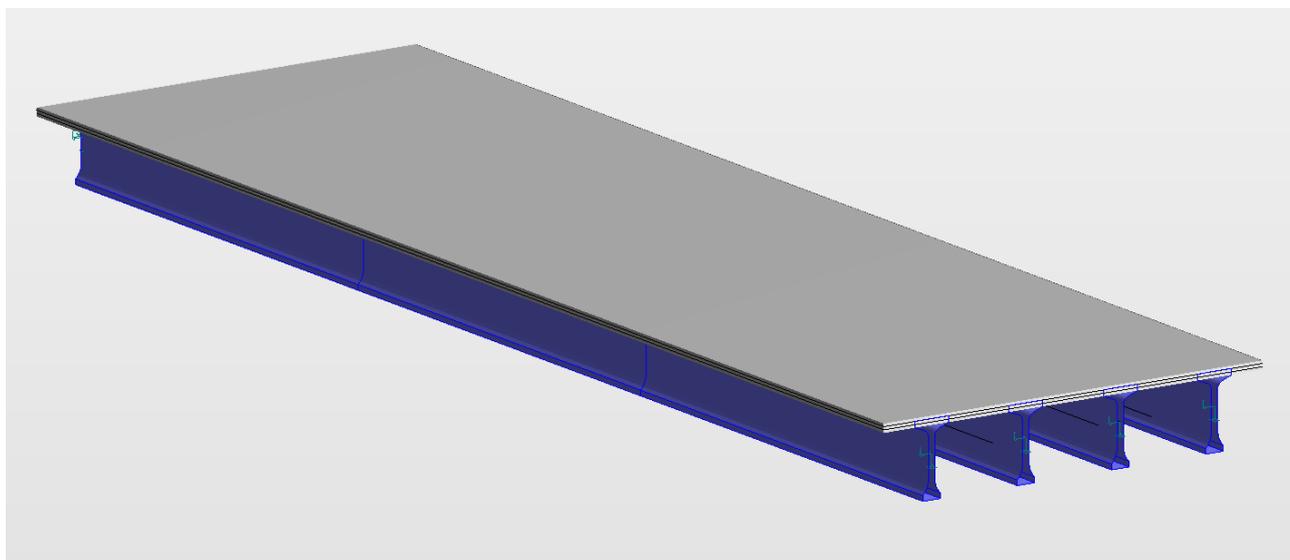
3.1.3.1 Sollecitazioni flettenti massime sulle travi di impalcato

Il calcolo viene effettuato modellando mediante programma ad elementi finiti l'impalcato e assegnando di volta in volta i carichi.

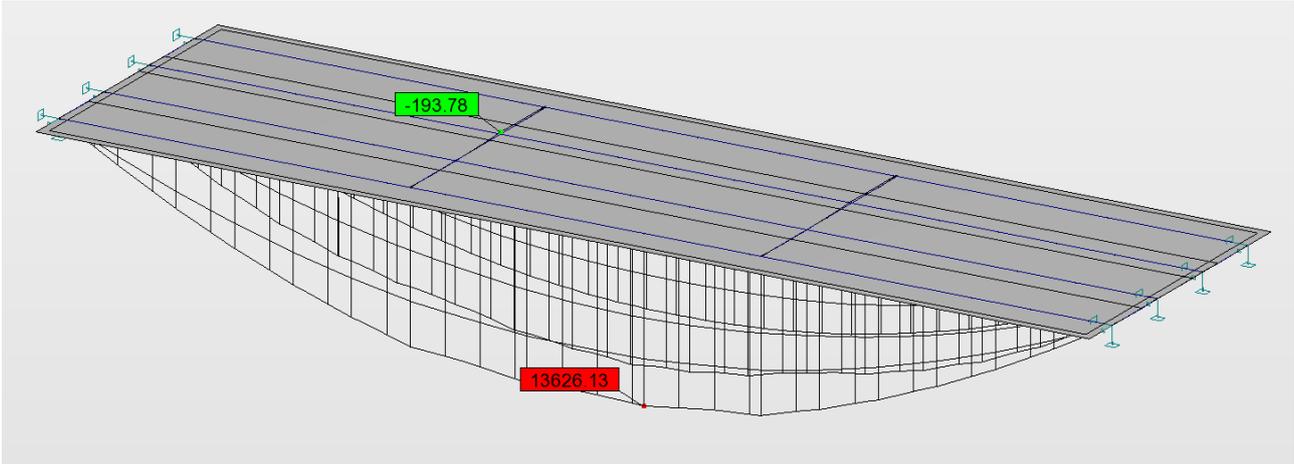
I casi di carico relativi a ponti di I, II e III Categoria sono quelli previsti nel CAP 5 del DM 14/01/2008.

Il carico simulante le sole auto è assunto pari al carico distribuito q_{2k} di cui al punto 5.1.3.3.5 del succitato decreto.

A puro titolo esemplificativo si riporta il modello ad e.f. ed il grafico di involuppo allo SLU del momento sulla campata in alveo di magra.



Modello ad elementi finiti impalcato alveo di magra



Inviluppo momenti carichi di I Categoria impalcato alveo di magra (u.m. KN,m)

La simulazione ha restituito i valori riportati per nelle tabelle seguenti.

TRAVE LUNGA (ALVEO DI MAGRA)

CASO DI CARICO	M sollecitante (KNm)
I CAT SLU	13626
I CAT SLE	10093
II CAT SLU	12512
II CAT SLE	9268
III CAT SLU	9166
III CAT SLE	6790
AUTO+FOLLA MARCIAPIEDE SLU	8112
AUTO+FOLLA MARCIAPIEDE SLE	6009
SOLO AUTO SLU	7293
SOLO AUTO SLE	5402
PESO+PERM. PORTATI SLU	6238
PESO+PERM. PORTATI SLE	4621

- *Momento progetto (1954) impalcato originale calcolato con carichi militari di cui alla circolare del min. difesa n° 19096 del 16/08/1953 Ms = 8808 KNm*

TRAVE CORTA (TRATTO IN GOLENA E FORNICI)

CASO DI CARICO	M sollecitante (KNm)
I CAT SLU	6485
I CAT SLE	4803
II CAT SLU	5842
II CAT SLE	4328
III CAT SLU	3627
III CAT SLE	2687
AUTO+FOLLA MARCIAPIEDE SLU	3181
AUTO+FOLLA MARCIAPIEDE SLE	2356
SOLO AUTO SLU	2786
SOLO AUTO SLE	2064
PESO+PERM. PORTATI SLU	2318
PESO+PERM. PORTATI SLE	1717

- *Momento progetto (1954) impalcato originale calcolato con carichi militari di cui alla circolare del min. difesa n° 19096 del 16/08/1953 Ms = 3921 KNm*

CAMPATE 26-35 – TRANSIZIONE - (TRATTO IN GOLENA E LATO CASALMAGGIORE)

CASO DI CARICO	M sollecitante (KNm)
I CAT SLU	2722
I CAT SLE	2016
II CAT SLU	2431
II CAT SLE	1800
III CAT SLU	1074
III CAT SLE	796
AUTO+FOLLA MARCIAPIEDE SLU	988
AUTO+FOLLA MARCIAPIEDE SLE	732
SOLO AUTO SLU	871
SOLO AUTO SLE	645
PESO+PERM. PORTATI SLU	719
PESO+PERM. PORTATI SLE	532

- *Non si sono riscontrati dati di calcolo del momento sollecitante originariamente calcolato per tale campata nei documenti di progetto (1954)*

3.1.3.2 Momenti resistenti a rottura delle travi di impalcato

Viene di seguito riassunto il calcolo del momento a rottura della trave di impalcato (+ porzione di soletta collaborante) relativamente a:

- Cavi costituiti da 12 Ø 6 (As = 339.12 mm²) – RILIEVO 2003
- Cavi costituiti da 12 Ø 7 (As =462 mm²) – DATI PROGETTO

In entrambe i casi si assume acciaio armonico avente ftk = 1170 N/mm² – RILIEVO 2003; con fyk= 1053 N/mm² ; fyd= 915.7 N/mm²

Si è scelto di procedere al calcolo del momento resistente oltre che con i dati della campagna di indagine del 2003 anche con i dati di progetto relativamente al diametro dei cavi in quanto se si considera l'armatura armonica costituita da cavi Ø 6 l'impalcato dovrebbe essere già collassato.

Per quanto riguarda la tensione a rottura dell'acciaio armonico si utilizza quella desunta dalle prove del 2003 che presenta un deficit compreso tra il 22% ed il 31% rispetto a quella prevista nella relazione di calcolo originale (ftk = 1500/1700 Mpa).

Per le campate 26 e 35 si assume acciaio ad armatura lenta con caratteristiche pari a quelle desunte dalle prove 2003 ovvero con fy = 325 N/mm² ft = 438 N/mm² e calcestruzzo con resistenza caratteristica pari a fck 50 N/mm²

A puro titolo esemplificativo si riporta la schermata di calcolo del momento a rottura della trave lunga (alveo di magra) integra e con fili aventi diametro pari a 6 mm

Titolo : Casalmaggiore Trave di bordo LUNGA in condizioni ottimali

N° Vertici 24 **Zoom** **N° barre** 20 **Zoom**

N°	x [mm]	y [mm]
11	1340	1840
12	1340	2000
13	-1340	2000
14	-1340	1840
15	-475	1840
16	-209	1734,2

N° As [mm²] **x [mm]** **y [mm]**

N°	As [mm ²]	x [mm]	y [mm]
1	20	-70	20
2	20	70	20
3	20	-70	400
4	20	70	400
5	20	-70	800
6	20	70	800

Armatura Precompressione **N° cavi** 13 **Zoom**

N°	As [mm ²]	x [mm]	y [mm]	σ _{sp} [MPa]
4	339,12	0	55	750,87
5	339,12	66,67	55	750,87
6	339,12	133,3	55	750,87
7	339,12	200	55	750,87
8	339,12	-133,3	110	750,87
9	339,12	0	110	750,87

Sollecitazioni S.L.U. **Metodo n**

N_{Sd} 0 **0** kN
M_{xSd} 0 **0** kNm
M_{ySd} 0 **0**

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] xN 0 yN 0

Materiali
FeB38k **C50/60**
ε_{su} 10 ‰ ε_{cu} 3,5
f_{yd} 326,1 N/mm² f_{cd} 33,33
E_s 200.000 N/mm² α 0,85
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,631 ‰ σ_{c,adm} 17,25
σ_{s,adm} 215 N/mm² τ_{co} 1
τ_{c1} 2,686

M xRd 7.603 kN m
σ_c -18,62 N/mm²
σ_s 326,1 N/mm²
ε_c 0,8290 ‰
ε_s 10,00 ‰
d 1.980 mm
x 151,6 x/d 0,07655
δ 0,7000

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ 0 mm **Col. modello**

Armatura Precompressione
Tipo cavo cavo
ε_{su} 10 ‰
f_{yd} 915,7 N/mm²
E_s/E_c 6
ε_{syd} 4,579 ‰
σ_{s,adm} 0 N/mm²
σ_{sp} 915,7 N/mm²
ε_{sp} 13,56 ‰ compressa predef.

Precompresso

Momento a rottura con diametro dei fili pari a 6 mm ed acciaio ftk = 1170 N/mm²; fyk= 1053 N/mm² ; fyd= 915.7 N/mm²

Nelle tabelle seguenti si riportano i valori dei momenti a rottura delle travi nelle varie condizioni in cui versano attualmente

TRAVE LUNGA (ALVEO DI MAGRA)

M resistente (cavi con diametro pari a 6 mm)								
(KNm)								
trave integra	-1 cavo	-2 cavi	-3 cavi	-4 cavi	-5 cavi	-6 cavi	-7 cavi	-8 cavi
7603	7024	6443	5862	5279	4696	4110	3524	2953

M resistente (cavi con diametro pari a 7 mm)								
(KNm)								
trave integra	-1 cavo	-2 cavi	-3 cavi	-4 cavi	-5 cavi	-6 cavi	-7 cavi	-8 cavi
10263	9478	8892	7906	7118	6327	5535	4740	3966

TRAVE CORTA (TRATTO IN GOLENA E FORNICI)

M resistente (cavi con diametro pari a 6 mm)				
(KNm)				
trave integra	-1 cavo	-2 cavi	-3 cavi	-4 cavi
3351	2888	2423	1956	1506

M resistente (cavi con diametro pari a 7 mm)				
(KNm)				
trave integra	-1 cavo	-2 cavi	-3 cavi	-4 cavi
4479	3851	3221	2589	1977

TRAVE CAMPATE 26 E 35 (TRANSIZIONE IN OPERA)

Trave integra (Af = 4Ø26) Mres = 1340 KNm

Trave rilevata (Af = 4Ø22) Mres = 962 KNm

**Il rilievo non ha investigato la campata 35. Per analogia si sono considerati validi (su indicazione dell'Ing. Botta della Provincia di Parma che se ne assume la totale responsabilità i risultati di cui alla campata 26).*

3.1.3.3 Confronto dei momenti a rottura con quelli sollecitanti

TRAVE LUNGA (ALVEO DI MAGRA)

CASO DI CARICO	M sollecitante (KNm)	M resistente (cavi con diametro pari a 6 mm)								
		(KNm)								
		trave integra	-1 cavo	-2 cavi	-3 cavi	-4 cavi	-5 cavi	-6 cavi	-7 cavi	-8 cavi
I CAT SLU	13626	7603	7024	6443	5862	5279	4696	4110	3524	2953
I CAT SLE	10093	7603	7024	6443	5862	5279	4696	4110	3524	2953
II CAT SLU	12512	7603	7024	6443	5862	5279	4696	4110	3524	2953
II CAT SLE	9268	7603	7024	6443	5862	5279	4696	4110	3524	2953
III CAT SLU	9166	7603	7024	6443	5862	5279	4696	4110	3524	2953
III CAT SLE	6790	7603	7024	6443	5862	5279	4696	4110	3524	2953
AUTO+SOLLA MARCIAPIEDE SLU	8112	7603	7024	6443	5862	5279	4696	4110	3524	2953
AUTO+SOLLA MARCIAPIEDE SLE	6009	7603	7024	6443	5862	5279	4696	4110	3524	2953
SOLO AUTO SLU	7293	7603	7024	6443	5862	5279	4696	4110	3524	2953
SOLO AUTO SLE	5402	7603	7024	6443	5862	5279	4696	4110	3524	2953
PESO+PERM. PORTATI SLU	6238	7603	7024	6443	5862	5279	4696	4110	3524	2953
PESO+PERM. PORTATI SLE	4621	7603	7024	6443	5862	5279	4696	4110	3524	2953

CASO DI CARICO	M sollecitante (KNm)	M resistente (cavi con diametro pari a 7 mm)								
		(KNm)								
		trave integra	-1 cavo	-2 cavi	-3 cavi	-4 cavi	-5 cavi	-6 cavi	-7 cavi	-8 cavi
I CAT SLU	13626	10263	9478	8692	7906	7118	6327	5535	4740	3966
I CAT SLE	10093	10263	9478	8692	7906	7118	6327	5535	4740	3966
II CAT SLU	12512	10263	9478	8692	7906	7118	6327	5535	4740	3966
II CAT SLE	9268	10263	9478	8692	7906	7118	6327	5535	4740	3966
III CAT SLU	9166	10263	9478	8692	7906	7118	6327	5535	4740	3966
III CAT SLE	6790	10263	9478	8692	7906	7118	6327	5535	4740	3966
AUTO+SOLLA MARCIAPIEDE SLU	8112	10263	9478	8692	7906	7118	6327	5535	4740	3966
AUTO+SOLLA MARCIAPIEDE SLE	6009	10263	9478	8692	7906	7118	6327	5535	4740	3966
SOLO AUTO SLU	7293	10263	9478	8692	7906	7118	6327	5535	4740	3966
SOLO AUTO SLE	5402	10263	9478	8692	7906	7118	6327	5535	4740	3966
PESO+PERM. PORTATI SLU	6238	10263	9478	8692	7906	7118	6327	5535	4740	3966
PESO+PERM. PORTATI SLE	4621	10263	9478	8692	7906	7118	6327	5535	4740	3966

TRAVE CORTA (TRATTO IN GOLENA)

CASO DI CARICO	M sollecitante (KNm)	M resistente (cavi con diametro pari a 6 mm) (KNm)				
		trave integra	-1 cavo	-2 cavi	-3 cavi	-4 cavi
I CAT SLU	6485	3351	2888	2423	1956	1506
I CAT SLE	4803	3351	2888	2423	1956	1506
II CAT SLU	5842	3351	2888	2423	1956	1506
II CAT SLE	4328	3351	2888	2423	1956	1506
III CAT SLU	3627	3351	2888	2423	1956	1506
III CAT SLE	2687	3351	2888	2423	1956	1506
AUTO+SOLLA MARCIAPIEDE SLU	3181	3351	2888	2423	1956	1506
AUTO+SOLLA MARCIAPIEDE SLE	2356	3351	2888	2423	1956	1506
SOLO AUTO SLU	2786	3351	2888	2423	1956	1506
SOLO AUTO SLE	2064	3351	2888	2423	1956	1506
PESO+PERM. PORTATI SLU	2318	3351	2888	2423	1956	1506
PESO+PERM. PORTATI SLE	1717	3351	2888	2423	1956	1506

CASO DI CARICO	M sollecitante (KNm)	M resistente (cavi con diametro pari a 7 mm) (KNm)				
		trave integra	-1 cavo	-2 cavi	-3 cavi	-4 cavi
I CAT SLU	6485	4479	3851	3221	2589	1977
I CAT SLE	4803	4479	3851	3221	2589	1977
II CAT SLU	5842	4479	3851	3221	2589	1977
II CAT SLE	4328	4479	3851	3221	2589	1977
III CAT SLU	3627	4479	3851	3221	2589	1977
III CAT SLE	2687	4479	3851	3221	2589	1977
AUTO+SOLLA MARCIAPIEDE SLU	3181	4479	3851	3221	2589	1977
AUTO+SOLLA MARCIAPIEDE SLE	2356	4479	3851	3221	2589	1977
SOLO AUTO SLU	2786	4479	3851	3221	2589	1977
SOLO AUTO SLE	2064	4479	3851	3221	2589	1977
PESO+PERM. PORTATI SLU	2318	4479	3851	3221	2589	1977
PESO+PERM. PORTATI SLE	1717	4479	3851	3221	2589	1977

TRAVE CAMPATE 26/35 (TRANSIZIONE IN OPERA)

CAMPATA	STATO	M rottura trave (KNm)	MOMENTO SOLLECITANTE (SLU)				
			I CAT (KNm)	II CAT (KNm)	III CAT (KNm)	AUTO+FOLLA (KNm)	SOLO AUTO (KNm)
26/35	Trave progetto	1340	2722	2431	1074	988	871
26/35	Trave esistente	962	2722	2431	1074	988	871

Dalle tabelle sopra riportate emergono risultati che cozzano con lo stato attuale del ponte in quanto:

- 1) Dai calcoli emerge che in condizioni di normale utilizzo (limite delle 44 ton fino alla chiusura del ponte equivalenti ad un ponte di II Categoria) e con le travi integre il ponte sarebbe già dovuto collassare.

Ciò è dovuto al calcolo del momento di rottura considerando l'acciaio armonico avente resistenza a rottura pari a quello riportato nelle prove commissionate da ANAS nel 2003 ovvero acciaio armonico avente acciaio con $f_{tk} = 1170 \text{ N/mm}^2$.

Eseguendo il calcolo a rottura delle 2 tipologie di travi considerando:

- diametro fili 7 mm
- acciaio armonico con caratteristiche pari a quello di progetto $f_{tk} = 1500 / 1700 \text{ N/mm}^2$
- mantenendo inalterati armatura lenta, caratteristiche cls e geometriche

si hanno rispettivamente per le travi lunghe (alveo di magra) e corte (golena) i seguenti momenti a rottura (trave integra).

Trave lunga

$$f_{tk} = 1700 \text{ N/mm}^2 \quad M_r = 14621 \text{ KNm}$$

$$f_{tk} = 1500 \text{ N/mm}^2 \quad M_r = 12962 \text{ KNm}$$

** Nella relazione di calcolo originale veniva calcolato un momento a rottura di $1523188 \text{ kgm} \approx 15232 \text{ KNm}$ (differenza del 4% rispetto al momento a rottura calcolato considerando acciaio armonico con $f_{tk} = 1700 \text{ N/mm}^2$)*

Trave corta

$$f_{tk} = 1700 \text{ N/mm}^2 \quad M_r = 6383 \text{ KNm}$$

$$f_{tk} = 1500 \text{ N/mm}^2 \quad M_r = 5668 \text{ KNm}$$

Ovvero si hanno momenti a rottura delle strutture di impalcato compatibili con l'uso che ne è stato fatto per i 59 anni per cui è stato in funzione.

Detto questo le prove che si hanno a disposizione sono quelle che classificano l'acciaio armonico con un $f_{tk} = 1170 \text{ N/mm}^2$ e sulla base di queste vengono di seguito stimate le porzioni di struttura che necessitano di rinforzi.

3.1.3.4 Porzioni di struttura da rinforzare/sostenere/sostituire

Ipotesi comuni:

- 1) Le travi che presentano 1 cavo con almeno 1 filo interrotto, ai fini delle verifiche di portanza si considerano sezioni con 1 intero cavo interrotto
- 2) Le travi che presentano corrosione diffusa sui fili dei cavi (con conseguente riduzione della sezione resistente), ai fini delle verifiche di portanza si considerano quali travi aventi n-1 cavi funzionanti
- 3) Il confronto tra il momento sollecitante e quello resistente si esegue a rottura pertanto saranno confrontati i momenti di sollecitazione allo SLU di cui al precedente paragrafo con quelli a rottura delle travi.
- 4) Acciaio armonico con resistenza pari a quella ricavata nelle prove 2003 ovvero $f_{tk} = 1170 \text{ N/mm}^2$

TRAVE LUNGA (ALVEO DI MAGRA)

IPOTESI FILI AVENTI DIAMETRO PARI A 6 mm							
CAMPATA	STATO	M rottura trave (KNm)	MOMENTO SOLLECITANTE (SLU)				
			I CAT (KNm)	II CAT (KNm)	III CAT (KNm)	AUTO+FOLLA (KNm)	SOLO AUTO (KNm)
27	integra	7603	13626	12512	9166	8112	7293
28	Trave 1 corrosa e con 2 fili interrotti - trave 4 2 cavi compromessi e 2 corrosi	5279	13626	12512	9166	8112	7293
29	Trave 1 1 cavo compromesso - Trave 4 1 cavo compromesso	7024	13626	12512	9166	8112	7293
30	Trave 1 1 cavo compromesso ed 1 ulteriore cavo con fili corrosi ed 1 interrotto; Trave 4 con 8+3 fili interrotti ed i restanti corrosi	6443	13626	12512	9166	8112	7293
31	Trave 1 con 1 cavo compromesso.	7024	13626	12512	9166	8112	7293
32	Trave 1 presenta 4 cavi compromessi; Trave 1 corrosione diffusa ed 1 cavo con 1 filo interrotto	5279	13626	12512	9166	8112	7293
33	Trave 4 armatura originale compromessa ma già post- tesa	7603	13626	12512	9166	8112	7293
34	Trave 1 5 cavi compromessi ed i restanti corrosi; Trave 4 1 cavo compromesso e 2 danneggiati	5862	13626	12512	9166	8112	7293

IPOTESI FILI AVENTI DIAMETRO PARI A 7 mm							
CAMPATA	STATO	M rottura trave (KNm)	MOMENTO SOLLECITANTE (SLU)				
			I CAT (KNm)	II CAT (KNm)	III CAT (KNm)	AUTO+FOLLA (KNm)	SOLO AUTO (KNm)
27	integra	10263	13626	12512	9166	8112	7293
28	Trave 1 corrosa e con 2 fili interrotti - trave 4 2 cavi compromessi e 2 corrosi	7118	13626	12512	9166	8112	7293
29	Trave 1 1 cavo compromesso - Trave 4 1 cavo compromesso	9478	13626	12512	9166	8112	7293
30	Trave 1 1 cavo compromesso ed 1 ulteriore cavo con fili corrosi ed 1 interrotto; Trave 4 con 8+3 fili interrotti ed i restanti corrosi	8692	13626	12512	9166	8112	7293
31	Trave 1 con 1 cavo compromesso.	9478	13626	12512	9166	8112	7293
32	Trave 1 presenta 4 cavi compromessi; Trave 1 corrosione diffusa ed 1 cavo con 1 filo interrotto	7118	13626	12512	9166	8112	7293
33	Trave 4 armatura originale compromessa ma già post- tesa	10263	13626	12512	9166	8112	7293
34	Trave 1 5 cavi compromessi ed i restanti corrosi; Trave 4 1 cavo compromesso e 2 danneggiati	7906	13626	12512	9166	8112	7293

TRAVE CORTA (TRATTO IN GOLENA)

IPOTESI FILI AVENTI DIAMETRO PARI A 6 mm							
CAMPATA	STATO	M rottura trave (KNm)	MOMENTO SOLLECITANTE (SLU)				
			I CAT (KNm)	II CAT (KNm)	III CAT (KNm)	AUTO+FOLLA (KNm)	SOLO AUTO (KNm)
1	integra	3351	6485	5842	3627	3181	2786
2	integra	3351	6485	5842	3627	3181	2786
3	integra	3351	6485	5842	3627	3181	2786
4	Leggera Corrosione trave 1	3351	6485	5842	3627	3181	2786
5	Corrosione trave 2 - 1 filo interrotto trave 4	2888	6485	5842	3627	3181	2786
6	Trave 4 presenta 3 cavi compromessi	1956	6485	5842	3627	3181	2786
7	Corrosione diffusa trave 1 - 4 fili interrotti	2423	6485	5842	3627	3181	2786
8	Corrosione diffusa trave 1 - 2 fili interrotti	2423	6485	5842	3627	3181	2786
9	Corrosione solo su 3 fili trave 1	3351	6485	5842	3627	3181	2786
10	Trave 1 - 1 intero cavo interrotto	2888	6485	5842	3627	3181	2786
11	Trave 1 - 1 filo interrotto	2888	6485	5842	3627	3181	2786
12	Corrosione diffusa trave 1	2888	6485	5842	3627	3181	2786
13	Trave 1 compromessa	0	6485	5842	3627	3181	2786
14	integra	3351	6485	5842	3627	3181	2786
15	Travi 1 e 4 compromesse	0	6485	5842	3627	3181	2786
16	Corrosione su 1 cavo trave 1	3351	6485	5842	3627	3181	2786
17	integra	3351	6485	5842	3627	3181	2786
18	integra	3351	6485	5842	3627	3181	2786
19	Corrosione diffusa trave 1	2888	6485	5842	3627	3181	2786
20	integra	3351	6485	5842	3627	3181	2786
21	integra	3351	6485	5842	3627	3181	2786
22	integra	3351	6485	5842	3627	3181	2786
23	integra	3351	6485	5842	3627	3181	2786
24	Corrosione diffusa trave 4	2888	6485	5842	3627	3181	2786
25	integra	3351	6485	5842	3627	3181	2786
FORNICE 1	Corrosione diffusa trave 1	2888	6485	5842	3627	3181	2786
FORNICE 2	Corrosione diffusa trave 1	2888	6485	5842	3627	3181	2786

IPOTESI FILI AVENTI DIAMETRO PARI A 7 mm							
CAMPATA	STATO	M rottura trave (KNm)	MOMENTO SOLLECITANTE (SLU)				
			I CAT (KNm)	II CAT (KNm)	III CAT (KNm)	AUTO+FOLLA (KNm)	SOLO AUTO (KNm)
1	integra	4479	6485	5842	3627	3181	2786
2	integra	4479	6485	5842	3627	3181	2786
3	integra	4479	6485	5842	3627	3181	2786
4	Leggera Corrosione trave 1	4479	6485	5842	3627	3181	2786
5	Corrosione trave 2 - 1 filo interrotto trave 4	3851	6485	5842	3627	3181	2786
6	Trave 4 presenta 3 cavi compromessi	2589	6485	5842	3627	3181	2786
7	Corrosione diffusa trave 1 - 4 fili interrotti	3221	6485	5842	3627	3181	2786
8	Corrosione diffusa trave 1 - 2 fili interrotti	3221	6485	5842	3627	3181	2786
9	Corrosione solo su 3 fili trave 1	4479	6485	5842	3627	3181	2786
10	Trave 1 - 1 intero cavo interrotto	3851	6485	5842	3627	3181	2786
11	Trave 1 - 1 filo interrotto	3851	6485	5842	3627	3181	2786
12	Corrosione diffusa trave 1	3851	6485	5842	3627	3181	2786
13	Trave 1 compromessa	0	6485	5842	3627	3181	2786
14	integra	4479	6485	5842	3627	3181	2786
15	Travi 1 e 4 compromesse	0	6485	5842	3627	3181	2786
16	Corrosione su 1 cavo trave 1	4479	6485	5842	3627	3181	2786
17	integra	4479	6485	5842	3627	3181	2786
18	integra	4479	6485	5842	3627	3181	2786
19	Corrosione diffusa trave 1	3851	6485	5842	3627	3181	2786
20	integra	4479	6485	5842	3627	3181	2786
21	integra	4479	6485	5842	3627	3181	2786
22	integra	4479	6485	5842	3627	3181	2786
23	integra	4479	6485	5842	3627	3181	2786
24	Corrosione diffusa trave 4	3851	6485	5842	3627	3181	2786
25	integra	4479	6485	5842	3627	3181	2786
FORNICE 1	Corrosione diffusa trave 1	3851	6485	5842	3627	3181	2786
FORNICE 2	Corrosione diffusa trave 1	3851	6485	5842	3627	3181	2786

TRAVE CAMPATE 26 e 35 (TRANSIZIONE IN OPERA)

CAMPATA	STATO	M rottura trave (KNm)	MOMENTO SOLLECITANTE (SLU)				
			I CAT (KNm)	II CAT (KNm)	III CAT (KNm)	AUTO+FOLLA (KNm)	SOLO AUTO (KNm)
26/35	Trave esistente	962	2722	2431	1074	988	871

4. Conclusioni

Il ponte in questione, ultimato nel 1958, ha 59 anni ed è ormai giunto al termine della sua vita utile.

Se si considera:

- a) Che il ponte è all'origine stato progettato per carichi molto inferiori a quello a cui è stato sottoposto nel corso della sua vita (vedi 3.1.3.1);
- b) Che ha superato gli eventi alluvionali dell'autunno 2000;

emerge che il ponte fino allo scorso Settembre ha svolto più che egregiamente il compito ad esso affidato.

Gli interventi a cui il ponte è stato sottoposto da ANAS prima (2003) e dalla Provincia di Cremona poi (2010) erano incentrati soprattutto al rinforzo delle pile sia in zona golenale che in alveo di magra e nel rifacimento dei giunti, impermeabilizzazioni e scarico acque.

Gli interventi realizzati sulle travi nel 2010 (placcaggi con FRP e rifacimento guaina bituminosa in soletta e scarichi acque meteoriche) hanno prolungato la vita del ponte diminuendo il progredire della corrosione nelle armature ma non si sono dimostrati risolutivi, né avrebbero potuto esserlo in quanto la tecnologia di precompressione adottata quando fu progettato il ponte (a fili non aderenti) è di per se sensibile alla corrosione delle armature se i cavi non vengono poi iniettati (come si è riscontrato durante l'ispezione per diversi cavi ammalorati) e sono soggetti a cicli di asciutto/bagnato (scarichi viadotto e impermeabilizzazione soletta non sufficientemente mantenuti).

Allo stato attuale, a parere dello scrivente, è da escludere il miglioramento/adequamento del manufatto ai sensi del punto 8.4 del DM 14/01/2008 in quanto:

- Adeguamento impalcato molto difficoltoso con necessità di inserimento di ulteriori elementi trave ed il rifacimento in toto dei trasversi e della soletta oltre che del risanamento e rinforzo delle travi esistenti (costo maggiore della demolizione e ricostruzione dell'impalcato senza le necessarie garanzie in merito alla vita residua delle travi in c.a.p.);
- Necessità del completo adeguamento delle sottostrutture con special riguardo alle opere fondali ed al rinforzo delle sottostrutture;
- Necessità della totale sostituzione degli appoggi e dei giunti per il tratto golenale;
- Necessità del rinforzo/demolizione delle campate in alveo di magra e delle selle Gerber;
- Costo intervento pari o superiore a quello preventivabile per la realizzazione di un nuovo ponte.

E' implicito che il rifacimento di un'opera così estesa (sviluppo superiore a 1.2 Km) comporta il reperimento di risorse ingenti e tempi di progettazione/approvazione/realizzazione altrettanto lunghi.

Cosa è possibile fare nell'immediato:

Al fine di ripristinare almeno limitatamente e temporaneamente l'utilizzo del ponte a doppio senso di marcia si può prevedere un intervento di riparazione/intervento locale ai sensi dell'art. 8.4 del DM 14/01/2008 e provvisoria ai sensi dell'art. 2.4.1 del DM 14/01/2008 e smi ovvero aventi vita utile inferiore a 10 anni.

Come riportato al precedente punto 3.1.3 l'intervento deve riguardare le travi di bordo delle seguenti campate:

- o Campate 5-6-7-8-10-11-13-15-26-28-29-30-31-32-34-35;

L'intervento di riparazione potrebbe essere così strutturato:

- o Riparazione delle brecce realizzate nelle travi per l'ispezione visiva (se non già effettuato) come prescritto nel piano di indagine trasmesso il 14/09/2017 al fine di non accelerare il processo di ossidazione/corrosione in atto;
- Campate in zona golenale
 - o Sostegno dal basso delle travi compromesse (campate 5-6-7-8-10-11-13-15-26) mediante puntelli ad alta portata o portali in acciaio sostenenti le travi di bordo compromesse;
- Campate su alveo di magra
 - o Post-tensione esterna (come già effettuato nel 2010 sulle campate 33 monte e 7 monte) oppure beton plaque ovvero incamiciatura della trave con profili in acciaio da carpenteria (campate 28-29-30-31-32-34);
 - o Sostegno dal basso delle travi compromesse della campata 35 mediante puntelli ad alta portata o portali in acciaio sostenenti le travi compromesse;

Il progetto di intervento deve necessariamente prevedere a monte un surplus di indagini riguardo in particolare al diametro ed alle caratteristiche meccaniche degli acciai armonici in quanto i valori restituiti dalla campagna di indagine condotta da ANAS nel 2003 restituiscono valori molto inferiori a quelli previsti nel progetto originale che generano valori di momenti resistenti anomalmente bassi.

Nel caso in cui tali indagini restituissero valori di diametro e resistenza paragonabili a quelli previsti nel progetto originale, le travi danneggiate potrebbero anche essere rinforzate fino a garantire il transito ad un carico fino alle 32 - 44 ton anche se in nessun caso pari a quello di un ponte di I Categoria (vedi par 3.1.3.3). In caso contrario (ovvero i valori di resistenza dell'acciaio ed il diametro dei cavi fossero pari a quelli rilevati nell'indagine ANAS 2003) il carico massimo transitabile dovrebbe essere prudenzialmente ridotto alle 20 ton.

Si ritiene altresì indispensabile che il progetto preveda di installare un sistema di monitoraggio in remoto che consenta l'immediata limitazione dei carichi e/o la chiusura del ponte, all'insorgere di deformazioni eccessive nelle strutture dovute all'evolversi del degrado in atto al fine di garantirne la sicurezza per gli utenti.

Nel seguito si illustra il posizionamento di massima di sensori per il monitoraggio strutturale di ponti con schema statico isostatico.

Si precisa che l'effettiva applicazione del sistema di monitoraggio all'opera dovrà basarsi su uno studio approfondito di merito dell'opera stessa, della sua tipologia, contesto, ecc..., volto a definire le posizioni esatte ed il conseguente tipo e numero di sensori da installare.

I sensori così definiti sono volti al rilevamento in continuo di deformazioni ed inclinazioni, nonché alla determinazione su sezioni significative di curvature medie ed alla ricostruzione almeno schematica della configurazione deformata complessiva dell'opera.

I sensori per il monitoraggio dovranno essere ripartiti tra i diversi elementi strutturali che costituiscono la struttura portante. Nel caso di ponti con impalcato a travi e soletta collaborante si ritiene opportuno ripartire i sensori sui seguenti elementi:

- **SELLE GERBER**

In tale casistica si prevede l'installazione di sensori ai lati dei pulvini delle pile, per misurare le deformazioni sui lembi esterni (vedi fig. 1).

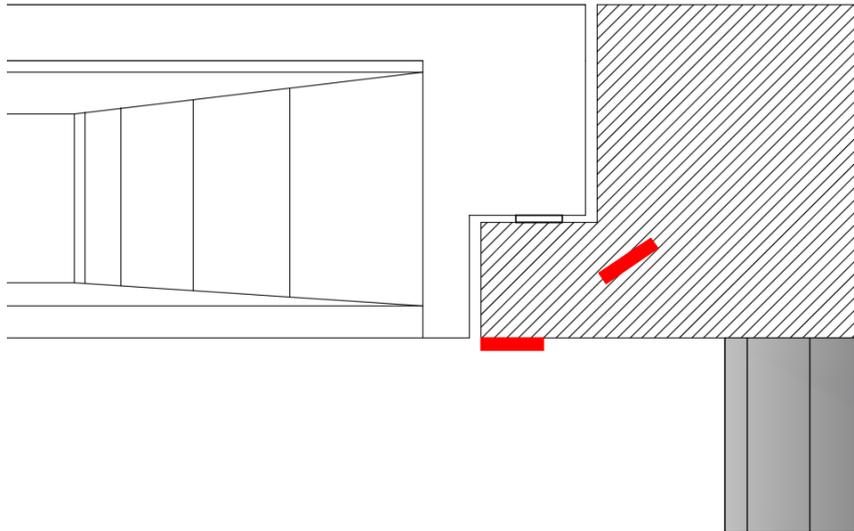


Fig. 1 (in rosso posizione del sensore sulla linea di taglio della sella Gerber e in corrispondenza dello spigolo)

- **IMPALCATO**

In tale casistica si prevede l'installazione di sensori in mezzeria delle travi di bordo (le + sollecitate), per misurare le deformazioni sotto carico (vedi fig. 2).

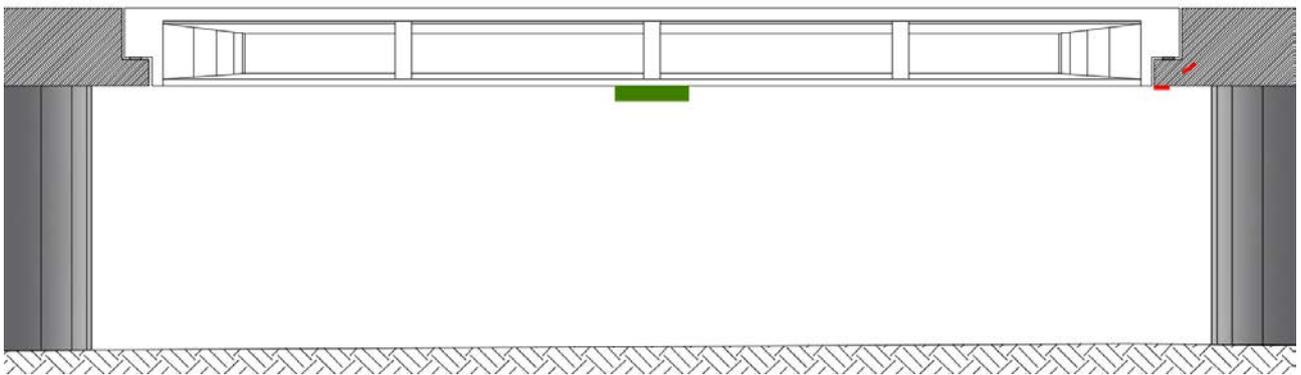


Fig. 2 (in verde posizione del sensore in mezzeria ad ogni trave di bordo)

I sensori è preferibile che vengano dotati di rete di trasmissione dei dati wireless in modo tale che il monitoraggio avvenga da remoto. Monitorando l'andamento delle frecce in campata e delle deformazioni all'appoggio, al manifestarsi di uno spostamento anomalmente alto (superiore al 50% di quelli normalmente rilevati), è possibile l'immediata limitazione dei carichi viaggianti o la chiusura dell'infrastruttura con interdizione al transito.

Si precisa che il monitoraggio illustrato è per soli carichi gravitazionali in quanto non è obiettivo il miglioramento/adeguamento dell'opera.

Per quanto attiene ai costi di realizzazione è possibile ipotizzare un importo relativo ai soli lavori pari a:

€ 120.000 / 150.000 / trave per gli interventi sull'alveo di magra sulle campate 28-29-30-31(1)-32-34 (complessive 11 travi) nel caso di post-tensione esterna;

€ 250.000 / 300.000 / trave per gli interventi sull'alveo di magra sulle campate 28-29-30-31(1)-32-34 (complessive 11 travi) nel caso di beton plaque;

€ 30.000 / 40.000 / trave per gli interventi in golena sulle campate 5-6-7-8-10-11-13-15(2)-26 (complessive 9 travi cap+4 in opera della campata 26) nel caso di puntellazione dal basso;

€ 40.000 / 50.000 / trave per gli interventi in golena sulle campate 5-6-7-8-10-11-13-15(2)-26 (complessive 9 travi cap+4 in opera della campata 26) nel caso di realizzazione di portale in acciaio.

€ 30.000 / 40.000 / trave per gli interventi sulla campata di transizione 35 (4) nel caso di puntellazione dal basso;

€ 40.000 / 50.000 / trave per gli interventi sulla campata di transizione 35 (4) nel caso di realizzazione di portale in acciaio.

L'entità degli oneri della sicurezza non può essere inferiore al 10-15% dell'importo dei lavori considerando che la totalità delle operazioni da svolgersi sulle campate 28-29-30-31-32-34 si debbono svolgere mediante piattaforma articolata tipo by-bridge.

L'importo del sistema di monitoraggio può stimarsi complessivamente in circa 25.000 / 30.000 €/anno

L'importo dei lavori è stato stimato sulla base di interventi analoghi realizzati. Una migliore e puntuale definizione dei costi di intervento può essere fatta solo a valle di un progetto esecutivo di ripristino. Per tale ragione l'importo dei lavori sopra stimato è da intendersi valido con un'alea di approssimazione pari a +- 20%.

La durata dei lavori è stimabile in 3/4 mesi dalla data di consegna dei lavori se svolti contemporaneamente sia in golena che sull'impalcato.

Per completezza espositiva si riporta una seconda ipotesi di utilizzo parziale della struttura che comporta un investimento economico sicuramente inferiore a quello prospettato per rendere il ponte di nuovo transitabile seppure con una limitazione del carico massimo transitabile (auto e mezzi leggeri con massa complessiva inferiore alle 3,5 ton) e a senso unico alternato.

Tale seconda ipotesi fa leva sullo stato di buona conservazione riscontrato nelle 2 travi centrali lungo tutto lo sviluppo del ponte.

Tale buono stato di conservazione potrebbe far pensare di indirizzare il traffico sulla porzione di impalcato incidente tali 2 travi.

Avendo l'impalcato attuale larghezza transitabile pari a 7.50 mt, il tratto centrale incidente sulle 2 travi di spina sane potrebbe avere larghezza massima pari a 3.50 mt.

Tale limitata larghezza comporta l'istituzione del senso unico alternato.

Le lavorazioni da intraprendere per perseguire tale risultato sono le seguenti:

- Sostegno dal basso degli impalcati 26 e 35;
- Installazione del sistema di monitoraggio come precedentemente descritto;
- Sostegno dal basso delle 2 travi di bordo della campata 15 che essendo entrambe compromesse attualmente gravano sulle 2 travi di spina.

I costi di tale secondo intervento tampone si possono riassumere in:

€ 30.000 / 40.000 / trave per gli interventi sulle campate -15-26 e 35 (per complessive 2+4+4 travi) nel caso di puntellazione dal basso;

€ 40.000 / 50.000 / trave per gli interventi sulle campate -15-26 e 35 (per complessive 2+4+4 travi) nel caso di realizzazione di portale in acciaio;

L'importo del sistema di monitoraggio può stimarsi complessivamente in circa 25.000 / 30.000 €/anno

L'importo del doppio semaforo può stimarsi complessivamente in circa 2.500/3.000 €/anno (costo di acquisto installazione e gestione spalmato su 10 anni);

La durata dei lavori è stimabile in 2 mesi dalla data di consegna dei lavori.

Si portano all'attenzione le seguenti criticità di questo secondo intervento:

- 1- Il senso unico alternato deve essere istituito a monte ed a valle dell'impalcato (per non sovraccaricare con mezzi in coda l'impalcato esistente);
- 2- La distanza da percorrere in regime di senso unico alternato è superiore a 1.2 km;
- 3- Il tempo di funzionamento del semaforo è pertanto stimabile in 3/4 minuti di verde + 40 secondi di giallo;
- 4- Ciò porterebbe all'insorgere di code lato Casalmaggiore totalmente incompatibili con il tessuto viario esistente.
- 5- Il degrado dell'impalcato del ponte è in così avanzato stato che non si può escludere che le campate laterali compromesse nel tratto sull'alveo di magra del fiume Po che ora gravano sulle 2 di spina portino nel breve periodo al manifestarsi di dissesti anche sulle 2 travi centrali. E' indispensabile quindi, se si desidera conservare una qualche funzionalità dell'impalcato fino alla sua sostituzione, che nella zona in corrispondenza dell'alveo di magra vengano rinforzate le travi di bordo (lavorazioni incompatibili con qualsiasi traffico transitante sul ponte). Questo ultimo aspetto fa ritenere impensabile una durata di questa condizione transitoria pari a 10 anni con il rischio che entro poco tempo (mesi?) si debba di nuovo chiudere il ponte a qualsiasi transito per operare sulle travi di bordo dell'impalcato sull'alveo di magra del Po.

A parere dello scrivente, in assenza di studi più approfonditi in merito alla simulazione dei flussi di traffico, tale soluzione tampone seppur tecnicamente attuabile è da escludere in quanto porta al collasso l'intero sistema viario a Nord del fiume Po in corrispondenza del nodo viabilistico di Casalmaggiore e non garantisce la sua attuazione in modo continuativo per le problematiche di cui al precedente punto 5.

Per quanto riguarda invece una riapertura rivolta ai soli pedoni/ciclisti la stessa è possibile a patto di eseguire le medesime lavorazioni previste per l'istituzione del senso unico alternato con transito nella sola zona centrale. Anche in questo caso la transitabilità è consentita nella sola fascia centrale di 3.5 mt.

Permangono anche per questa soluzione problematiche inerenti l'impalcato sull'alveo di magra già evidenziate per il transito a senso unico alternato dei mezzi leggeri pocanzi trattate.

Montichiari li 19/10/2017

Ing. Fabio Scaroni



Allegati:

- Campagna di indagine 2003: estratto relazione 100A.3 datata 20/04/2004;
- Estratto relazione originale di calcolo datata 05/05/1954;
- Relazione indagini visive e piano di indagine elaborato 368.R010 datato 09/2017 (agli atti);
- Relazione indagini in sito datato ricevuto in formato digitale il 16/10/2017 (agli atti).



C.N.D. CONTROLLI NON DISTRUTTIVI SRL



Controllo di fondazioni profonde - Rilievi di vibrazione
Controlli in situ su cavi di precompressione
Rilievi topografici speciali - Monitoraggio strutturale
Indagini diagnostiche su strutture civili e industriali e beni monumentali

Capitale Sociale €. 100.000,00 i.v. - C.C.I.A.A. di Roma n. 01935340156
Attestazione SOA n. 500 cat. OS20 in data 27.09.2002
Registro Ditte -Trib. Roma n. 3259/79 - P.I. 00858091002 - C.F.01935340156

Sede, Uffici Tecnici e Amministrativi :
Via F. Tovaglieri, 17 00155 ROMA 3° piano
Tel. 06.23239926 - 06.23248379
Fax. 06.23231306
E-mail: info@cndcontrolli.it
WEB site: www.cndcontrolli.it



Ente nazionale per le strade

Compartimento della Viabilità per la Lombardia

EX SS 343 "ASOLANA"

PONTE SUL FIUME PO PRESSO CASALMAGGIORE

PRESTAZIONI DI SERVIZI TECNICI PER LA VERIFICA DELLA FUNZIONALITA' DEGLI IMPALCATI DEL VIADOTTO DI ACCESSO LATO PARMA E DEL PONTE SUL FIUME PO

A) RELAZIONE TECNICA

Committente	Archivio	Servizio	Offerta N.	Ordine N.	Relazione N.	Data
ANAS MILANO	\\ARCHIVI\COMMESSE\2003\ 100ANASMI ASOLANA\ REL 100.03.DOC	CLS + PCS		Verb. Consegna lavori n. 25484 del 20.10.2003	100A.03	20.02.04
Responsabile Commessa		Operatori	Redazione		Controllo	
Ing. Alberto Gennari Santori		SAL+VER	20.02.03	AGS	Ing. Mauro Tommasini	

Nota: La presente relazione non può essere riprodotta senza l'accordo scritto della CND

INDICE

1	PREMESSA.....	1
2	ISPEZIONE DEGLI IMPALCATI E MAPPATURA DELLO STATO DI DEGRADO	2
3	VALUTAZIONE DELLA TENSIONE DI PRECOMPRESSIONE DELLE TRAVI IN C.A.P.....	3
4	VALUTAZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI	5
5	VALUTAZIONE DELLA PROFONDITA' DELLO STRATO DI CALCESTRUZZO CARBONATATO	6
6	RILIEVO DELLA GEOMETRIA DELLE BARRE DI ARMATURA	7
7	VALUTAZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEGLI ACCIAI.....	7
8	SAGGI SULLO STATO DI CONSERVAZIONE DELLE SOLETTE.....	7
9	PROVE DI CARICO STATICO	9

ALLEGATI

ALL. 1 - Valutazione della tensione di precompressione delle travi in c.a.p.

ALL. 2 – Certificati di laboratorio

ALL. 3 – Rilievo della geometria delle barre di armatura

ALL. 4 – Prove di carico statico: caratteristiche degli autocarri

ALL. 5 – Prove di carico statico: schemi di carico, spostamenti verticali, tensioni



Ente nazionale per le strade

Compartimento della Viabilità per la Lombardia

EX SS 343 "ASOLANA"

PONTE SUL FIUME PO PRESSO CASALMAGGIORE

PRESTAZIONI DI SERVIZI TECNICI PER LA VERIFICA DELLA FUNZIONALITA' DEGLI IMPALCATI DEL VIADOTTO DI ACCESSO LATO PARMA E DEL PONTE SUL FIUME PO

RELAZIONE TECNICA

1 PREMESSA

Nella presente relazione si descrivono e si commentano le indagini e le prove effettuate sulle strutture di impalcato del ponte sul Fiume Po, sito sulla ex SS 343 "Asolana" presso Casalmaggiore (CR).

Le indagini sono state effettuate nell'ambito della progettazione degli interventi di risanamento strutturale, allo scopo di acquisire informazioni sul comportamento delle strutture sotto carico statico e sulle effettive caratteristiche meccaniche e sullo stato di conservazione dei materiali. A tale proposito, la campagna diagnostica è stata articolata come segue:

1. *Ispezione degli impalcati e mappatura dello stato di degrado*
Ispezione di n. 22 impalcati, comprensiva di mappatura delle formazioni di degrado e di relativa documentazione fotografica: n. 2 impalcato in c.a.o. di luce 12.5 m, n. 3 impalcati in c.a.p. di luce 24 m, n. 8 impalcati in c.a.p di luce 36 m e n. 9 pile-stampelle in c.a.p.
2. *Valutazione della tensione di precompressione delle travi in c.a.p.*
Valutazione della tensione di precompressione agente sulle travi in c.a.p. mediante prove di rilascio di tensione eseguite su 16 zone, di cui 5 ubicate su travi di luce 24 m, e 11 su travi di luce 36 m.
3. *Valutazione delle caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi*
Valutazione delle caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi mediante prove di compressione a rottura effettuate su 18 carote di calcestruzzo prelevate in sito dai seguenti elementi strutturali: n. 5 carote da travi in c.a.p. di luce 24 m, n. 11 carote da travi in c.a.p. di luce 36 m e n. 2 carote da traversi di impalcati di luce 36 m.

4. *Valutazione della profondità della strato di calcestruzzo carbonatato*
Valutazione dello spessore di calcestruzzo carbonatato, eseguita sulle 18 carote prelevate in sito.
5. *Rilievo delle barre di armatura lenta*
Rilievo magnetico delle barre di armatura lenta, effettuato su 16 zone distribuite tra impalcati di luce 24 m (n. 8 zone), impalcati di luce 36 m (n. 4 zone) e pile-stampelle (n. 4 zone).
6. *Valutazione delle caratteristiche meccaniche degli acciai*
Valutazione, mediante prove di trazione in laboratorio, delle caratteristiche meccaniche di una barra di armatura lenta e di un filo di precompressione, appositamente prelevati dalle travi.
7. *Saggi sullo stato di conservazione delle solette*
Valutazione dello stato di conservazione delle solette, mediante esecuzione di n. 2 saggi con asportazione della pavimentazione, di cui uno effettuato sulla sede stradale ed uno sul marciapiede laterale a sbalzo.
8. *Prove di carico statico*
Valutazione del comportamento sotto carico statico di n. 12 impalcati, di cui n. 1 di luce 12.5 m, n. 3 di luce 24 m e n. 8 di luce 36 m; nel corso delle prove di carico statico sono stati rilevati gli spostamenti verticali in corrispondenza di n. 76 sezioni trasversali compressive, e le deformazioni unitarie (ϵ) in corrispondenza di n. 4 punti.

Di seguito si descrivono le indagini eseguite e si commentano i risultati ottenuti.

Si segnala che le campate sono state identificate con numerazione progressiva a partire dalla spalla lato Parma, e le travi con numerazione progressiva a partire dalla trave di bordo lato valle.

2 ISPEZIONE DEGLI IMPALCATI E MAPPATURA DELLO STATO DI DEGRADO

2.1 Premessa

E' stata effettuata l'ispezione di n. 22 impalcati, comprensiva di mappatura delle formazioni di degrado e di relativa documentazione fotografica: n. 2 impalcati in c.a.o. di luce 12.5 m (n. 26 e 35), n. 3 impalcati in c.a.p. di luce 24 m (n. 7, 11 e 14), n. 8 impalcati in c.a.p di luce 36 m (n. 27 ÷ 34) e n. 9 pile-stampelle in c.a.p. (n. 26 ÷ 34 – nel seguito denominate “travoni con sbalzi”, come indicato dal progettista dell'opera).

2.2 Risultati

I risultati delle ispezioni vengono presentati in due fascicoli forniti a parte:

- Fascicolo B – Mappature dei 22 impalcati;
- Fascicolo C – Documentazione fotografica.

Di seguito si sintetizzano i risultati delle ispezioni:

- Tutti gli impalcati sono generalmente affetti da rilevanti fenomeni di degrado localizzati soprattutto sulle travi di bordo in corrispondenza degli scoli delle acque piovane e degli appoggi: umidità, efflorescenze, dilavamento superficiale del calcestruzzo, armature scoperte ed ossidate;
- Sulle solette sono sistematicamente visibili armature scoperte e fortemente ossidate, a causa di un copriferro troppo ridotto;
- Lungo le travi di bordo in c.a.p., sono visibili cavi di precompressione scoperti, con guaine aperte e fili ossidati, spesso interrotti; i casi più gravi in tal senso sono riscontrabili sulle travi degli impalcati n. 7, 32 e 34;
- Le travi in c.a. degli impalcati n. 26 e 35, di luce 12.5 m, presentano lesioni passanti da flessione e taglio, aventi andamento verticale in corrispondenza della mezzeria ed andamento inclinato presso gli appoggi;
- I travoni con sbalzi (pile-stampelle), risultano in discrete condizioni, se si eccettuano i fenomeni di degrado da umidità localizzati soprattutto sugli intradossi delle solette e sugli appoggi gerber.

3 VALUTAZIONE DELLA TENSIONE DI PRECOMPRESSIONE DELLE TRAVI IN C.A.P.

3.1 Principio del metodo

La valutazione della tensione di precompressione agente nelle travi in c.a.p. è stata effettuata mediante prove di rilascio di tensione del calcestruzzo. Tale prova consiste nell'isolare parzialmente mediante carotaggio una porzione di un elemento strutturale presollecitato; la deformazione subita dalla porzione isolata in seguito al taglio è uguale e di segno contrario alla deformazione indotta dalla precompressione e dai carichi permanenti: pertanto, mediante la legge di Hooke e noto il modulo elastico del calcestruzzo, è possibile valutare la tensione agente nell'elemento.

3.2 Modalità di esecuzione delle misure

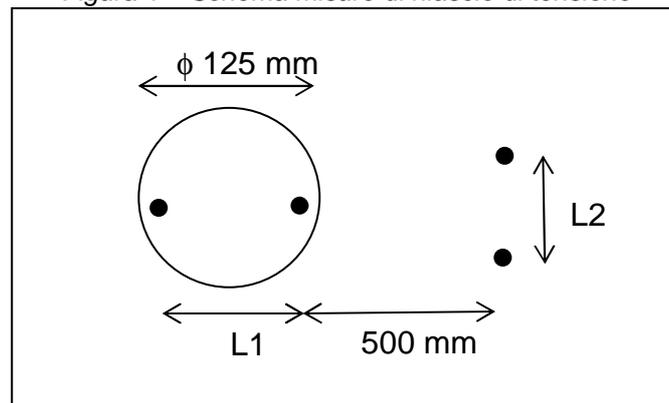
Le prove di rilascio sono state effettuate su 16 zone, di cui 5 ubicate su travi di luce 24 m, e 11 su travi di luce 36 m.

Le prove sono state effettuate con la seguente procedura:

- individuazione delle zone di misura, ubicate sull'anima delle travi sottoposte ad indagine, in corrispondenza delle sezioni di mezzeria, tali zone sono caratterizzate da assenza di armature metalliche e da superficie sufficientemente liscia ed esente da fessure e pori;

- installazione sulla zona di misura di due basi per deformometro meccanico di lunghezza 100 mm, la prima disposta orizzontalmente (L1), e la seconda (L2), di compensazione termica, disposta verticalmente ad una distanza di circa 50 cm dalla prima (figura 1);
- esecuzione della misura di riferimento sulle 2 basi deformometriche;
- effettuazione, mediante carotatrice con corona diamantata ϕ 125 mm ed a circolazione di acqua, di un taglio cilindrico di profondità 50 mm, in maniera tale da isolare parzialmente la zona in cui sono state applicate le basi deformometriche; esecuzione delle misure deformometriche con calcolo delle deformazioni ϵ ;
- ripresa del carotaggio con esecuzione delle misure deformometriche in corrispondenza delle profondità di 100, 150 e fino a raggiungere lo spessore totale dell'anima;
- misura della distanza verticale del centro del carotaggio dall'intradosso della trave;
- calcolo delle tensioni di precompressione agenti utilizzando un modulo elastico $E = 30.000 \text{ N/mm}^2$.

Figura 1 – Schema misure di rilascio di tensione



Come attrezzatura e strumentazione si è adoperata una carotatrice a diamante HILTI DD-160E con carotiere diamantato ϕ 125 mm. e un deformometro meccanico dotato di micrometro millesimale digitale Mod. C363 (Cod. CND 28).

3.3 Risultati

Per ciascuna prova di rilascio, in allegato 1 si riportano i valori delle tensioni misurate alle varie profondità, insieme al valore della tensione massima rilevata depurata della deformazione termica. Si segnala il fatto che le prove di rilascio sulle travi da 36 m (campate dalla n. 27 alla n. 34) sono state eseguite accedendo alle zone di misura mediante l'utilizzo di un by-bridge, del peso di circa 25 t e posizionato sull'impalcato lungo la corsia di valle (verso la trave n. 1); pertanto, nella valutazione dell'effettivo carico di precompressione, è necessario tenere conto di tale carico accidentale agente sull'impalcato stesso insieme ai pesi propri ed ai carichi permanenti. Le massime tensioni rilevate durante la prova vengono di riepilogate nella tabella 1.

Tabella 1 – Tensioni di precompressione e prove sulle carote di calcestruzzo

Identificazione elemento			Prove rilascio		Resistenza cls.		Carbon.
Campata n.	Trave n.	Carota n.	δ Intrad. (cm)	σ prec. (N/mm ²)	Reff (N/mm ²)	Rpot (N/mm ²)	S Carb. (mm)
5	Trave 1	5	48.5	3.9	52.7	68.5	0
11	Trave 1	3	51.0	6.0	55.2	71.8	0
11	Trave 3	4	49.0	7.8	50.4	65.5	0
14	Trave 1	1	55.5	5.7	57.5	74.8	0
14	Trave 3	2	60.0	7.5	54.5	70.9	0
27	Trave 1	16	54.0	8.4	70.8	92.0	0
28	Trave 1	17	56.0	9.0	53.9	70.1	0
29	Traverso	14			45.8	59.5	0
29	Trave 1	15	62.0	6.6	46.6	60.6	0
30	Trave 1	13	62.0	8.7	54.5	70.9	0
31	Trave 1	9	56.0	11.4	47.0	61.1	10
32	Trave 1	6	63.0	8.4	54.6	71.0	15
32	Trave 1	7	132.0	6.0	63.3	82.3	0
32	Trave 3	8	60.0	11.4	68.2	88.7	0
33	Trave 1	18	54.0	7.2	48.0	62.4	0
34	Trave 1	10	72.0	5.4	45.4	59.0	0
34	Trave 1	11	142.0	4.2	49.8	64.7	0
34	Traverso	12			43.9	57.1	0
Valore minimo				3.9	43.9	57.1	0
Valore medio				7.4	53.5	69.5	
Valore massimo				11.4	70.8	92.0	15

4 VALUTAZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI

4.1 Premessa

Le caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi sono state valutate mediante esecuzione di prove di schiacciamento in laboratorio su 18 carote di calcestruzzo prelevate in sito dai seguenti elementi strutturali: n. 5 carote da travi in c.a.p. di luce 24 m, n. 11 carote da travi in c.a.p. di luce 36 m e n. 2 carote da traversi di impalcati di luce 36 m.

4.2 Modalità di esecuzione della prova

Le operazioni di prelievo sono state effettuate mediante carotaggio continuo a circolazione di acqua con corona diamantata ϕ 125 mm, utilizzando una carotatrice HILTi DD-160E, previa individuazione con metodi magnetici delle barre di armatura presenti all'interno della massa di calcestruzzo.

Le carote sono quindi state trasportate presso il laboratorio calcestruzzi dell'Istedil "Istituto sperimentale per l'edilizia" per l'esecuzione delle varie operazioni di rettifica meccanica (preparazione dei campioni con rapporto altezza/diametro pari a 1) e delle prove di compressione a rottura.

La stima delle caratteristiche meccaniche delle carote comporta, secondo le indicazioni contenute nel Technical Report n.11 della British Concrete Society, la valutazione:

- della *resistenza cubica effettiva* R_{eff} , ossia quella attribuibile al conglomerato cementizio così com'è posto in opera, riportandola alla resistenza ottenibile su provini cubici;
- della *resistenza cubica potenziale* R_{pot} , ossia quella che il provino cubico, confezionato con il medesimo materiale, avrebbe avuto se le condizioni di maturazione e stagionatura fossero state quelle che la normativa prevede per i provini da sottoporre a prova per l'accertamento della classe di resistenza.

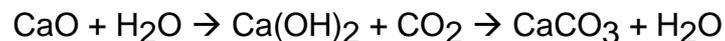
Per la norma BS 1881 Part 120, la resistenza cubica effettiva viene valutata moltiplicando la resistenza cilindrica misurata sulle carote R_{cil} per i coefficienti $c = 2.5 / (1.5 + \varnothing/H)$ nel caso di carote estratte orizzontalmente e $c = 2.3 / (1.5 + \varnothing/H)$ nel caso di carote estratte verticalmente; la resistenza cubica potenziale per i coefficienti $c = 3.25 / (1.5 + \varnothing/H)$ per carotaggi orizzontali e $c = 3.0 / (1.5 + \varnothing/H)$ per carotaggi verticali. Pertanto, nel caso in esame, essendo il rapporto \varnothing/H pari ad 1 per tutte le carote, la resistenza cubica effettiva coincide con quella cilindrica.

In allegato 2 si forniscono i certificati di laboratorio; nella tabella 1 si riportano i valori delle resistenze cubiche effettive e potenziali calcolate come sopra esposto; le resistenze effettive sono risultate comprese tra 43.9 e 70.8 N/mm², con un valore medio di 53.5 N/mm².

5 VALUTAZIONE DELLA PROFONDITA' DELLO STRATO DI CALCESTRUZZO CARBONATATO

5.1 Principio del metodo

Come è noto, la carbonatazione è un particolare processo chimico per il quale l'anidride carbonica presente nell'aria viene assorbita dal calcestruzzo, trasformando l'idrossido di calcio (fortemente basico) in carbonato di calcio secondo la reazione:



Tale reazione determina un abbassamento del pH del calcestruzzo da valori prossimi a 12 a valori inferiori a 9, con la conseguente eliminazione della naturale barriera alcalina, formata da uno strato passivante di ossido di ferro insolubile, che protegge le armature dai fenomeni ossidativi. Quindi, nel momento in cui la carbonatazione raggiunge l'armatura interviene un pericolo di corrosione, mentre la parte di armatura in ambiente intatto non viene aggredita.

5.2 Modalità di esecuzione delle misure

Lo spessore dello strato di calcestruzzo carbonatato è stato rilevato sulle 18 carote prelevate di cui al § 4 con il metodo del viraggio chimico, utilizzando come indicatore

una soluzione di fenolftaleina all'1% in alcool etilico, secondo le indicazioni riportate nella norma UNI 9944: "Corrosione protezione dell'armatura del calcestruzzo - Determinazione della profondità di carbonatazione e del profilo di penetrazione degli ioni cloruro nel calcestruzzo".

5.3 Risultati

In tabella 1 si riportano i massimi spessori di carbonatazione rilevati: come si può notare, nella maggior parte dei casi tali spessori sono risultati praticamente nulli.

6 RILIEVO DELLA GEOMETRIA DELLE BARRE DI ARMATURA

Il rilievo magnetico della geometria delle barre di armatura lenta è stato effettuato su 16 zone distribuite tra impalcati di luce 24 m (n. 8 zone), impalcati di luce 36 m (n. 4 zone) e pile-stampelle (n. 4 zone).

Le misure sono state eseguite mediante un pacometro HILTI Ferroskan FS10 (Cod. CND 63), inducendo nell'elemento in calcestruzzo un campo elettromagnetico e rilevando la distorsione nelle linee di forza del campo stesso provocata dalla presenza delle armature. Nei limiti di approssimazione della tecnologia impiegata, i rilievi hanno sostanzialmente confermato la documentazione di progetto. In allegato 3 si riportano i risultati dei rilievi.

7 VALUTAZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEGLI ACCIAI

Allo scopo di valutare le caratteristiche meccaniche degli acciai tesi e lenti, sono stati prelevati i due seguenti campioni di armatura:

- Impalcato n. 32 – Trave n. 4 – filo di precompressione, diam. 6 mm;
- Impalcato n. 32 – Trave n. 1 – barra longitudinale lenta, liscia, diam. 10 mm.

I campioni sono stati trasportati presso il laboratorio metalli dell'Istedil "Istituto sperimentale per l'edilizia" per l'esecuzione delle varie operazioni di rettifica meccanica e delle prove di trazione a rottura.

In allegato 2 si forniscono i certificati di laboratorio; di seguito si riepilogano le resistenze di snervamento e di rottura misurate:

- filo di precompressione diam. 6 mm: $f_y = \text{N.R.}$ $f_t = 1170 \text{ N/mm}^2$;
- barra liscia diam. 10 mm: $f_y = 325 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 438 \text{ N/mm}^2$.

8 SAGGI SULLO STATO DI CONSERVAZIONE DELLE SOLETTE

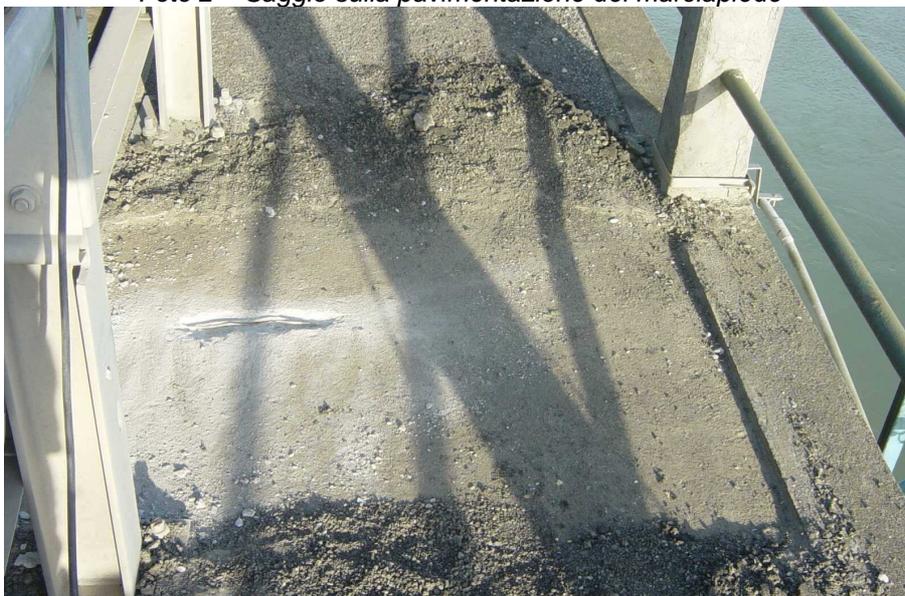
La valutazione dello stato di conservazione delle solette, è stata effettuata mediante esecuzione di n. 2 saggi con asportazione della pavimentazione, di cui uno effettuato sulla sede stradale ed uno sul marciapiede laterale a sbalzo.

I saggi hanno evidenziato uno spessore medio di pavimentazione di circa 7 cm sulla sede stradale e di circa 1 cm sul marciapiede, ed uno buono stato di conservazione del calcestruzzo. Sui due saggi è stato eseguito anche un rilievo magnetico delle barre di armatura (vedi schede n. 15 e 16 in allegato n. 3), nonché, nel caso dello scasso sul marciapiede, la messa a nudo di una barra f 6 mm per tarare le misure magnetiche. Successivamente all'esecuzione dei rilievi, i due scassi sono stati ripristinati con bitume a freddo.

Foto 1 – Saggio sulla pavimentazione stradale



Foto 2 – Saggio sulla pavimentazione del marciapiede



9 PROVE DI CARICO STATICO

9.1 Premessa

Tra i giorni 5 e 9 Febbraio 2004 è stata eseguita la valutazione del comportamento sotto carico statico dei seguenti 12 impalcati:

- Impalcati di luce 12.5 m: n. 35;
- Impalcati di luce 24 m: n. 5, 11 e 14;
- Impalcati di luce 36 m: n. 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33 e 34.

Nel corso delle prove di carico statico sono stati rilevati gli spostamenti verticali in corrispondenza di n. 76 sezioni trasversali complessive, e le deformazioni unitarie (ϵ) in corrispondenza di n. 4 punti.

9.2 Autocarri di prova

Le prove di carico statico sono state effettuate utilizzando fino a 4 autocarri a 4 assi e 3 autocarri a 3 assi, di peso complessivo variabile tra 35 e 40 t. Ai 6 autocarri è stato assegnato un numero progressivo che li ha univocamente identificati per tutta la durata della campagna di prove. Gli autocarri sono stati impegnati nelle seguenti giornate:

- 5 Febbraio 2004 – impalcati n. 32 e 34 – 6 autocarri;
- 6 Febbraio 2004 – impalcati n. 31 e 33 – 6 autocarri;
- 7 Febbraio 2004 – impalcati n. 27, 28 e 29 – 4 autocarri;
- 8 Febbraio 2004 – impalcati n. 5, 11 e 14 – 3 autocarri;
- 9 Febbraio 2004 – impalcato n. 30 – 6 autocarri.

in allegato 4 si riporta una tabella contenente le caratteristiche dei 6 autocarri (targa, interassi, carico totale e carichi assiali).

9.3 Modalità di misura degli spostamenti verticali

Gli spostamenti verticali sono stati rilevati mediante livellazione ottica di precisione su punti ubicati sia lungo i due cordoli laterali che, per alcuni impalcati, lungo la linea longitudinale mediana. Generalmente, si sono strumentate le sezioni trasversali di appoggio sui pali-pila, le sezioni gerber, e le sezioni di mezzeria degli impalcati appoggiati. I capisaldi sono stati realizzati con chiodi topografici inghisati sull'estradosso dei cordoli laterali. Tutte le letture sono state riferite a capisaldi di riferimento ubicati sulle sezioni di appoggio sui pali-pila in zone non interessate dalla prova di carico, o sul rilevato oltre la spalla.

Le misure sono state effettuate con procedura di andata e ritorno e verifica dell'errore di chiusura, considerato accettabile fino a 0.5 mm; Come strumenti si sono utilizzati due livelli elettronici ZEISS DiNi-11 (codice CND 01), avente scarto quadratico medio chilometrico su livellazione di andata e ritorno pari a ± 0.2 mm, e due stadie equipaggiata con nastro invar dotato di codice a barre, di volta in volta posizionate sui capisaldi.

9.4 Modalità di misura delle deformazioni unitarie

Le tensioni sotto carico statico sono state rilevate sugli impalcati n. 32 e 34. Su ciascuno dei due impalcati sono stati installati 2 estensimetri resistivi ubicati come segue:

- impalcato 32 – trave n. 2 – sezione di mezzeria
Estensimetro (Est) installato longitudinalmente sul fianco del bulbo inferiore ad una distanza verticale di 7.5 cm dalla superficie di intradosso;
Estensimetro di compensazione termica (T), installato verticalmente a fianco dell'estensimetro n. 1.

- impalcato 34 – trave n. 2 – sezione di mezzeria
Estensimetro (Est) installato longitudinalmente sul fianco del bulbo inferiore ad una distanza verticale di 6.0 cm dalla superficie di intradosso;
Estensimetro di compensazione termica (T), installato verticalmente a fianco dell'estensimetro n. 1.

Le misure sono state effettuate con la seguente apparecchiatura:

- Estensimetri resistivi per calcestruzzo TML PL-60-11-3L:
 - Resistenza: 120 Ω
 - Gage factor: 2.10
 - Collegamento: a "1/4 di ponte con terzo filo"
 - Linearità: $\pm 3 \%$
- Centralina di acquisizione dati HP 3497A, completa di moduli di misura HP 44527 "Strain gages" (codice CND 30).

Come è noto gli estensimetri resistivi rilevano in realtà deformazioni unitarie; pertanto queste state moltiplicate per un modulo elastico di 30.000 N/mm² in maniera tale da ottenere tensioni meccaniche espresse in N/mm².

9.5 Risultati

In allegato 5 per ciascun impalcato sottoposto a prova si presentano:

- Lo schema grafico che descrive la posizione dei capisaldi di misura e l'ubicazione degli autocarri di prova;
- Una tabella contenente i valori degli spostamenti verticali rilevati nel corso della prova di carico statico;
- Per i soli impalcati n. 32 e 34, una tabella contenente i valori delle tensioni rilevate nel corso della prova di carico statico dall'estensimetro di misura (Est) e da quello di compensazione termica (T), insieme ai valori di tensione depurati delle deformazioni termiche (Est – T).

A. Genova N. 59908

FINCOSIT

Indir. Telegr. FINCOSIT

Genova
Torino
Roma

SOCIETÀ PER AZIONI - SEDE IN GENOVA - CAPITALE L. 224.000.000 VERSATO

CEMENTO ARMATO - LAVORI IDRAULICI - MARITTIMI - CIVILI - INDUSTRIALI

OVA

ESCHI, 6-13

52.723 - 54.239 - 581.739 - 587.637

INO

RINCIPI D'ACAIA, 6 - Telef. 760.286

A

UCULLO, 8 - Telefono: 45.412

PROVINCIE DI PARMA E CREMONA

PONTE sul PO a CASALMAGGIORE

Relazione calcoli statici

Il Progettista

G. Boyan

Genova, 5.5.954

TRAVATURA PRINCIPALE GERBER

TRAVI CENTRALI IN C.A. PREGCOMPRESSO

Sezione in mensola

1) Caratteristiche geometriche sezioni trasversali :

a) Trave isolata

Altezza		H =	190	cm.
Area netta		A =	5336	cm ²
Distanza baricentro dal lembo superiore		Y ₀ =	81,666	cm.
" " " " inferiore		Y ₁ =	109,334	cm.
Momento d'inerzia baricentrica netta		J =	23°888°763	cm ⁴
Modulo di resistenza	J/Y ₀ =	W ₀ =	292°518	cm ³
" " "	J/Y ₁ =	W ₁ =	218°493	cm ³

b) Trave + soletta (impalcato completo / 4)

Altezza		H ₁ =	190	cm.
Area netta		A ₁ =	7309	cm ²
Distanza baricentro dal lembo superiore		Y ₀₁ =	61,635	cm.
" " " " inferiore		Y ₁₁ =	129,365	cm.
Momento di inerzia baricentrica netta		J ₁ =	31°856°404	cm ⁴
Modulo di resistenza	J ₁ /Y ₀₁ =	W ₀₁ =	516°855	cm ³
" " "	J ₁ /Y ₁₁ =	W ₁₁ =	246°252	cm ³

2) Analisi dei carichi:

a) Peso proprio travi prefabbricate :

Sezione corrente	= 0,5336 x 2411 =	1280,64	Kg/m x trave
Spessori di traverse	=	366,86	Kg/trave
Rinforso dell'anima			
agli appoggi	= 480,92 x 4,5 =	2164,15	Kg/trave

Folla Autoc.

Folla Autoc.

Convoglio Sc

Folla Auto

Convoglio Sc

Folla Auto

Convoglio Sch

Max. T

Folla compatta
Autocarri

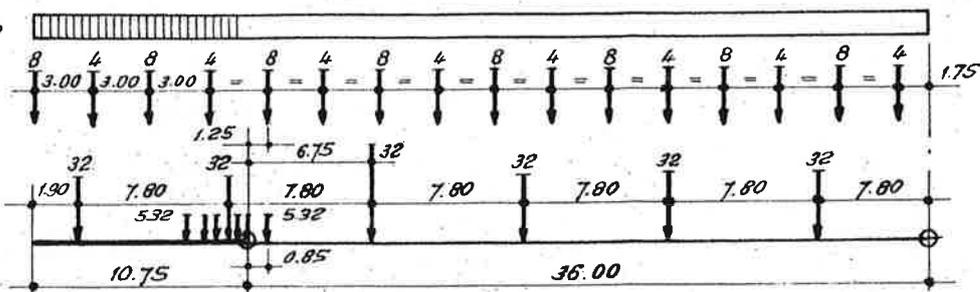


FIG. 3a

Max. M

Folla compatta
Autocarri

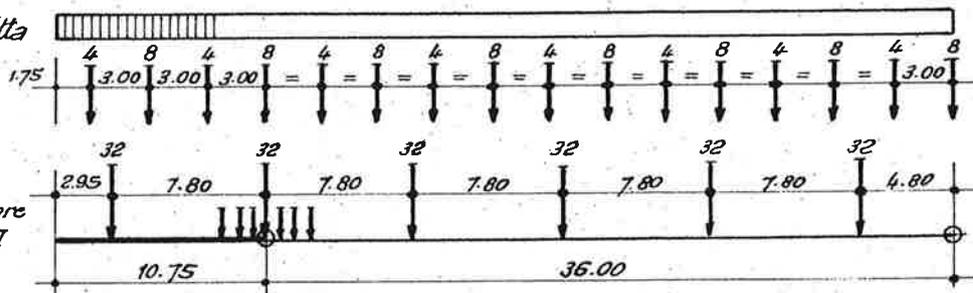


FIG. 3b

Max. T

Folla compatta
Autocarri

Convoglio militare
Schema II

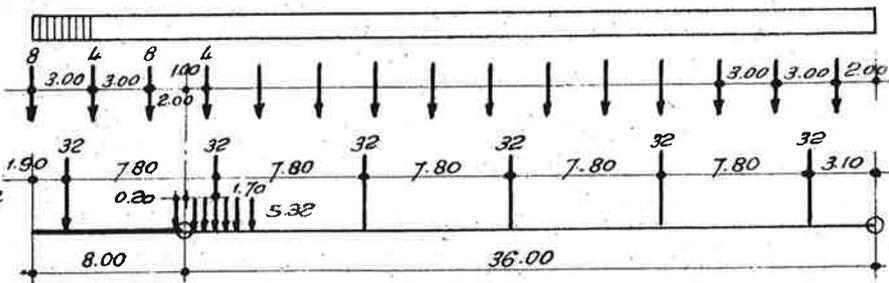


FIG. 4a

Max. M

Folla compatta
Autocarri

Convoglio militare
Schema II

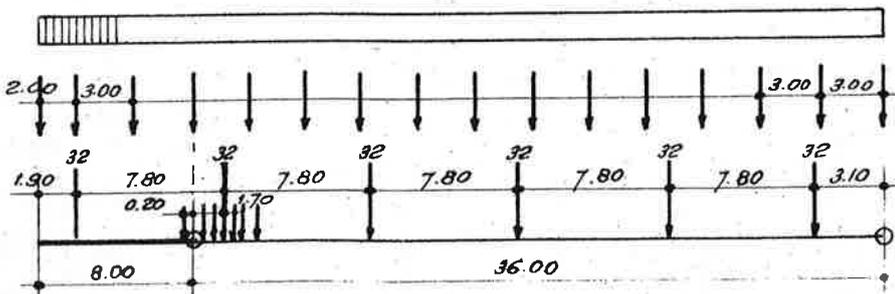
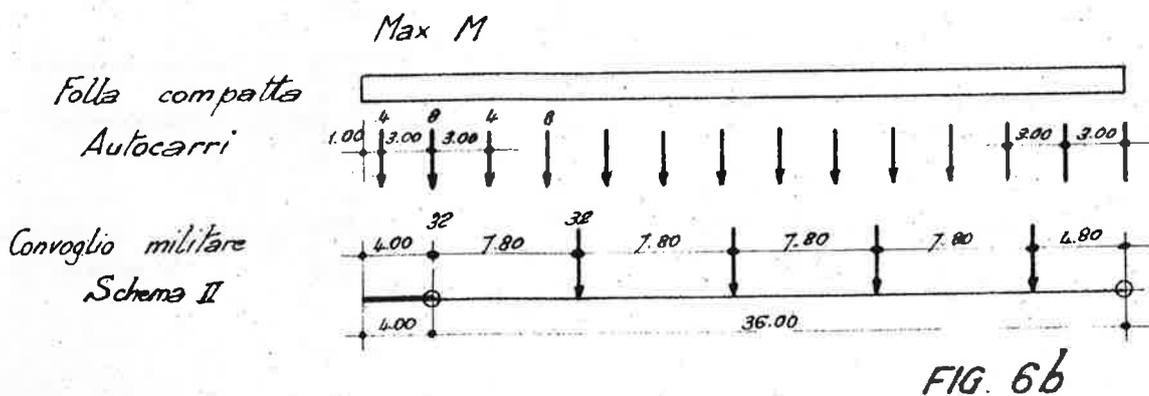
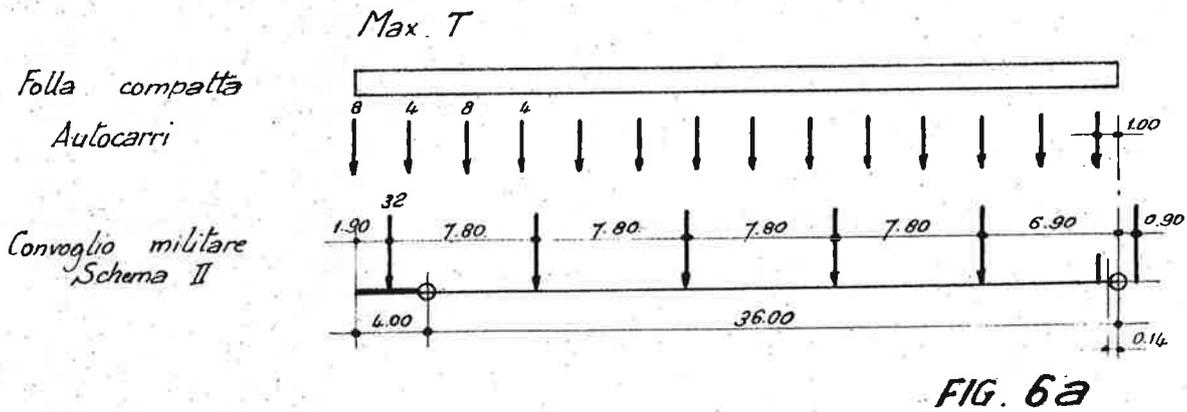
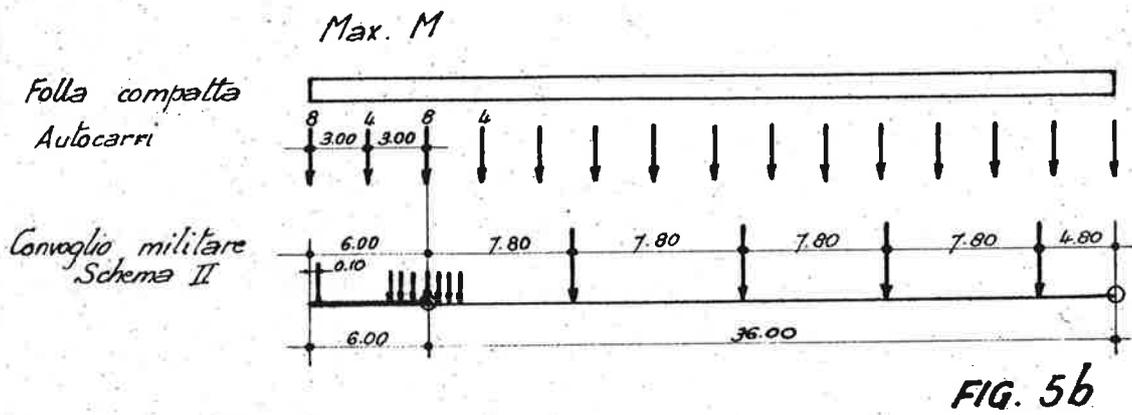
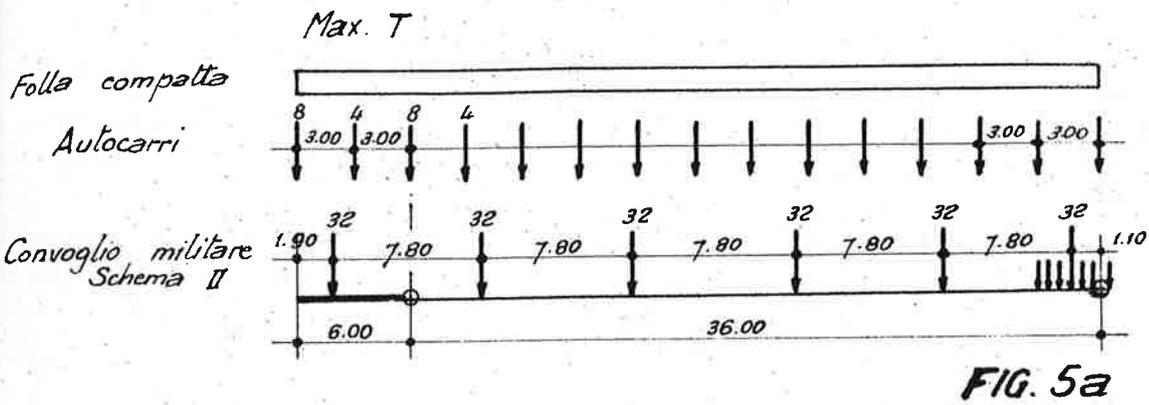
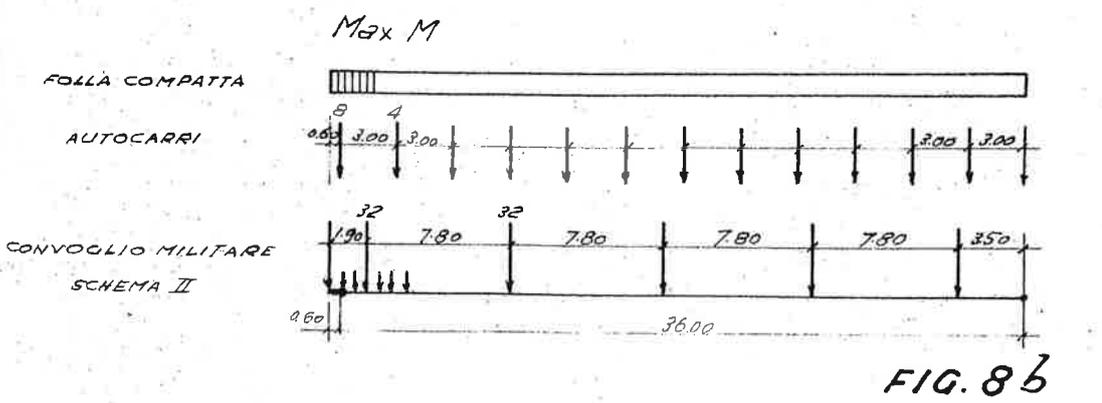
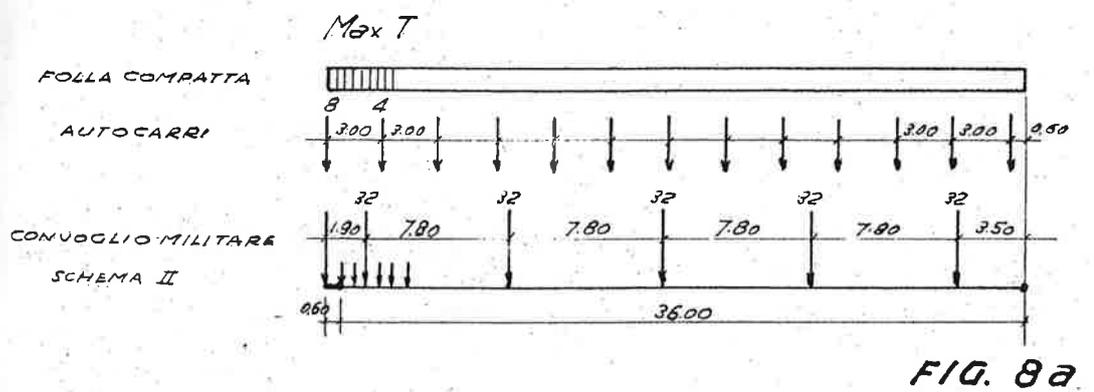
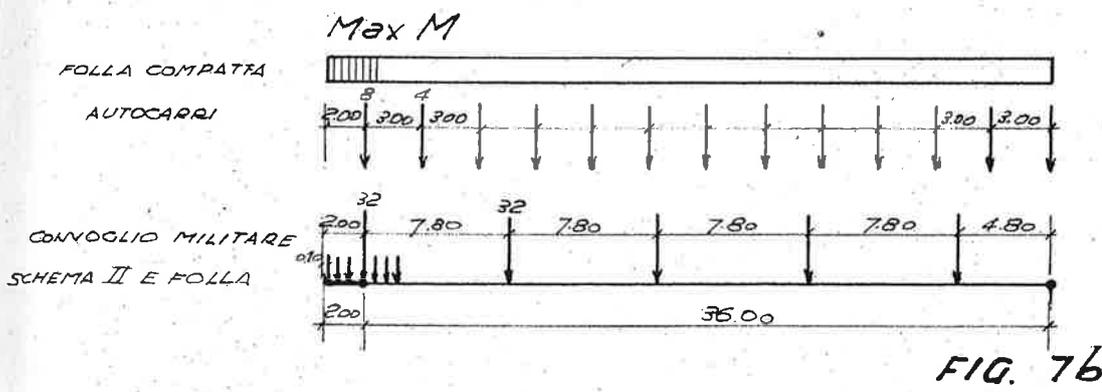
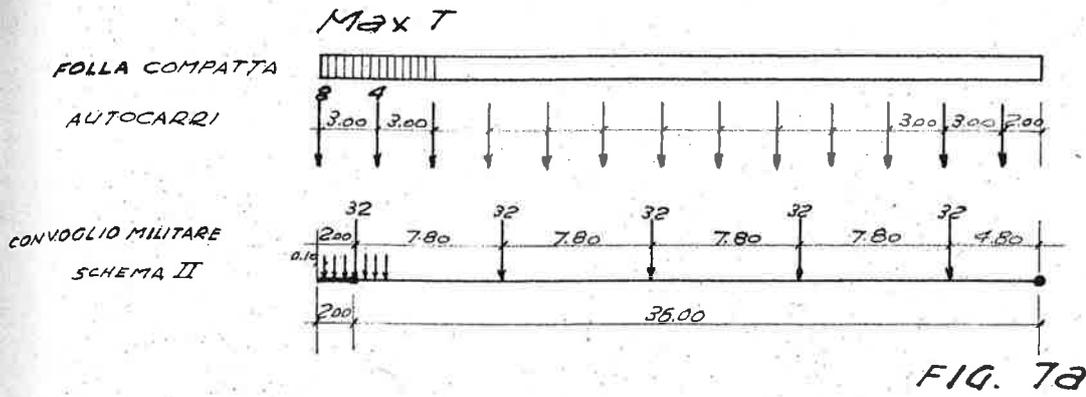


FIG. 4b





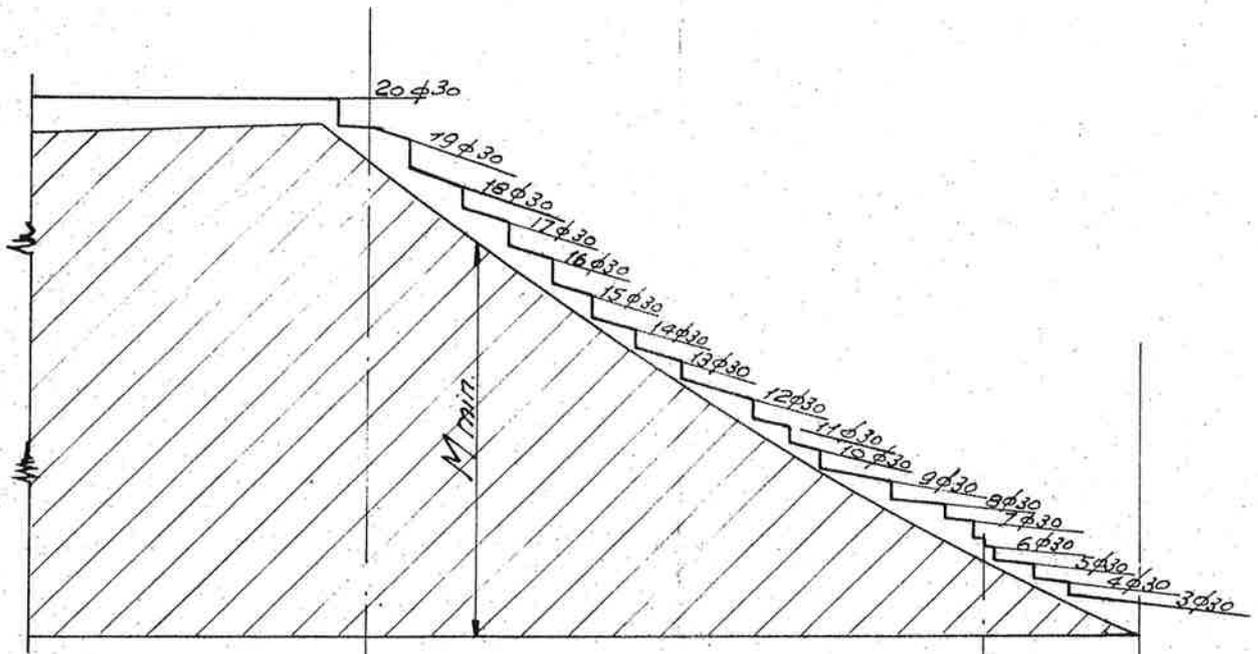
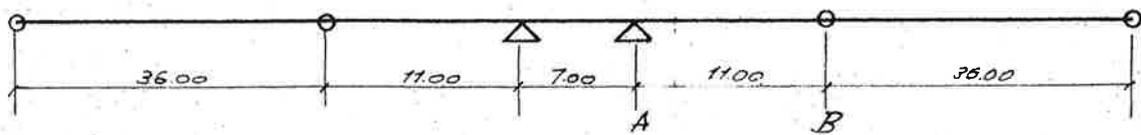
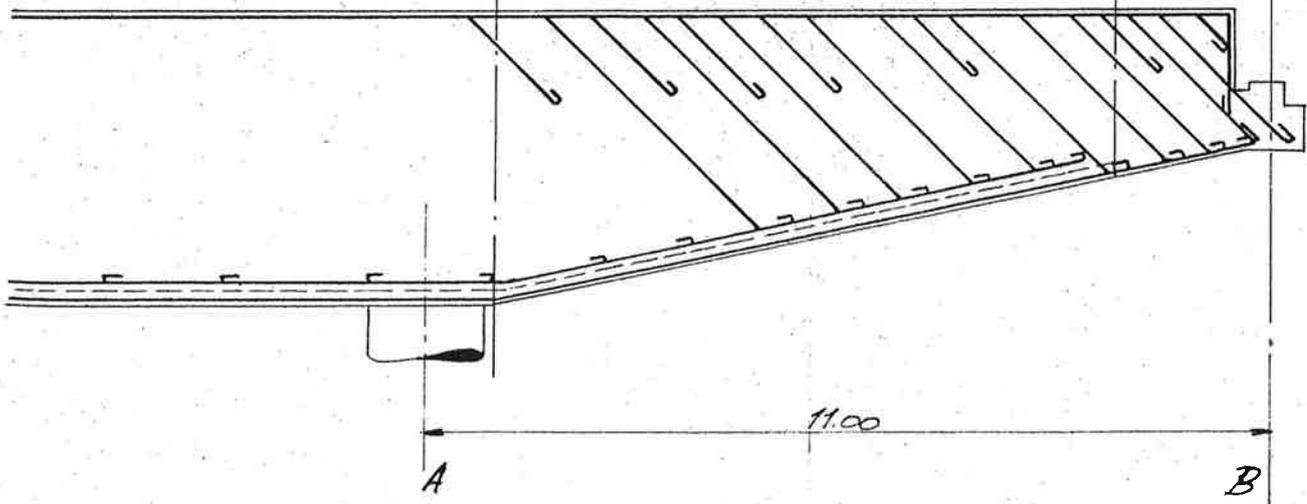


FIG. 9



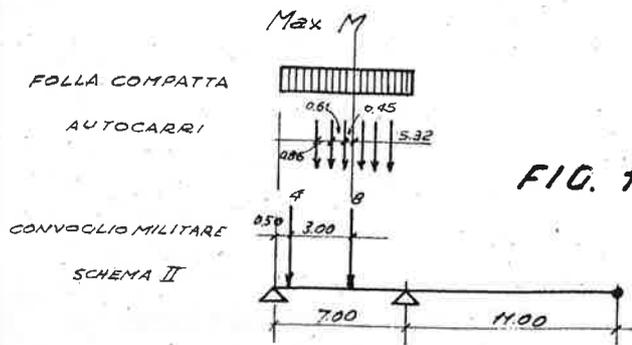


FIG. 10 a

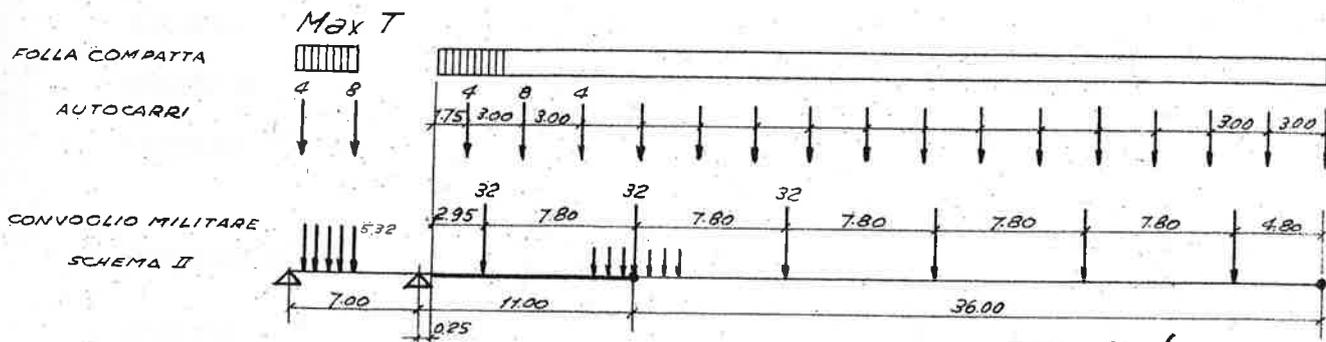


FIG. 10 b

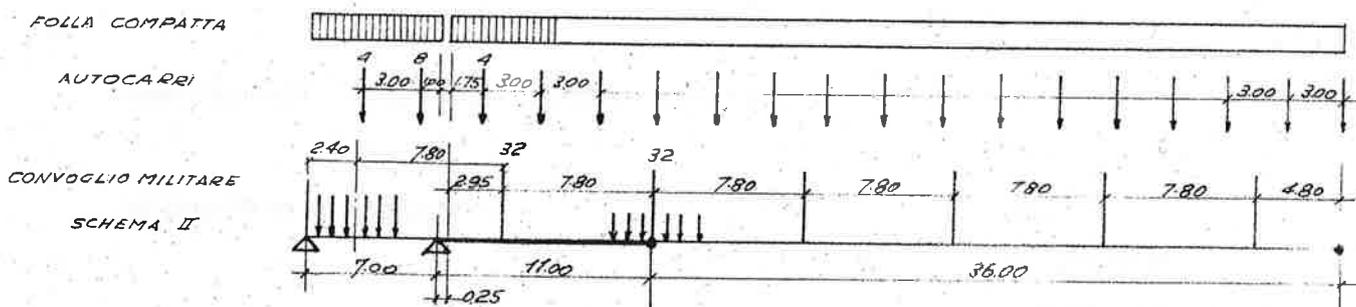


FIG. 11

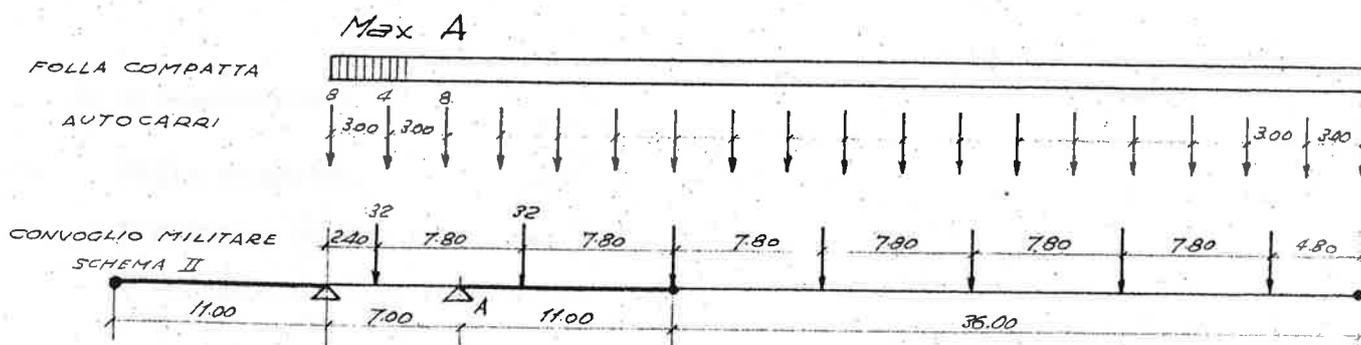


FIG. 12 a

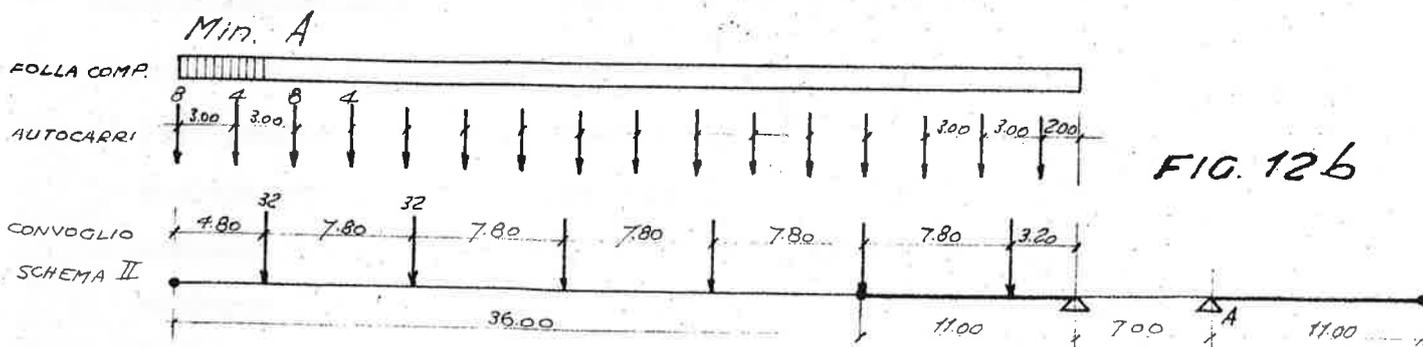


FIG. 12 b

b) Completamente impalcate :

Soletta	= 0,2631 x 2400	= 631,44 Kg/m x trave
traversi	= 1,54x0,20x1,98x2500	= 1463,62 Kg/trave
testate d'appoggio	= 9520/4	= 2380,00 Kg/trave

c) Sovrastruttura :

manto in pietrischette bitumate	120,00 Kg/m ²	
settefondo	48,00 "	
	<hr/>	
Tot.	168,00 x 7,50	= 1260,00 Kg/m

marciapiedi (0,21x0,745)+(0,21+0,10)0,50x0,87	2500	= 728,25 "
pilastrine + ringhiera		= <u>26,40 "</u>
		2 x 754,65 = 1509,30 Kg/m

Totale sovrastruttura (1260 + 1509,3)/4 = 692,32 Kg/m x trave ;

d) Sovraccarico :

- folla compatta = 400 Kg/m² sui marciapiedi
- 1 colonna di autocarri da 12 t.
- 1 conveglie militare tipo 2

3) Sollecitazioni di flessione dovute ai carichi esterni :

Distanza tra i centri degli appoggi = luce teorica = 36,00 m

a) Peso proprio travi prefabbricate :

sezione corrente	: 1280x17,40x9,30	= 207°233 Kgn
spessori traversi	: 366,86x(12,00+0,70)	= 4°659 "
rinforze d'anima	: 2164,15 x 3,05	= 6°600 "
		<hr/>

tot. = 218°492 Kgn.

b) Completamente impalcate :

Soletta	= 631,44x17,40x9,30	= 102°180	Kgm/trave
traversi	= 1463,62x(12,00+0,70)	= 18°588	" "
test. d'appoggio	= 2380,00 x 0,15	= 357	" "
		<hr/>	
		tot. = μ_2	= 121°125 Kgm/trave

c) Sovrastruttura :

$$692,32 \times \frac{36^2}{8} = 112°281 \text{ Kgm/trave}$$

d) Sovraccarico :

Il convoglio militare ed il treno di autocarri transitano ciascuno al centro di ogni metà di carreggiata, ossia a m. 1,875 dall'asse di quest'ultima. Ne risulta una distribuzione dissimmetrica del sovraccarico rispetto all'asse del ponte; Il coefficiente di maggiorazione per eccentricità è stato determinato direttamente in base alle azioni verticali mutue traversi-longoni - prescindendo a favore della stabilità, dai momenti mutui e dalla soletta di completamente impalcate che è pertanto supposta incernierata alle travi medesime.

Fu prese pertanto in esame il sistema traversi-longoni (fig. 13a) assumendo come principale lo schema definito dai traversi semplicemente appoggiati alle travi di riva nella condizioni di simmetria indicata in fig. 13b è ovviamente :

$$X_8 = X_1 = X_2 = X_3 = X_4 = \mu_{10} / \mu_{11}$$

$$\text{con } \mu_{10} = (\mu_{10})_L = \Delta_{10} / EJ \quad (a_{10} = \frac{L^4}{24} (\frac{1}{3})^4 - 2(\frac{1}{3})^3 + \frac{1}{3})$$

$$\mu_{11} = (\mu_{11})_L + (\mu_{11})_t = \frac{2 a_{11}}{EJ} + \frac{b_{11}}{EJ} \quad \text{con}$$

$$a_{11} = \frac{L^3}{8} \cdot \frac{1}{3} \cdot \left\{ \left[\left(\frac{1}{3}\right)^2 - \frac{2}{3} + \left(\frac{1}{3}\right)^2 \right] \left(\frac{1}{3} - 1\right) + \left[\left(\frac{1}{3}\right)^2 - \frac{4}{3} + \left(\frac{2}{3}\right)^2 \right] \left(\frac{2}{3} - 1\right) \right\}$$

$$b_{11} = a_{11} \cdot \frac{\Delta^3}{L^3}$$

g' quindi per un carico $p \neq 1$: $J/J_t = 1,484$, $k/L = 0,223$

$$X_s = p \frac{a_{10}}{2 a_{11} + \frac{J}{J_t} b_{11}} = p \frac{19008}{2880 + 23,7} = 6,546 p$$

Evidentemente qualora siano caricate le travi di riva sovrapponendo il carico p su tutte le travi si è ricondotti al caso precedente,

con $X_s = - 6,546 p$

Nella condizione di antisimmetria (fig.) è invece :

$$X_s = X_1 = X_2 = - X_3 = - X_4 = \mu'_{10} / \mu'_{11}$$

con $\mu'_{10} = \mu_{10} = a_{10} / EJ$

$$\mu'_{11} = (\mu'_{11})_L + (\mu'_{11})_t = 1,5 \frac{a_{11}}{EJ} + \frac{c_{11}}{EJ_t}, \text{ con}$$

$$c_{11} = \frac{\sqrt[3]{3}}{18 \times 27} = 1,07$$

E' quindi :

$$X_s = p \frac{a_{10}}{1,16 a_{11} + \frac{J}{J_t} c_{11}} = p \frac{19008}{1679,9 + 1,59} = 11,304 p$$

Se sono caricate le travi di riva è invece $X = - 11,304 p$.

Sovrapponendo le condizioni di carico studiate si ottengono i seguenti valori dei momenti flettenti in mezzaria delle 4 travi principali.

a) Carico uniforme p_1 sulla trave 1 :

$$M_1 = \frac{1}{8} p_1 L^2 - [12(X_s + 0,33 X_a) 0,5] = 100,3428 p_1$$

$$M_2 = 12(X_s + X_a) 0,5 = 107,1000 p_1$$

$$M_3 = 12(X_s - X_a) 0,5 = - 28,5480 p_1$$

$$M_4 = 12(0,33 X_a - X_s) 0,5 = - 16,8936 p_1$$

b) Carico uniforme p_2 sulla trave 2 :

$$M_1 = 61,6572 p_2$$

$$M_2 = 54,9000 p_2$$

$$M_3 = 28,5480 p_2$$

$$M_4 = 16,8936 p_2$$

c) Carico uniforme p_3 sulla trave 3 :

$$M_1 = 16,8936 p_3$$

$$M_2 = 28,5480 p_3$$

$$M_3 = 54,9000 p_3$$

$$M_4 = 61,6574 p_3$$

d) Carico uniforme p_4 sulla trave 4 :

$$M_1 = -16,8936 p_4$$

$$M_2 = -28,5480 p_4$$

$$M_3 = 107,1000 p_4$$

$$M_4 = 100,3428 p_4$$

In definitiva :

$$M_1 = 100,3428 p_1 + 61,6572 p_2 + 16,8936 p_3 - 16,8936 p_4$$

$$M_2 = 107,1000 p_1 + 54,9000 p_2 + 28,5480 p_3 - 28,5480 p_4$$

$$M_3 = -28,5480 p_1 + 28,5480 p_2 + 54,9000 p_3 + 107,1000 p_4$$

$$M_4 = -16,8936 p_1 + 16,8936 p_2 + 61,6572 p_3 + 100,3428 p_4$$

Determinazione dei carichi ragguagliati p_1

1) Momenti massimi per la luce $L = 36$ m.

α) Convoglio militare tipo II (fig. 14a)

$$A = B (32 \times 2) + (5,32 \times 3) = 79,96$$

$$M = 79,96 \times 18 - 32(7,80 + 15,60) - 5,32(0,43 + 1,04 + 1,90) =$$

$$= 1439,28 - 748,80 + 17,93 = 672,550 \text{ tm}$$

Carico ragguagliato uniforme $P_{\alpha} = 4151 \text{ Kg/m}$ di ponte

β) Colonna di autocarri da 12 t (fig. 14b)

$$A = B = 32 \text{ t}$$

$$M = (32 \times 18) - 4 \times (3 + 9 + 15) - 8 \times (6 + 12) = 324 \text{ tm}$$

Carico ragguagliato uniforme $P_{\beta} = 2000 \text{ Kg/m}$ di ponte

γ) Folla compatta sui marciapiedi :

$$P_{\gamma} = 400 \times 1,5 = 600 \text{ Kg/m} \times \text{marciapiede} -$$

$$(M = 600 \times 2 \times \frac{36^2}{8} = 194400 \text{ Kgm})$$

Per la disposizione dei carichi indicata in fig. 15, risulta :

$$P_1 = P_{\gamma} + \left(\frac{P_{\alpha}}{2} \times 111,3/173 \right) = 600 + 1335,45 = 1935,45 \text{ Kg/m}$$

$$P_2 = \frac{P_{\alpha}}{2} (61,8/173 + 168,8/173) = 2766,89 \text{ Kg/m}$$

$$P_3 = \left(\frac{P_{\alpha}}{2} \times 4,2/173 \right) + \frac{P_{\beta}}{2} (1 + 67/173) = 50,39 + 1387,28 = 1437,67 \text{ Kg/m}$$

$$P_4 = P_{\gamma} + \frac{P_{\alpha}}{2} \times 106/173 = 600 + 612,72 = 1212,72 \text{ Kg/m}$$

Sarà quindi :

$$M_1 = 194208 + 170599 + 24287 - 20487 = 368607 \text{ Kgm}$$

$$M_2 = 207287 + 151902 + 41403 - 34621 = 365611 \text{ Kgm}$$

Essendo $X_{\text{sovr.}} = 297737 \text{ Kgm/trave}$, i coefficienti di eccentricità risultano :

per la trave di riva $e_1 = 368607/297737 = 1,238$

" " " in term. $e_2 = 365611/297737 = 1,228$

Il coefficiente dinamico vale :

$$\varphi = 1 + \frac{16}{40 + L} = 1,163$$

Le sollecitazioni dovute al sovraccarico valgono pertanto :

$$\begin{aligned} \text{trave 1 (riva)} \quad M &= \varphi \cdot 368607 = 428^{\circ}690 \text{ Kg m.} \\ \text{" 2} \quad M &= \varphi \cdot 365611 = 425^{\circ}205 \end{aligned}$$

4) Tensioni normali estreme dovute ai carichi esterni :

Per le modalità esecutive dell'opera le sollecitazioni di cui in 3 a, b, riguardano la trave isolata, le 3 c, d, l'impalcato completo.

Abbiamo pertanto :

	σ_0	(Kg/cm ²)	σ_1
D.p. trave isolata	74,693		- 100,000
completam. impalcato	41,408		- 55,436
+ sovrastruttura	21,724		- 49,187
<hr/>			
tot. carico permanente +	137,825		- 204,623
<hr/>			
sovraccarico trave 1	82,942		- 174,086
<hr/>			
trave 2	82,267		- 172,670
<hr/>			
tot. trave 1	220,767		- 378,709
<hr/>			
tot. trave 2	220,092		- 377,293
<hr/>			

5) Precompressione

E' realizzata a mezzo n° 13 cavi (12 ϕ 7) in messeria, in due fasi distinte.

Vengono prima messi in tensione 8 cavi nella trave isolata, quindi i rimanenti 5 ad impalcato ultimato.

Sezione di un cavo $S = 4,52 \text{ cm}^2$

Tensione di lavoro a fluage terminata $\sigma_f = 90 \text{ Kg/mm}^2$ per gli 8 cavi messi prima in tensione; $\sigma_f = 95 \text{ Kg/mm}^2$ per i rimanenti.

Sollecitazioni indotte dalla precompressione :

1° precompressione :

$$N = 8 \times 4,62 \times 9000 = 332^{\circ}640 \text{ Kg.}$$

$$M = -332^{\circ}640 \times (183,91 - 81,66) = -340124,4 \text{ Kgm.}$$

2° precompressione :

$$N = 5 \times 4,62 \times 9500 = 219^{\circ}450 \text{ Kg.}$$

$$M = -219^{\circ}450 \times (178^{\circ}280 - 61,635) = -255^{\circ}977 \text{ Kgm.}$$

Tensioni normali estreme dovute alla precompressione :

	σ_e	σ_i
1° precompressione	62,339 - 116,274 = -53,935	62,339 + 155,668 = 218,007
2° precompressione	35,022 - 49,526 = -14,504	35,022 + 103,949 = 138,971
	-68,439	356,978

6) Tensioni finali :

Sovrapponendo gli effetti otteniamo :

	σ_e	σ_i	
a ponte scarico	69,386	152,355	travi 1 - 2
a ponte carico	152,328	- 21,731	trave 1
	151,653	- 20,315	" 2

Il valore della trazione risulta limitato. Peraltro, in relazione a quanto già esposte nella relazione generale (cap.IV), riportiamo in allegato a semplice titolo di conforto la verifica condotta con i metodi usuali del cemento armato. (fig. 16)

- 56 -

Sezione adiacente al traverso di testata

1) Caratteristiche geometriche sezioni trasversali :

Altezza	H =	190	mm.
Area netta	A =	7520	cm ²
Momento d'inerzia baric.	J =	28.389.427	cm ⁴
" statico zona tesa rispetto asse baricentrico	S _r =	204.222	cm ³
Lunghezza corda baricentrica	b _r =	32	cm.

2) Sollecitazioni di taglio dovute ai carichi esterni -

a) Peso proprio trave prefabbricata

Sezione corrente	1280,64 x 17,20	=	22027,01	Kg.
Spessori trasversi		=	36,86	"
Rinforso anima		=	2164,15	"
			<hr/>	
	totale	=	24558,02	Kg.

b) Completamente impalcato

Soletta	631,44 x 17,20	=	10860,77	Kg.
trasversi		=	1463,62	"
			<hr/>	
	totale	=	12324,39	Kg.

c) Sovrastruttura :

	692,32 x 17,20	=	11907,90	Kg.
Totale carichi permanenti	T _p	=	48709,3	Kg.

d) Sovraccarico :

α) Colonna di autocarri da 12 t (fig. 17a)

$$A = T_{\max} = \left[8x (5,20+11,20+17,20+23,20+29,20+35,20) + 4x (2,20 + 8,20+14,20+20,00+26,20+32,20) \right] / 36x4 = 9600 \text{ Kg/trave}$$

β) Convoglio militare tipo II (fig. 17.b)

$$A = T_{max} = 32(2,10+9,90+17,70+25,50+33,30) / 36x4 = 19667 \text{ Kg/trave}$$

γ) Folla compatta sui marciapiedi

$$400x3x35,20x17,60/36x4 = 5163 \text{ kg/trave}$$

Taglio massimo dovuto ai sovraccarichi (con effetto dinamico e di eccentricità)

$$\begin{aligned} \text{Trave 1 (riva)} &= (9600+19667+5163)x1,163x1,238 = 49572 \text{ Kg.} \\ \text{" 2} &= (9600+19667+5163)x1,163x1,228 = 49172 \text{ "} \end{aligned}$$

3) Sollecitazioni di taglio dovute alla precompressione :

Nella sezione considerata sono presenti 6 cavi di testata.

Trascurando lo studio in fase esecutiva, lo sforzo tagliante dovuto alla precompressione risulta :

$$T = - 4,62x9000 (\text{sen } 28^\circ + 2 \text{ sen } 25^\circ + \text{sen } 10^\circ + \text{sen } 6^\circ) = - 72018 \text{ Kg.}$$

Le sollecitazioni complessive di taglio risultano quindi :

a ponte scarico:	travi 1 - 2	T = - 23228 Kg.
a ponte carico :	trave 1	T = 26344 Kg.
	" 2	T = 25944 Kg.

La tensione tangenziale massima vale :

$$= TS_r / J_{br} = 26344x204^2 \cdot 222 / 28^3 \cdot 389 \cdot 427 \cdot 12 = 5,92 \text{ Kg/cm}^2$$

Lo sforzo normale dovuto alla precompressione, vale :

$$N = 4,62x9000(\text{cos } 28^\circ + 2 \text{ cos } 25^\circ + \text{cos } 10^\circ + \text{cos } 8^\circ + \text{cos } 6^\circ) = 235^{\circ}556 \text{ Kg.}$$

Il suo punto di applicazione ha un'eccentricità di

$$e = - 21,15 \text{ cm.}$$

$$M = 235556 \times (-0,2115) = - 49820 \text{ Kgm.}$$

Le tensioni valgono :

$$\text{al lembo superiore : } \sigma_0 = N/A + M/W_0 = 31,32 - 15,26 = 16,06 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{" " inferiore : } \sigma_1 = N/A - M/W_1 = 31,32 + 15,26 = 49,58 \text{ "}$$

$$\text{dove: } W_0 = 326488 \text{ cm}^3$$

$$W_1 = 272854 \text{ cm}^3$$

La trazione principale in corrispondenza del baricentro risulta

$$\sigma_1 = 0,5 (\sigma - \sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2}) = - 1,08 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{dove: } \sigma = 31,32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau = 5,92 \text{ "}$$

La trazione principale al lembo superiore della costola risulta

$$\sigma_1 = 0,5 (\sigma - \sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2}) = - 0,72 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{dove: } \sigma = 19,57 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{V S_x}{I_x b} = 3,84 \text{ Kg/cm}^2 \text{ con}$$

$$S_x = 204222 - 71717 = 132505 \text{ cm}^3$$

$$b_x = 32 \text{ cm.}$$

La trazione principale massima si ha in corrispondenza del baricentro ed ha un valore molto limitato per cui si disporranno trasversalmente solo armature in ferro omogeneo di collegamento e staffatura.

Dente di appoggio

a) Sezione di appoggio :

$$T_{max} = 49302 + 52171 = 101473 \text{ Kg.}$$

Precompressione 3 cavi (12 ϕ 7)

$$T = - 4,62 \times 9000 (2 \text{ sen } 25^\circ + \text{sen } 28^\circ) = - 54665 \text{ Kg}$$

Taglio risultante :

$$T = 46808 \text{ Kg. ; } H = 95,5 \text{ cm. ; } b = 95 \text{ cm.}$$

$$\sigma_{max} = \frac{3}{2} \frac{T}{bh} = \frac{140424}{18145} = 7,74 \text{ Kg/cm}^2$$

b) Sezione di spicco :

$$N = (4,62 \times 9000 \times \cos 28^\circ) + 4,62 \times 9000 \times 2 \cos 25^\circ = 36713 + 75368 = 112081 \text{ Kg.}$$

$$M = - 75368 \times 0,2 = - 15073,6 \text{ Kgm.}$$

$$e = 13,45 \text{ cm.}$$

$$\sigma_{medio} = N/A = 12,422 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max} = m(1 + \frac{6l}{h}) = m \times 1,845 = 22,918 \text{ Kg/cm}^2 = \sigma_1$$

$$\sigma_{min} = m(1 - \frac{6l}{h}) = m \times 0,155 = 1,925 \text{ Kg/cm}^2 = \sigma_0$$

$$\sigma_1 = 0,5 (\sigma_m + \sqrt{\sigma_m^2 + 4 \tau^2}) = - 3,71 \text{ Kg/cm}^2$$

c) Sezione di testata -

$\sigma_m, \tau, \sigma_1, T, N,$ (vedi a) e b) .

$$N = (36713 \times 0,3475) + (75368 \times 0,1020) = 12758 + 7667 = 20425 \text{ Kgm.}$$

$$e = 18,241 \text{ cm.}$$

$$\sigma_{max} = \sigma_e = \sigma_m \times (1 + \frac{6l}{h}) = \sigma_m \times 2,146 = 26,657 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{min} = \sigma_1 = \sigma_m \times (1 - \frac{6l}{h}) = \sigma_m \times (- 0,146) = - 1,813 \text{ Kg/cm}^2$$

Momento di rottura e momento di fessurazione, grado di sicurezza a rottura e a fessurazione

Momento di rottura :

$$M_R = 0,9 (b-d') \omega W_o T_R \text{ con}$$

$$h = 1,90 \text{ m} ; \quad \omega = 13 \times 4,62 = 60,06 \text{ cm}^2 ; \quad T_R = 155 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d' = 0,092$$

Risulta :

$$M_R = 1^{\circ}523^{\circ}188 \text{ Kgm.}$$

I momenti flettenti dovuti al carico permanente, ed al sovraccarico nella condizione più sfavorevole, sono rispettivamente, per trave:

$$451898 \text{ Kgm} \quad \text{e} \quad 428690 \text{ Kgm.}$$

Il coefficiente di sicurezza alla rottura rispetto al carico totale è :

$$K = \frac{1^{\circ}523^{\circ}188}{451898 + 428690} = 1,73$$

Il coefficiente di sicurezza alla rottura rispetto al solo sovraccarico è :

$$K' = \frac{1^{\circ}523^{\circ}188 - 451^{\circ}898}{428690} = 2,50$$

Momento di fessurazione :

$$M_f (N' + 50) W_1 \text{ con :}$$

$$N' = \text{precompressione al lembo inferiore} = 356,978 \text{ Kg/cm}^2$$

Risulta :

$$M_f = 406,978 \times 246252/100 = 1002191 \text{ Kgm.}$$

Il coefficiente di sicurezza per il carico totale è :

$$K'' = \frac{1002191}{451898 + 428690} = 1,14$$

Il coefficiente di sicurezza per il solo sovraccarico è : $K = \frac{1002191-451898}{428690} = 1,28$

Traversi

1) Caratteristiche geometriche sezione trasversale (fig. 18)

Altezza	H =	169	cm
Area	A =	5630	cm ²
Distanza baricentro dal lembo superiore Y_0	"	53,727	cm
Distanza baricentro dal lembo inferiore Y_1	"	115,273	cm
Momento d'inerzia baricentrico	J =	16095972	cm ⁴
Modulo di resistenza J/Y_0	$W_0 =$	299588	cm ³
Modulo di resistenza J/Y_1	$W_1 =$	139633	cm ³
Lunghezza corda baricentrica	$b_r =$	20	cm
Momento statico zona tesa rispetto asse baricentrico	$S_r =$	132879	cm ³

2) Sollecitazioni dovute ai carichi esterni

a) Flessione

Detti P_1, P_2, P_3, P_4 i carichi ragguagliati sulle 4 travi, X_1, X_2, X_3, X_4 le forze agenti sul traverse in corrispondenza delle travi medesime, positive se dirette verso l'alto, si ha immediatamente

(v. prec.)

$$\begin{aligned}
 X_1 &= 0,5 [(-3,768-6,564)P_1 + (3,768+6,564)P_2 + (-3,768+6,564)P_3 + (3,768-6,564)P_4] \\
 X_2 &= 0,5 [(11,304+6,564)P_1 + (-11,304-6,564)P_2 + (11,304-6,564)P_3 + (-11,304+6,564)P_4] \\
 X_3 &= 0,5 [(-11,304+6,564)P_1 + (11,304-6,564)P_2 + (-11,304-6,564)P_3 + (11,304+6,564)P_4] \\
 X_4 &= 0,5 [(3,768-6,564)P_1 + (-3,768+6,564)P_2 + (3,768+6,564)P_3 + (-3,768-6,564)P_4]
 \end{aligned}$$

• quindi introducendo i valori p_i noti :

$$X_1 = 9220 \text{ Kg.}$$

$$X_2 = - 13790 \text{ "}$$

$$X_3 = - 79 \text{ "}$$

$$X_4 = 4649 \text{ "}$$

Si ha pertanto :

$$M_{\max} = 2,68 \times 1 = 24710 \text{ Kgm.}$$

$$\sigma_0 = 8,248 \text{ Kg/cm}^2 ; \quad \sigma_1 = - 17,696 \text{ Kg/cm}^2$$

Precompressione

E' realizzata mediante $1,70/1,62 = 1,0493$ cavi nella soletta più un cavo $12 \# 7$ nella costola distante $0,50$ m. dal lembo inferiore.

Lo sforzo normale di precompressione, eccentrico, vale (v. soletta) :

$$N = (1,0493 \times 48510) + (4,62 \times 9000) = 92481 \text{ Kg.}$$

$$M = 92481 \times 0,045 = 4161 \text{ Kgm} = e_{\frac{1}{4}} = 4,5 \text{ cm.}$$

Le tensioni dovute alla precompressione valgono :

$$\text{al lembo superiore : } \sigma_0 = N/A - M/W_0 = 16,426 - 1,389 = 15,037 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{al lembo inferiore : } \sigma_1 = N/A + M/W_1 = 16,426 + 2,980 = 19,406 \text{ "}$$

Le tensioni complessive risultano pertanto :

$$\text{al lembo superiore : } 8,248 + 15,037 = 23,285 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{al lembo inferiore : } - 17,696 + 19,406 = 1,710 \text{ "}$$

b) Taglio

Il taglio massimo assoluto è :

$$(T_{max})_{acc} = 3,1 = 9220 \text{ Kg.}$$

Corrispondente alla tensione tangenziale massima :

$$= TS_x / Jb_x = 9220 \times 132879 / 16095972 \sqrt{\times 20} = 3,805 \text{ Kg/cm}^2,$$

di entità assai limitata.

CAMPATE DI TRANSIZIONE CON LA TRAVATURA IN P.O. DI 24,20 M.

Omettiamo per brevità lo sviluppo dei calcoli statici, condotte con metodo identico a quello per la campate di estremità lato Cremona, rimandando per i dettagli costruttivi ai grafici di progetto.

MARCIAPIEDE A SBALZO

a) Spalla lato Cremona - travatura principale Gerber

a) Carichi permanenti

p.p. soletta a sbalzo

$$- (0,10 \times 0,87 \times 0,435) + (0,14 \times 0,87 \times 0,5 \times 0,29) \times 2500 \quad \dagger - 129,956 \text{ Kgn/m}$$

$$\text{pilastrini + ringhiera met.} \quad - 26,4 \times 0,755 \quad = - 19,932 \quad "$$

b) Sovraccarico

Folla compatta (1,25 x 400 = 500 Kg/m²)

$$- 500 \times 0,755 \times 0,3775 \quad = - 142,506 \text{ Kgn/m}$$

Spinta orizzontale (a quota +0,90 sul p.

$$\text{marc.}) - 100 \times (0,90 + 0,105) \quad = - 100,500 \quad "$$

$$M_{tot} \quad = - 392,894 \text{ Kgn/m.}$$

H = 21 cm ; h = 21 - 0,8 - 0,3 = 19,9 cm ; b = 100 cm ; $K_o / K_m = 20 / 1800$

$A_p = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ (1 } \phi \text{ 6 / 25 cm = 1,13 cm}^2 / \text{m)}$

b) Campata da m. 24,20

a) Carichi permanenti

p.p. soletta a sbalzo

- (0,10x1,00x0,5015) + (0,11x1,00x0,5x0,3343) 2500 = - 171,855 Kg

pilastrini + ringhiera met. - 26,4x0,888 = - 23,443

b) Sovraccarico

folia compatta (1,25x400=500 Kg/m²)

- 500x0,888x0,444 = - 197,136 Kg

spinta orizzontale (a uota +0,90 sul p.marco.)

- 100x(0,90+0,105) = - 100,500

$M_{tot} = - 492,934 \text{ Kg}$

H = 21 cm ; h = 21 - 0,8 - 0,3 = 19,9 cm ; b = 100 cm ;

$\sqrt{M / b} = 22,2 \text{ cm} ; \sigma_o \neq \sigma_p = 23 / 1800$

$A_p = 0,063x22,2 = 1,40 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ (1 } \phi \text{ 8 / 33 cm = 1,50 cm}^2 \text{)}$

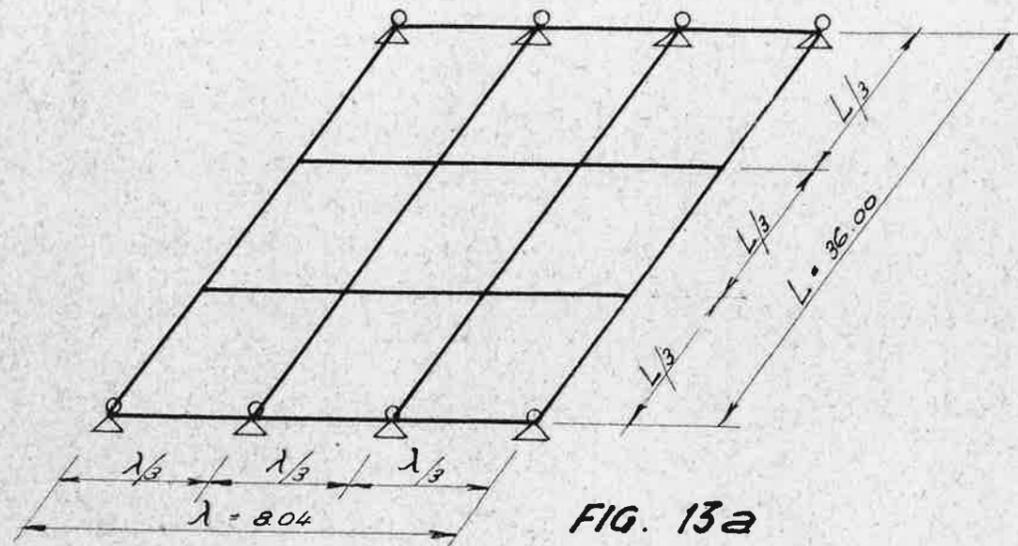


FIG. 13a

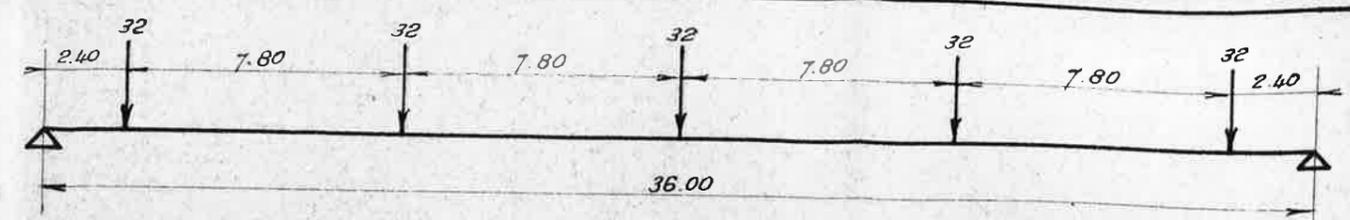


FIG. 14a

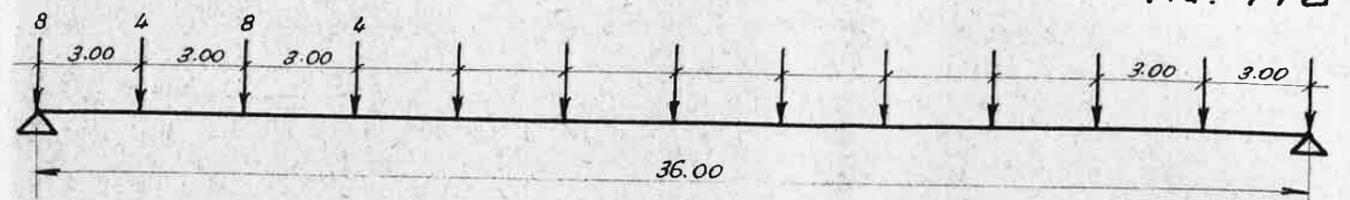


FIG. 14b

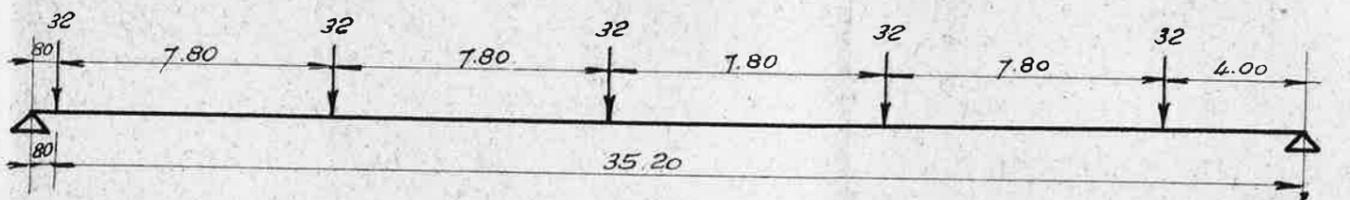


FIG. 17b

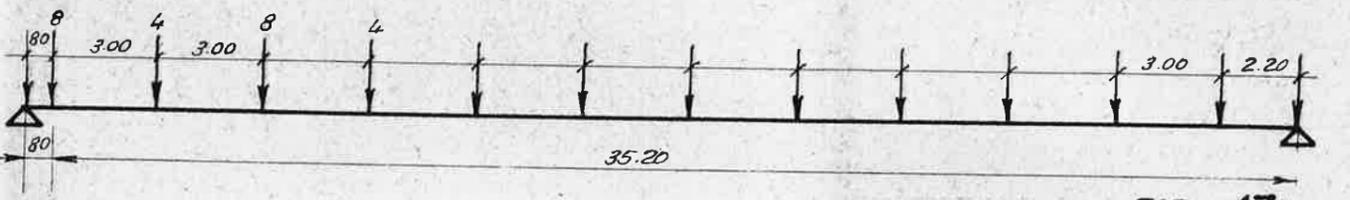


FIG. 17a

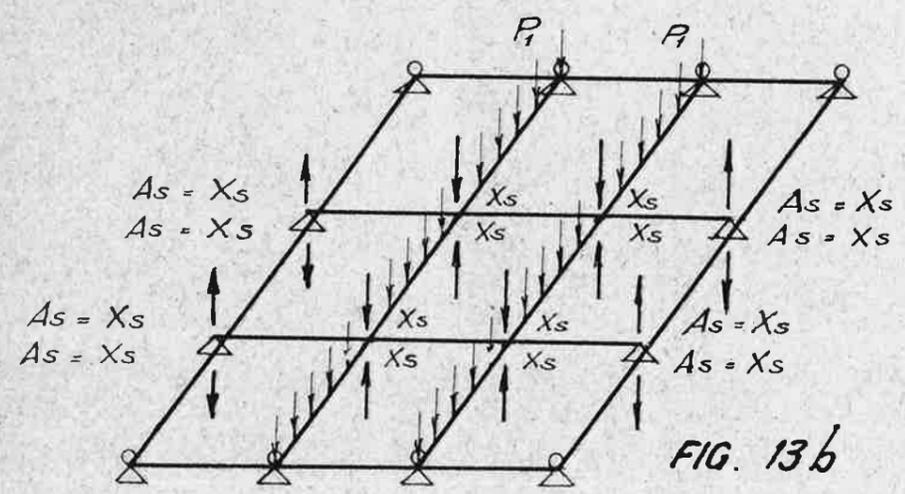


FIG. 13b

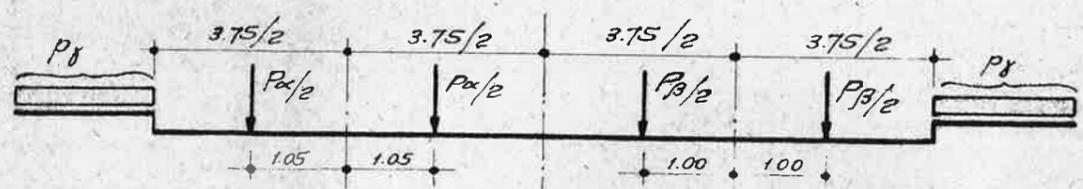


FIG. 15

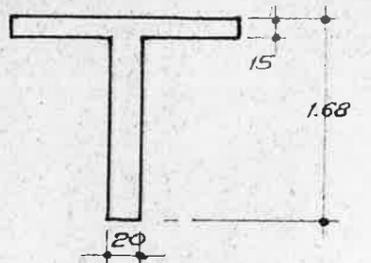


FIG. 18

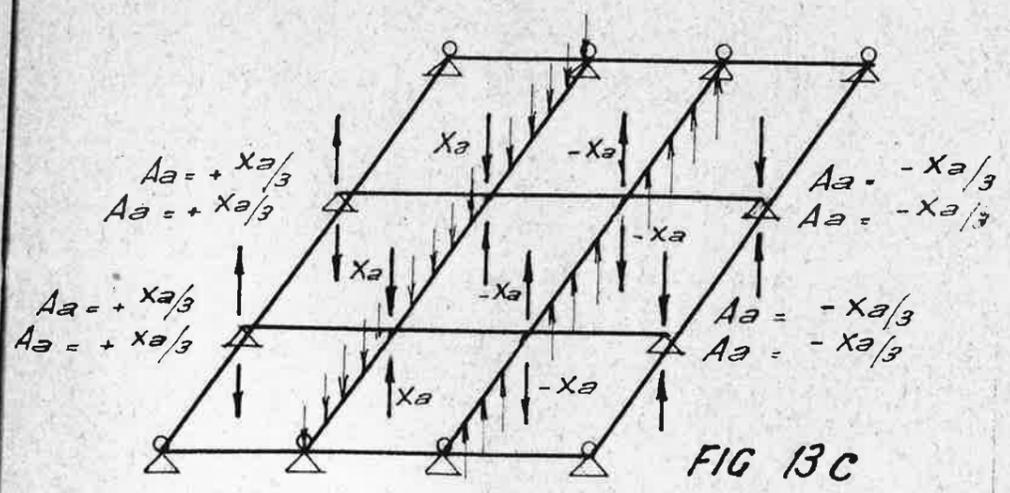
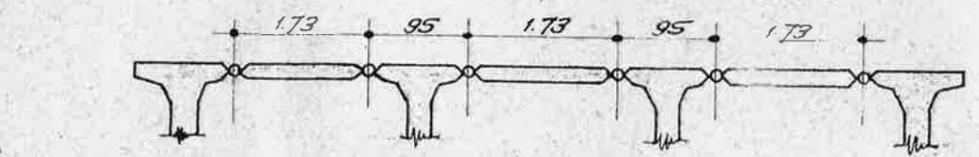


FIG. 13c

SCALA 1:10
 SCALA AREE 1 cm. = 250 cm²

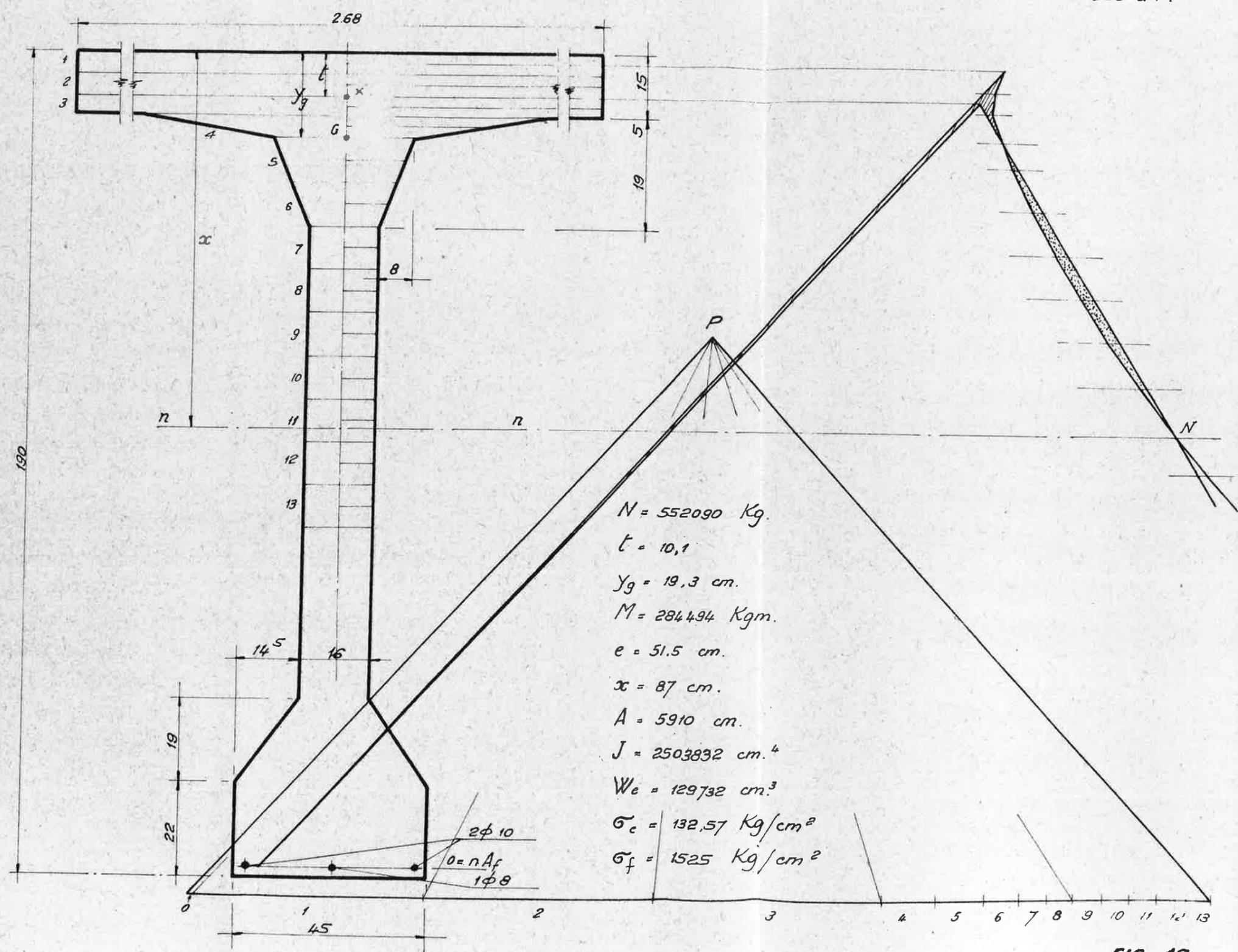


FIG. 16

CAMPATE IN C.A. PRECOMPRESSO DA n. 24,20

N.B. - Il calcolo è stato condotto con gli stessi criteri di quelli già esposti per la trave da n. 36,00. La riportiamo pertanto in veste più succinta.

TRAVI PRINCIPALI

1) Caratteristiche geometriche sezioni trasversali in mezzeria :

a) Trave isolata

Altezza	H	=	150	cm
Area netta	A	=	3698,9	cm ²
Distanza baricentro dal lembo superiore	Y_0	=	61,63	cm
Distanza baricentro dal lembo inferiore	Y_1	=	88,37	cm
Momento di inerzia baricentrico netto	J	=	9.600.448	cm ⁴
Modulo di resistenza	J/Y_0	=	W_0 = 159.021	cm ³
Modulo di resistenza	J/Y_1	=	W_1 = 110.902	cm ³

b) Trave + soletta (impalcato completo/4)

Altezza	H_1	=	150	cm
Area netta	A_1	=	5907	cm ²
Distanza baricentro dal lembo superiore	Y_{01}	=	41,478	cm
Distanza baricentro dal lembo inferiore	Y_{11}	=	108,622	cm
Momento di inerzia baricentrico netto	J_1	=	13.858.578	cm ⁴
Modulo di resistenza	J_1/Y_{01}	=	W_{01} = 334.926	cm ³
Modulo di resistenza	J_1/Y_{11}	=	W_{11} = 127.585	cm ³

2) Analisi dei carichi :

a) Peso proprio travi prefabbricate :

Sezione corrente	=	$0,36989 \times 2400$	=	887,7 Kg/m ¹ trave
Spessori di traverso	=		=	212,2 Kg /m ¹ x trave
Rinforzo dell'anima				
agli appoggi	=	$372,67 \times 3$	=	1118,- Kg /m ¹ x trave

b) Completamento impalcato

soletta = $0,294825 \times 2400$ = 707,6 Kg/m.Trave
 traversi = $2,1 \times 1,17 \times 0,2 \times 2400$ = 1196,2 Kg/Trave

c) Sovrastruttura

manto in pietrischetto
 bitumato = $0,06 \times 2000$ = 120 Kg/m²
 sottofondo = $0,5 \times 0,04 \times 2400$ = 48 Kg/m²
 Totale = 168 Kg/m²

Totale a ml. di ponte = $168 \times 7,5$ = 1260 Kg/m

marciapiedi $(0,2 \times 0,612) + (0,155 \times 1,003) \times 2500$ = 710,0 Kg/m

pilastrini + ringhiera = 26,4 "

Totale = 736,4 Kg/m

Totale ml. di ponte = $736,4 \times 2$ = 1472,8 Kg/m

Totale sovrastrutture = $(1260 + 1472,8) / 4$ = 683,2 Kg/m x trav

d) Sovraccarico

folla compatta = 400 Kg/m² sui marciapiedi
 1 colonna di autocarri da 12 t.
 1 convoglio militare eccezionale tipo III

3) Sollecitazioni di flessione dovute ai carichi esterni:

Distanza fra i centri degli appoggi = luce teorica = 24,20 m.

a) Peso proprio travi prefabbricate :

sezione corrente : $887,7 \times \frac{24,2^2}{8}$ = 64984 Kgm .

spessori traversi: $212,2 \times 8,05$ = 1708 "

rinforzo anima : $1118 \times 1,60$ = 1789 "

Totale = M₁ = 68485 Kgm .

Completamento impalcato :

soletta : $707,6 \times \frac{24,2^2}{8}$ = 51799 Kgm/trave

traversi : $1196,2 \times 8,05$ = 9629 "

Totale = M₂ = 61428 Kgm .

o)
a)

c) Sovrastruttura

$$693,2 \times \frac{24,2^2}{8} = 50014 \text{ Kgm/trave}$$

d) Sovraccarico

Il convoglio militare ed il treno di autocarri transitano ciascuno al centro di ogni semicarreggiata, ossia a m. 1,875 dall'asse di quest'ultima. Ne risulta una distribuzione dissimmetrica del sovraccarico rispetto all'asse del ponte. Il coefficiente di maggiorazione per eccentricità è stato determinato direttamente in base alle azioni verticali mutue tra-versi-longoni prescindendo, a favore della stabilità, dai momenti mutui e dalla soletta di completamente impalcato che è pertanto supposta incernierata alle travi medesime.

Preso in esame il sistema traversi-longoni (fig. 19a), assumendo come principale lo schema definito dai traversi semplicemente appoggiati alle travi di riva, nella condizione di simmetria indicata in (fig. 19b) è ovviamente:

$$X_s = X_1 = X_2 = X_3 = X_4 = \frac{1}{10} \frac{M_{10}}{J_{10}}$$

$$\text{con } M_{10} = (M_{10})_L = a_{10} \frac{pL^3}{EJ} \quad (a_{10} = \frac{L^4}{24} \left[\left(\frac{1}{3}\right)^4 - 2\left(\frac{1}{3}\right)^3 + \frac{1}{3} \right])$$

$$M_{11} = (M_{11})_L + (M_{11})_t = \frac{2a_{11}}{EJ} + \frac{b_{11}}{EJ_t} \quad , \text{ con}$$

$$a_{11} = \frac{L^3}{6} \times \frac{1}{3} \left\{ \left[\left(\frac{1}{3}\right)^2 - \frac{2}{3} + \left(\frac{1}{3}\right)^2 \right] \left(\frac{1}{3} - 1 + \right) \right. \\ \left. \left[\left(\frac{1}{3}\right)^2 - \frac{4}{3} + \left(\frac{2}{3}\right)^2 \right] \left(\frac{2}{3} - 1\right) \right\}$$

$$b_{11} = a_{11} \times \frac{L}{3}$$

È quindi per un carico $p \neq 1$, $J/J_t = 1,2$ $L = 0,332$

$$X_s = p \frac{a_{10}}{2a_{11} + \frac{J}{J_t} b_{11}} = p \frac{3408}{874,8 + 19,2} = 3,812 p$$

Evidentemente qualora siano caricate le travi di riva, sovrapponendo il carico (-p) su tutte le travi, si è ricondotti al caso precedente con :

$$X_B = - 3,812 p$$

Nella condizione di antisimmetria (fig. 19c) è invece :

$$X_a = X_1 = X_2 = - X_3 = - X_4 = \mu'_{10} / \mu'_{11}$$

$$\text{con } \mu'_{10} = a_{10} / EJ$$

$$\mu'_{11} = (\mu'_{11})_L + (\mu'_{11})_t = \frac{1,5 a_{11}}{EJ} + \frac{c_{11}}{EJ_t} \quad , \text{ con}$$

$$c_{11} = \frac{l^3}{18 \times 27} = 1,07$$

È quindi :

$$X_a = p \frac{a_{10}}{1,16 a_{11} + \frac{J}{J_t} c_{11}} = p \frac{3108}{510,2 + 1,3} = 6,663 p$$

Se sono caricate le travi di riva è invece $X = - 6,663 p$

Sovrapponendo le condizioni di carico studiate si ottengono i seguenti valori dei momenti flettenti in mezzaria delle 4 travi principali :

a) Carico uniforme p_1 sulla trave 1 :

$$M_1 = \frac{1}{8} p_1 L^2 - [8,05 (X_B + 0,33 X_a) 0,5] = 48,8981 p_1$$

$$M_2 = 8,05 (X_B + X_a) 0,5 = 42,1618 p_1$$

$$M_3 = 8,05 (X_B - X_a) 0,5 = - 11,4753 p_1$$

$$M_4 = 8,05 (0,33 X_a - X_B) 0,5 = - 6,4038 p_1$$

b) Carico uniforme p_2 sulla trave 2 :

$$M_1 = 24,3069 p_2$$

$$M_2 = 31,0432 p_2$$

$$M_3 = 11,4753 p_2$$

$$M_4 = 8,4038 p_2$$

c) Carico uniforme p_3 sulla trave 3 :

$$M_1 = 6,4038 p_3$$

$$M_2 = 11,4753 p_3$$

$$M_3 = 31,0432 p_3$$

$$M_4 = 24,3069 p_3$$

d) Carico uniforme p_4 sulla trave 4 :

$$M_1 = -6,4038 p_4$$

$$M_2 = -11,4753 p_4$$

$$M_3 = 42,1618 p_4$$

$$M_4 = 48,8981 p_4$$

In definitiva :

$$M_1 = 48,8981 p_1 + 24,3069 p_2 + 6,4038 p_3 + 6,4038 p_4$$

$$M_2 = 42,1618 p_1 + 31,0432 p_2 + 11,4753 p_3 - 11,4753 p_4$$

$$M_3 = - 11,4753 p_1 + 11,4753 p_2 + 31,0432 p_3 + 42,1618 p_4$$

$$M_4 = - 6,4038 p_1 + 6,4038 p_2 + 24,3039 p_3 + 48,6981 p_4$$

Determinazione dei carichi ragguagliati p_i

1) Momenti massimi per la luce $L = 24,2 \text{ m}$.

α) Convoglio militare tipo III (fig. 20a)

$$B = [18 \times (17,32 + 16,30) + 12 \times 12,10 + 7 \times (7,45 + 8,79) + 5,5 \times 3,58] / 24,2 = 39,851$$

$$M = 39,851 \times 12,10 - 18 (4,20 + 5,22) = 312,66 \text{ tm}$$

Carico ragguagliato uniforme : $p_{\alpha} = 4271 \text{ Kg/m di ponte}$.

β) Colonna di autocarri da 12 t. (fig. 20b)

$$A = B = 28 \text{ t.}$$

$$M = (28 \times 12,10) - 4 \times (3+9) - 8 \times (6+12) = 146,8 \text{ tm}$$

Carico ragguagliato uniforme : $p_{\beta} = 2005,32 \text{ Kg/m di ponte}$.

γ) Folla compatta su un marciapiede

$$p = 400 \times 1,5 = 600 \text{ Kg/m } \times \text{ marciapiede}$$

$$M = 600 \times 2 \times 24,2^2 / 8 = 87846 \text{ Kgm}$$

Per la disposizione dei carichi indicata in (fig. 21) risulta :

$$p_1 = p_{\gamma} + \left(\frac{p_{\alpha}}{3} \times \frac{1,66^2}{1,93} \times 0,5 / 1,93 \right) = 600 + 1016 = 1616 \text{ Kg/m}$$

$$p_2 = \frac{p_{\alpha}}{3} \left[0,75 + (0,59 \times 1,635 / 1,93) + (1,66 \times 1,10 / 1,93) \right] + \frac{p_{\beta}}{3} \times 0,09 / 1,93 = 3126 + 47 = 3173$$

$$p_3 = \frac{p_{\alpha}}{3} (0,59^2 \times 0,5) / 1,93 + \frac{p_{\beta}}{2} (1,84 + 0,77) / 1,93 = 128 + 1356 = 1484$$

$$p_4 = p_{\gamma} + \frac{p_{\beta}}{2} (1,16 / 1,93) = 600 + 603 = 1203$$

Sarà quindi :

$$M_1 = 79019 + 77125 + 9503 - 7704 = 157943 \text{ Kgm}$$

$$M_2 = 68133 + 98500 + 17029 - 13805 = 169857 \text{ Kgm}$$

Essendo $M_{\text{sovr.}} = 136826 \text{ Kgm/trave}$, i coefficienti di eccentricità risultano :

$$\text{per la trave di riva } e_1 = 157943/136826 = 1,154$$

$$\text{per la trave intermedia } e_2 = 169857/136826 = 1,241$$

Il coefficiente dinamico vale :

$$\psi = 1 + \frac{16}{40 + L} = 1,249$$

Le sollecitazioni dovute al sovraccarico sono pertanto :

$$\text{trave 1 (riva) } M = \psi \times 157943 = 197271 \text{ Kgm}$$

$$\text{trave 2 } M = \psi \times 169857 = 212151 \text{ Kgm}$$

4) Tensioni normali estreme dovute ai carichi esterni

Per le modalità esecutive dell'opera le sollecitazioni di cui in 3 a, b, riguardano la trave isolata, le 3, e, d, l'impalcato completo.

Abbiamo quindi :

	σ_o (Kg/cm ²)	σ_i
p.p. trave isolata	43,066	- 61,752
completam. impalcato	38,629	- 55,389
sovrastuttura	14,933	- 39,200
totale carico perman.	96,628	- 156,341
sovraccarico trave 1	58,900	- 154,619
sovraccarico trave 2	63,343	- 166,282
totale trave 1	155,528	- 310,960
totale trave 2	159,971	- 322,623

5) Precompressione

E' realizzata a mezzo n° 7 cavi (12 Ø 7) in messerie, in due distinte. Vengono prima messi in tensione i 4 cavi nella trave isolata quindi i rimanenti 3 ad impalcato ultimato .

Sezione di un cavo : S = 4,62 cm²
Tensione di lavoro a fluage terminato : $\sigma_f = 90$ Kg/cm²

Sollecitazioni indotte dalla precompressione

1° precompressione :

H = 4x4,62x9000 = 166320 Kg
M = - 166320 x (88,37-6,00) = -136998 Kgm

2° precompressione :

H = 3x4,62x9000 = 124740 Kg
M = - 124740 x (108,622-10,200) = - 122772 Kgm

	σ_o (Kg/cm ²)	σ_1 (Kg/cm ²)
1° prec.	44,964 - 86,151 = - 41,187	44,964+123,530 = 168,494
2° prec.	21,117 - 36,656 = - 15,539	21,117+ 96,227 = 117,344
totale	- 56,726	= 285,838

6) Tensioni finali

Sovrapponendo gli effetti otteniamo :

	σ_o (Kg/cm ²)	σ_1	
a ponte scarico	39,902	129,497	travi 1 - 2
a ponte carico	98,802	- 25,122	trave 1
	203,245	- 36,785	trave 2

Sezione all'appoggio

1) Caratteristiche geometriche sezioni trasversali :

Altezza H = 150 cm

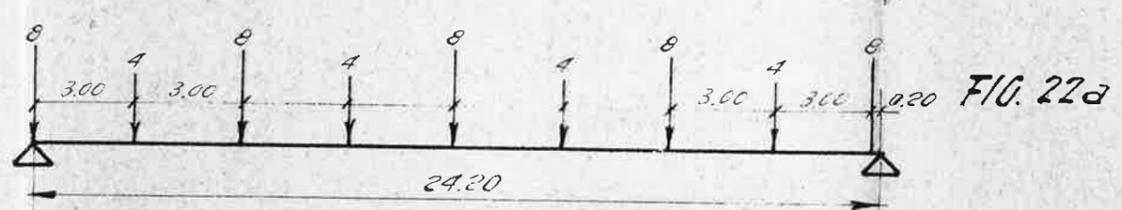
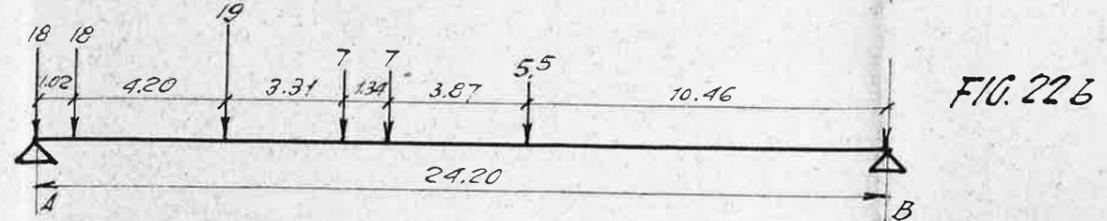
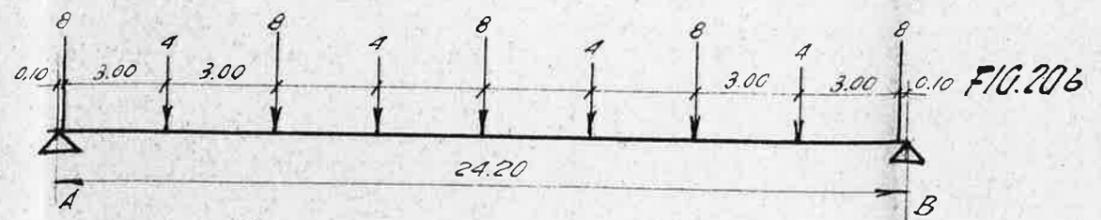
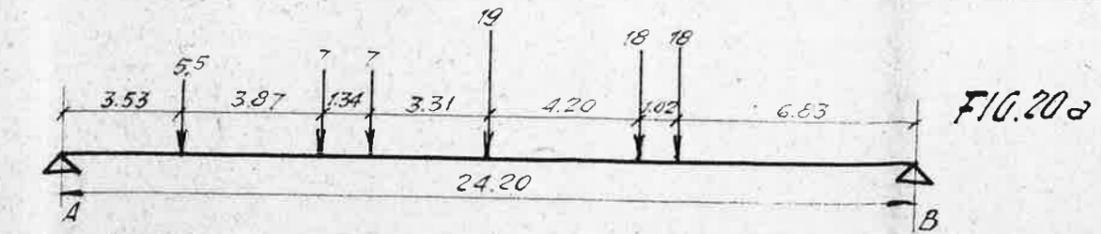
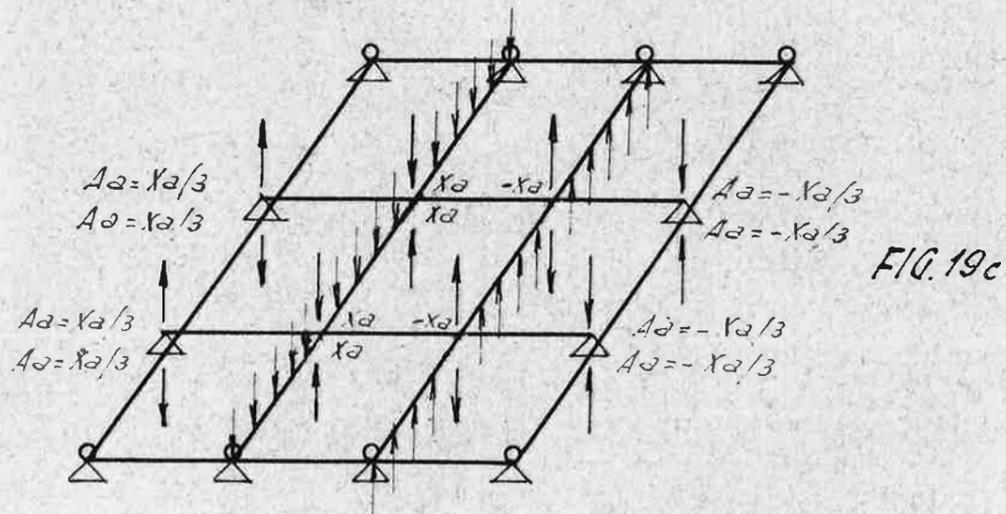
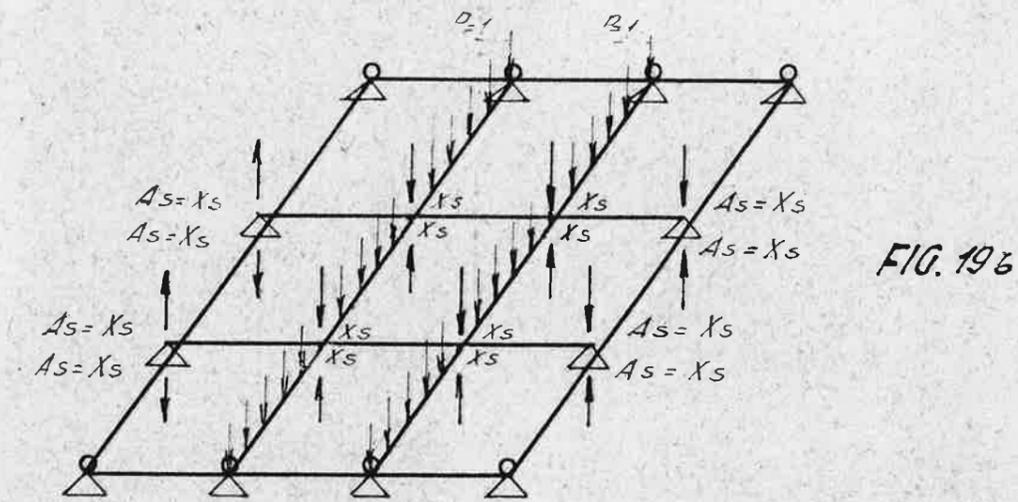
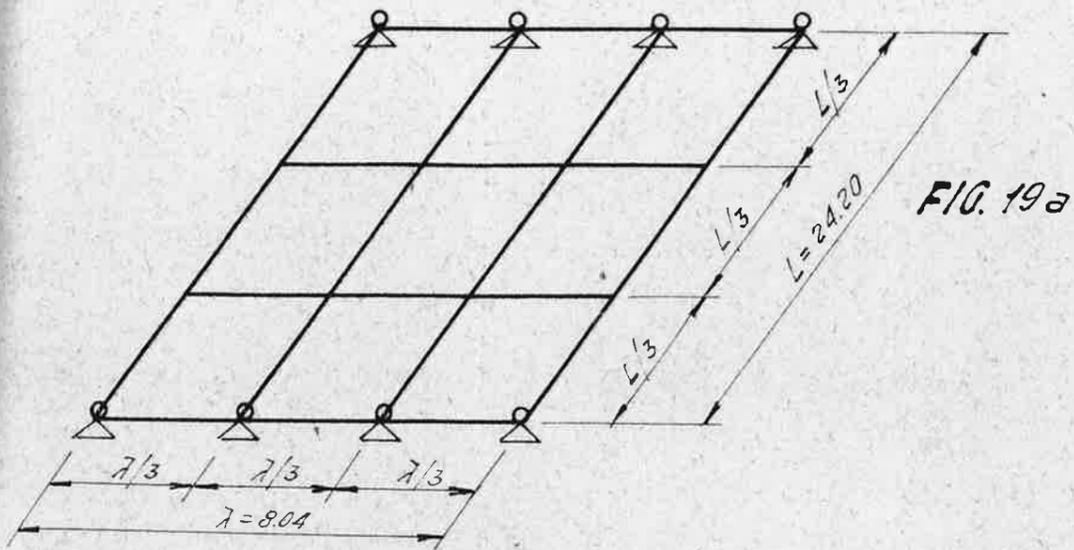


FIG. 21

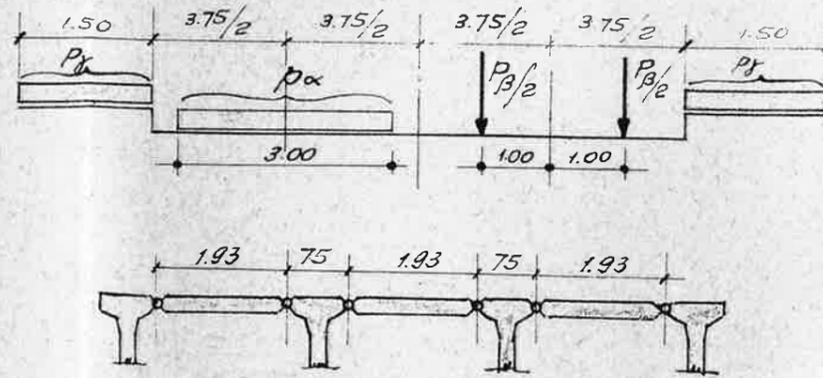
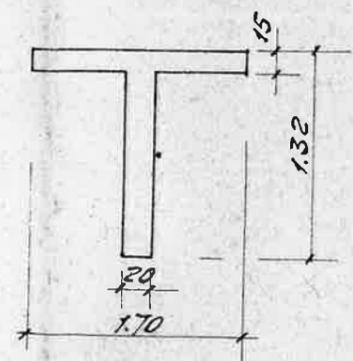


FIG. 23



Area netta $A = 5286 \text{ cm}^2$
 Momento d'inerzia baricentrico $J = 10894818 \text{ cm}^4$
 Momento statico senza tesa
 rispetto asse baricentrico $S_x = 106654 \text{ cm}^3$
 lunghezza corda baricentrica $b_z = 30 \text{ cm}$

2) Sollecitazioni di taglio dovute ai carichi esterni :

a) Peso proprio trave prefabbricata

Sezione corrente : $877,7 \times 12,10 = 10741,2 \text{ Kg}$.
 Spessori traversi : $= 212,2 \text{ "}$
 Rinforze anima : $= 1118,0 \text{ "}$
 Totale $= 12071,4 \text{ Kg}$.

b) Completamente impalcato

Soletta : $707,6 \times 12,10 = 8561,9 \text{ Kg}$.
 Traversi : $= 1196,2 \text{ "}$
 Totale $= 9758,1 \text{ Kg}$.

c) Sovraccarico : $693,2 \times 12,10 = 8266,7 \text{ Kg}$.
 Totale carichi permanenti: $P_p = 30096,- \text{ Kg}$.

d) Sovraccarico

β) Colonna di autocarri da 12 t (fig. 22a) :

$$A = P_{\text{MAX}} = \left[8x(0,2+6,2+12,2+18,2+24,2) + 4x(3,2+9,2+15,2 + 21,2) \right] / 24,2 \times 4 = 7057 \text{ Kg/trave}$$

c) Convoglio militare tipo III (fig. 22b)

$$A = T_{\max} \left[= 18(24,2+23,18) + 19 \times 18,98 \times 7 \times (15,67+14,33) + 5,5 \times 10,46 \right] / 24,2 \times 4 = 15299 \text{ Kg/trave}$$

d) Folla compatta sui marciapiedi

$$400 \times 3 \times 12,10/4 = 3630 \text{ Kg/trave}$$

Taglio massimo dovuto ai sovraccarichi (con effetto dinamico e di eccentricità) :

$$\text{Trave 1 (riva)} = (7057+15299+3630) \times 1,249 \times 1,154 = 37454 \text{ Kg.}$$

$$\text{Trave 2} = (7057+15299+3630) \times 1,249 \times 1,241 = 40276 \text{ "}$$

3) Sollecitazioni di taglio dovute alla precompressione

Nella sezione considerata sono presenti i 3 cavi di testata.

Trascurando gli incrementi di tensione dovuti all'attrito, cui ci riserviamo lo studio in fase esecutiva, lo sforzo tagliante dovuto alla precompressione risulta :

$$T = - 4,62 \times 9000 (\text{sen } 20^\circ + \text{sen } 16^\circ 30' + \text{sen } 12^\circ) = - 34675 \text{ Kg.}$$

Le sollecitazioni complessive di taglio risultano quindi :

$$\text{a ponte scarico : travi 1 - 2} \quad T = - 4579 \text{ Kg.}$$

$$\text{a ponte carico : travi 1} \quad T = 32875 \text{ "}$$

$$\text{trave 2} \quad T = 35699 \text{ "}$$

La tensione tangenziale massima vale :

$$T = \frac{T_s}{J_b} = \frac{35699 \times 106654}{10894818 \times 30} = 11,648 \text{ Kg/cm}^2$$

Lo sforzo normale dovuto alla precompressione, centrato, vale

$$N = 4,62 \times 9000 (\text{cos } 20^\circ + \text{cos } 16^\circ 30' + \text{cos } 12^\circ) = 119611 \text{ Kg.}$$

Ad esso corrisponde la tensione normale :

$$\sigma = N/A = 20,249 \text{ Kg/cm}^2$$

La trazione principale massima risulta :

$$\sigma_1 = 0,5 (\sigma + \sqrt{\sigma^2 + 4 \tau^2}) = - 5,319 \text{ Kg/cm}^2$$

Il valore limitato della trazione principale ci induce a disporre trasversalmente solo armature in ferro omogenee di collegamento e staffatura .

Momento di rottura e grado di sicurezza a rottura

Momento di rottura :

$$M_R = 0,9 (h - d') \omega_c T_R \text{ con}$$

$$h = 1,50 \text{ m} , \omega_c = 7 \times 4,62 = 32,34 \text{ cm}^2 \quad T_R = 155 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d' = 0,081 \text{ m} . \text{ Risulta :}$$

$$M_R = 640172 \text{ Kgm} .$$

I momenti flettenti dovuti al carico permanente, ed al sovraccarico nella condizione più sfavorevole sono rispettivamente, per trave :

$$179927 \text{ Kgm} \text{ e } 212151 \text{ Kgm} .$$

Il coefficiente di sicurezza alla rottura rispetto al carico totale è :

$$K = \frac{640172}{179927 + 212151} = 1,63$$

Il coefficiente di sicurezza alla rottura rispetto al solo sovraccarico è :

$$K' = \frac{640172 - 179927}{212151} = 2,17$$