

The resistance of prestressed beams of the Akragas bridge (S.S.115-AG)

La resistenza delle travi in c.a.p. del viadotto Akragas (S.S. 115-AG)

N. Scibilia¹, S. Giancontieri²

¹ *Dep. of Civil, Environmental, Aerospace and of Materials Engineering, University of Palermo, Italy*

² *Freelance Civil Engineer*

ABSTRACT: This paper reports the structural resistance of the beams constituting the decks of the Akragas viaduct, located along the S.S.115 / Quater South West Sicilia, in Agrigento, between km 1 + 300 and km 2 + 900. This viaduct has particular interest having been designed by Riccardo Morandi engineer in the 1970th. The deck is made of reinforced concrete beams, prestressed according to Morandi M5 system. The geometric characteristics of the structures are obtained on the basis of the drawings provided by ANAS and the resistance of the materials are deduces by in situ tests. Moreover, referring to the actions on the road bridges at the time of design, some results of structural verifications are shown. / La presente nota riguarda la valutazione della capacità resistente delle travi in c.a.p. costituenti gli impalcati del viadotto Akragas ubicato lungo la S.S.115/Quater Sud Occidentale Sicula, nel Comune di Agrigento, tra il km 1+300 ed il km 2+900. Tale viadotto presenta particolare interesse essendo stato progettato dall'ingegnere Riccardo Morandi negli anni 70. L'impalcato è realizzato con travi in cemento armato, precomprese secondo il sistema Morandi M5. Si descrivono le caratteristiche geometriche degli impalcati ottenute sulla base degli elaborati grafici forniti dall'ANAS e le indagini sui materiali al fine di caratterizzarne la resistenza. Inoltre, facendo riferimento alla normativa in vigore all'epoca della progettazione relativa ai carichi agenti sui ponti stradali, si mostrano alcuni risultati delle verifiche strutturali.

KEYWORDS: prestressed concrete; Morandi system M5; bridge decks / cemento armato precompresso; sistema Morandi M5; impalcato di ponti

1 INTRODUZIONE

Il viadotto Akragas è stato realizzato negli anni '70 nell'ambito della costruzione della strada di allacciamento della S.S. 115 alla città di Agrigento, dall'impresa Manfredi S.A., su progetto del prof. ing. Riccardo Morandi. Le pile del viadotto sono realizzate in cemento armato ordinario, mentre l'impalcato è costituito da travi in cemento armato precompresso. Al momento dell'ispezione dei tecnici ANAS l'impalcato versava in un avanzato stato di degrado strutturale prodotto, oltre che dal fenomeno della carbonatazione del conglomerato cementizio, dall'azione aggressiva delle acque provenienti dalla piattaforma, non sufficientemente regimentate. L'effetto combinato dei due fenomeni ha prodotto un avanzato livello di corrosione diffuso in tutti gli elementi strutturali. Tale situazione ha indotto i responsabili ANAS a disporre accurate indagini volte a caratterizzare meccanicamente e dinamicamente le strutture, a seguito delle quali il viadotto è stato per un certo periodo di tempo chiuso al transito. Nella

presente memoria si descrive la geometria dell'impalcato dedotta dagli elaborati grafici disponibili e si valuta la resistenza dei materiali sulla base di prove di laboratorio ed in situ. Inoltre, si forniscono alcuni risultati ottenuti con la modellazione dell'impalcato agli E.F. atta a valutarne la resistenza e le condizioni di sicurezza, facendo riferimento alle azioni prescritte dalle norme in vigore all'epoca della progettazione.

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il viadotto Akragas si sviluppa per una lunghezza complessiva di circa 1400 m con campate di luce teorica di 44 m ciascuna, misurata in asse alle pile. Le pile e le spalle sono realizzate in cemento armato ordinario, mentre l'impalcato di ciascuna campata si compone di 3 travi longitudinali precomprese a cavi scorrevoli, di 5 trasversi di cui 2 in testata e 3 in campata, disposti in mezzeria ed ai quarti della luce e da una soletta prefabbricata in cemento armato



Figure 1. Akragas viaduct / Viadotto Akragas



Figure 2. Bottom view of the deck consisting of 3 prestressed concrete beams / Vista inferiore dell'impalcato costituito da 3 travi in cemento armato precompresso

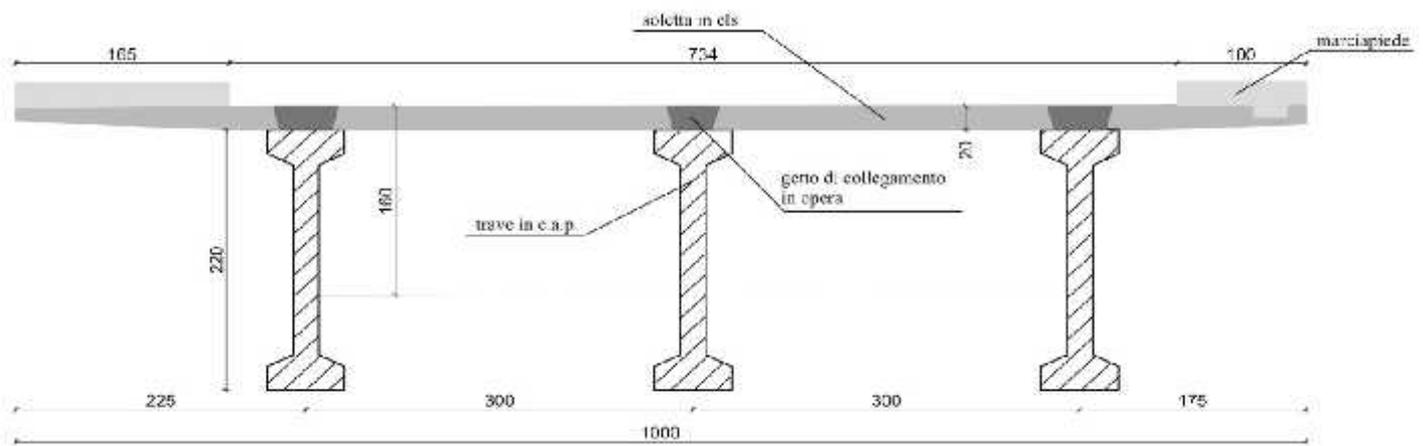


Figure 3. Geometric scheme of the deck/ Schema geometrico dell'impalcato

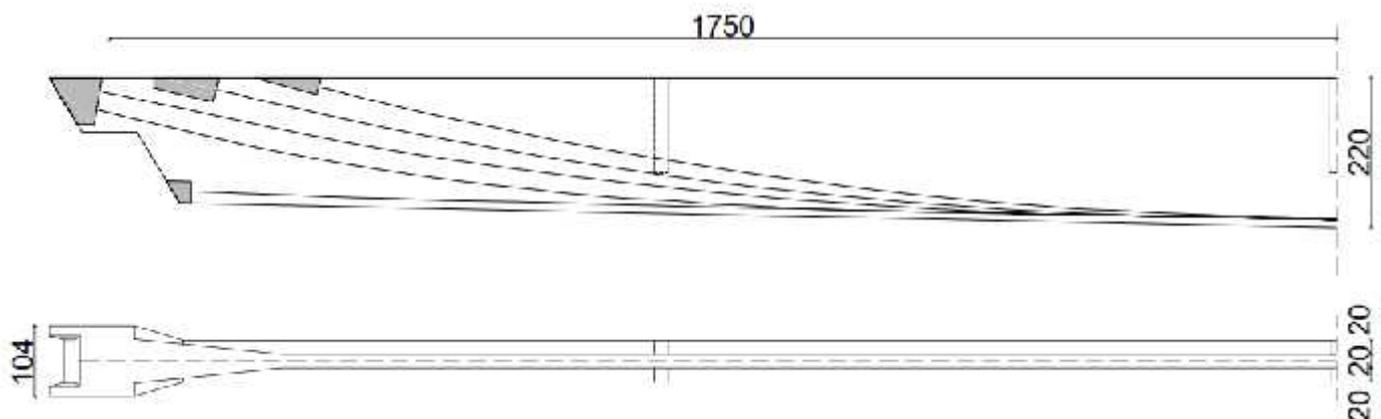


Figure 4. Prestressed wires in the internal longitudinal beam/ Cavi di precompressione nella trave longitudinale interna

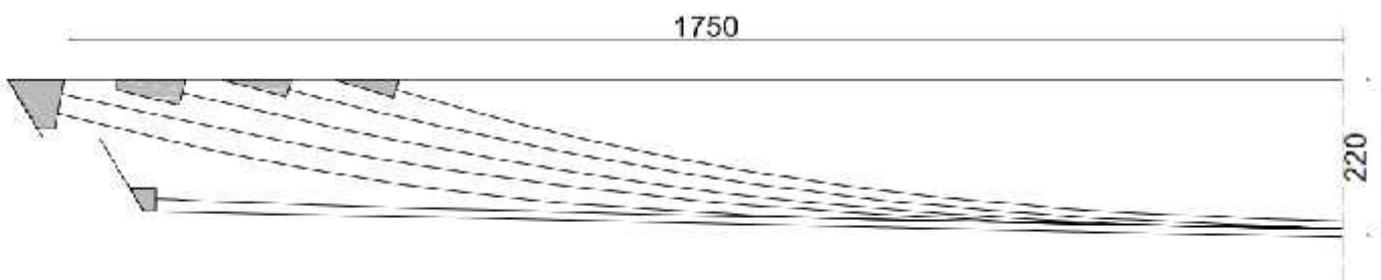


Figure 5. Prestressed wires in the external longitudinal beams/ Cavi di precompressione nelle travi longitudinali esterne

ordinario. Le travi longitudinali hanno sezione simmetrica a doppio T con altezza in mezzzeria di 2.20 m, che si rastrema verso le estremità sino ad un'altezza di m 1.82 ed all'estremità assume una sezione trapezia, formando una sella Gerber al di sotto della quale è disposto l'apparecchio di appoggio in neoprene armato. L'interasse tra le travi longitudinali è 3.00 m. Le travi sostengono una soletta prefabbricata di spessore di 0.20 m, provvista di fori per la solidarizzazione alle travi per mezzo di armature da queste sporgenti, e getto integrativo di cls. Le travi longitudinali presentano medesime caratteristiche geometriche ma differenti disposizioni dei cavi di precom-

pressione, i quali sono indicati con la sigla M5 seguita dal numero di trefoli. Questi sono a 7 fili con diametro nominale di 0.5 pollici.

La trave interna è armata con cinque cavi di precompressione, di cui: quattro cavi M5/16 e un cavo M5/8 (Fig. 4).

Dei cavi due sono ancorati in campata e due all'estremità; mentre il quinto cavo corre lungo il corrente inferiore.

Le travi esterne sono armate con sei cavi di precompressione, di cui: quattro cavi M5/16 e due cavi di tipo M5/8 (Fig. 5).

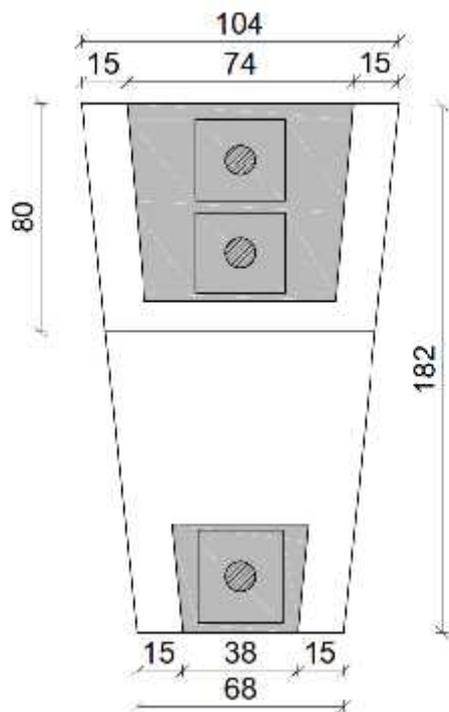


Figure 6. End section of the longitudinal beams / Sezione terminale delle travi longitudinali

3 CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI

Dall'analisi della documentazione di progetto (1971) si evince che al calcestruzzo utilizzato nella realizzazione delle travi longitudinali era attribuita una resistenza caratteristica cubica R_{ck} di 45 N/mm^2 . Per l'armatura ordinaria è stato utilizzato acciaio ad aderenza migliorata; il cui valore di resistenza allo sneramento f_{yk} , in assenza di prove di caratterizzazione meccanica, è assunto pari a 440 N/mm^2 .

Per la precompressione sono stati utilizzati trefoli in acciaio armonico, conformi alle norme A.S.T.M. A416/57 e alle Norme per l'impiego delle strutture in cemento armato precompresso, approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici il 22 ottobre 1964, aventi le seguenti caratteristiche:

- sezione nominale 92.90 mm^2
- tensione di rottura 1757 N/mm^2
- tensione all'1% di deformazione 1494 N/mm^2
- allungamento a rottura 3.5 %.

Per caratterizzare meccanicamente il calcestruzzo che compone le travi longitudinali e la soletta si fa riferimento ai risultati ottenuti dalle prove di compressione su carote, eseguite dal laboratorio DI-SMAT di Canicattì (AG) nell'aprile 2015.

Il capitolo 11 del D.M. 14/01/2008 riguardante i materiali e prodotti per uso strutturale al punto 11.2.6 prescrive che nel caso si renda necessario valutare a posteriori le proprietà di un calcestruzzo precedentemente messo in opera si può procedere ad una valutazione delle caratteristiche di resistenza attraverso prove sia distruttive che non distruttive. Ricavare la resistenza in situ dai valori di rottura dei provini estratti da carote richiede un'attenta valutazione dei fattori correttivi che possono influenzare

le prove. In letteratura sono presenti diversi articoli per la valutazione di tale parametro.

Si fa riferimento all'articolo sulla valutazione della resistenza in situ di calcestruzzi strutturali di Scibilia & Lo Cacciato (2010). Per valutare la resistenza in opera è stata applicata la seguente formula:

$$R_{c,opera} = f_{c,carota} \cdot F_{h/d} \cdot F_{Tor} \cdot F_{Dir} \quad (1)$$

in cui:

- $f_{c, carota}$ è il valore di rottura ottenuto dalla prova di compressione;
- $F_{h/d}$ è un coefficiente dipendente dal rapporto h/d (altezza/diametro) della carota;
- F_{Tor} è un coefficiente che rappresenta il disturbo arrecato dal carotaggio;
- F_{Dir} dipende dalla direzione di perforazione rispetto a quella del getto.

Il valore della resistenza a compressione è influenzato dal rapporto tra il diametro degli inerti (d_{max}) ed il diametro della carota d . Si adotta un diametro di prelievo pari almeno a tre volte il diametro massimo degli inerti presenti nel conglomerato. Un altro fattore che influenza la resistenza delle carote è legato alla snellezza dei provini, in quanto al crescere del rapporto h/d tra l'altezza ed il diametro del provino la resistenza ne risulta influenzata negativamente. Se si utilizzano provini con rapporto h/d pari ad 1, il risultato che si ottiene dalle prove rappresenta la resistenza cubica del calcestruzzo. La legge di conversione da resistenza cubica in cilindrica, è ottenuta per interpolazione lineare tra i valori 0.83 (rapporto del provino $h/d = 1.00$) e 1.00 (rapporto $h/d = 2.00$), ottenendo la seguente relazione:

$$F_{h/d} = 0.17 \frac{h}{d} + 0.66 \quad (2)$$

Le operazioni di carotaggio producono danneggiamento nel calcestruzzo i cui effetti sono visibili direttamente sulla superficie di taglio. Infatti, la carota presenta minore resistenza di un cilindro gettato entro cassero perché la sua superficie include particelle di aggregato tagliate, che possono restare in posizione solo per effetto di adesione alla matrice cementizia. Tali particelle contribuiscono quindi in modo limitato alla resistenza del provino. In Tabella 1 vengono riportati i valori di danneggiamento dovuti all'azione di prelievo:

Table 1. Noise ratio due to coring / Coefficiente di disturbo provocato dal corotaggio

F_{tor}	1.15	1.12	1.10	1.07	1.05	1.02	1.00
$f_{c,carota}$	10-15	16-20	21-25	26-30	31-35	36-40	>40[Mpa]

Un ulteriore fattore di cui tenere conto è legato alla direzione del prelievo rispetto a quella del getto. La resistenza di provini ricavati da carote estratte parallelamente alla direzione del getto è maggiore di quelle estratte perpendicolarmente allo stesso, in quanto nel secondo caso il carotaggio intercetterebbe microfessurazioni che durante le prove si disporrebbero parallelamente alle isostatiche di compres-

sione, diminuendo la resistenza del provino. In Tabella 2 vengono riportati i coefficienti legati alla direzione di estrazione.

Table 2. Ratio of the coring direction respect to the concrete casting direction/ Coefficiente legato alla direzione di estrazione rispetto a quella di realizzazione del getto

Dir. Carotaggio	parallela		ortogonale	
	-	0-0.33h	0.33-0.66h	0.66-h
Posizione del carotiere	-	0-0.33h	0.33-0.66h	0.66-h
F_{dir}	1.0	1.05	1.08	1.10

Per le carote estratte dalle travi longitudinali è stato applicato un coefficiente di 1.08 mentre per quelle estratte dalla soletta di copertura è stato applicato un coefficiente di 1.00.

Vengono riportati in Tabella 3 ed in Tabella 4 i risultati ottenuti dalle prove di compressione valutati applicando i coefficienti sopra citati:

Table 3. Resistances obtained from the compression tests on the concrete specimens of the longitudinal beams/ Risultati ottenuti dalle prove di compressione sui provini di calcestruzzo delle travi longitudinali

TRAVE LONGITUDINALE		
Prelievo	R_c carota [MPa]	R_c opera [MPa]
Campata 2	25.20	29.94
Campata 2	25.70	30.53
Campata 2	25.70	30.53
Campata 3	32.40	36.74
Campata 3	29.40	33.97
Campata 3	36.90	40.65
Campata 3	26.90	31.09
Campata 3	25.70	30.53
Campata 3	32.30	36.63
Campata 4	27.60	31.89
Campata 4	31.00	35.15
Campata 4	29.10	33.63
Campata 6	30.60	34.70
Campata 6	30.40	34.47
Campata 6	25.70	30.53
Campata 7	31.20	35.38
Campata 7	40.90	44.17
Campata 7	30.10	34.13

Table 4. Resistances obtained from the compression load tests on the concrete specimens of slab/ Risultati ottenuti dalle prove di compressione sui provini di calcestruzzo della soletta

SOLETTA		
Prelievo	R_c carota [MPa]	R_c opera [MPa]
Campata 3	40.40	40.40
Campata 3	45.60	45.60
Campata 3	37.20	37.94
Campata 4	31.70	33.29
Campata 7	36.10	36.82

Si ritiene, in questa fase preliminare di studio, di escludere i risultati relativi alla campata 2 e di considerare l'insieme dei risultati delle altre quattro campate, ricavando i seguenti valori medi:

- Travi long. $R_{cm} = 34.91$ MPa; $f_{cm} = 29$ MPa
- Soletta $R_{cm} = 38.81$ MPa; $f_{cm} = 32$ MPa.

Si assume che il calcestruzzo costituente le travi sia di classe C 29/35 che è appena superiore alla minima richiesta dalle NTC per le strutture precomprese.

La valutazione della sicurezza è affetta da un grado di incertezza diverso rispetto alle strutture di nuova progettazione. L'esistenza della struttura comporta la possibilità di determinare le effettive caratteristiche meccaniche dei materiali nelle diverse parti strutturali. Le modalità di verifica delle nuove costruzioni sono basate sull'uso di coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle azioni e alle caratteristiche meccaniche dei materiali, con l'obiettivo di realizzare, attraverso processi di produzione controllati, una costruzione fedele al progetto. Nelle costruzioni esistenti si fa riferimento a fattori di confidenza, strettamente legati al livello di conoscenza conseguito nelle indagini conoscitive, che riducono i valori medi di resistenza dei materiali della struttura esistente.

Nel §C8A.1.B della Circ. 617/2009 sono definiti tre distinti livelli di conoscenza:

- LC1: Conoscenza Limitata;
- LC2: Conoscenza Adeguata;
- LC3: Conoscenza Accurata.

Considerando che la geometria della struttura ed i dettagli costruttivi sono stati determinati sulla base degli elaborati forniti dall'ANAS ed integrati da rilievi in situ, che le proprietà meccaniche dei materiali sono state ricavate con prove estese, si è attribuito un livello di conoscenza LC3, al quale è associato un fattore di confidenza pari ad 1.00.

4 AZIONI AGENTI SULL'OPERA

Al fine di effettuare la valutazione delle sollecitazioni sulle travi dell'impalcato, sono stati determinati i carichi permanenti gravanti su di esso:

- peso proprio delle travi longitudinali in cemento armato precompresso;
- peso proprio della soletta dell'impalcato;
- peso proprio della pavimentazione, dei marciapiedi e dei sicurvia.

Per determinare il carico variabile da applicare all'impalcato si è fatto riferimento alla Circolare del Ministero LL.PP. del 14 Febbraio 1962 n° 384 che identifica due diverse categorie di strade ed in relazione a queste indica gli schemi di carico da utilizzare. Il viadotto in esame si considera appartenente alla prima categoria, per la quale la circolare prescrive l'utilizzo del più gravoso schema di carico militare, costituito da un treno indefinito di carichi da 320 kN, affiancato da una o più colonne indefinite di autotracchi da 120 kN e folla compatta sui marciapiedi.

La distribuzione dei carichi risulta:

- schema 5: colonna indefinita di mezzi da 320 kN con ingombro di 3.50 m, agenti sulla corsia più e sterna;
- schema 1: colonna indefinita di autocarri da 120 kN distribuiti su due assi aventi interasse longitudinale di 3.00 m e trasversale di 2.00 m (carichi sull'asse anteriore 40 kN e posteriore 80 kN) con ingombro di 3.00 m;
- schema 3: folla compatta in ragione di 4 kN/m² con ingombro 1.65 m.

I carichi sono incrementati del coefficiente ϕ (posto pari ad 1.2) per tenere conto degli effetti dinamici.

La circolare fornisce tabelle che, in funzione della luce dell'impalcato, danno i valori dei carichi uniformemente distribuiti tali da indurre le massime azioni flettenti e taglianti:

- carico flettenti schema 5 = 41.37 kN/m
- carico flettenti schema 1 = 20.12 kN/m
- carico tagliante schema 5 = 45.71 kN/m
- carico tagliante schema 1 = 22.33 kN/m

Detti carichi sono disposti trasversalmente in modo da determinare le massime sollecitazioni sulle travi di bordo.

Nella presente analisi non sono considerate le variazioni termiche, le azioni del vento e la frenatura.

5 MODELLAZIONE NUMERICA

Al fine di determinare le sollecitazioni nelle sezioni maggiormente sollecitate o significative delle travi in cemento armato precompresso è condotta un'analisi strutturale agli elementi finiti.

Si fa riferimento alla singola campata in cui le travi ed i traversi sono stati discretizzati come elementi monodimensionali di tipo frame, i cavi di precompressione sono stati discretizzati come elementi di tipo tendon e la soletta in c.a. prefabbricata è stata discretizzata come elemento bidimensionale di tipo shell.

Le tensioni iniziali di tiro nei cavi di precompressione, in base al Prontuario – La precompressione sistema Morandi M5, è posta pari a 1200 MPa.

Le tensioni allo stato attuale sono stimate tenendo conto della tensione iniziale depurandola delle perdite e delle cadute di tensione causate da:

- attrito nel tratto curvilineo;
- attrito nel tratto rettilineo;
- deformazioni lente (ritiro, viscosità del cls, rilassamento dell'acciaio).

Le cadute per ritiro e viscosità del cls e per rilassamento dell'acciaio sono state poste pari a 176 MPa, il valore del coefficiente di attrito in curva e del coefficiente convenzionale di attrito in retto sono posti rispettivamente pari a 0.25 e 0.4.

Lo schema statico implementato è del tipo a graticcio in cui le tre travi che compongono la campata sono state vincolate ad un estremo con un vincolo di tipo cerniera che impedisce la traslazione lungo le

tre direzioni e all'altro estremo con un vincolo di tipo carrello che impedisce la traslazione nelle direzioni verticale e trasversale. In prima approssimazione, tenuto conto che la soletta è costituita da pannelli prefabbricati, si è scelto di non considerare la collaborazione tra le travi in c.a.p. e la soletta. Tuttavia, al fine di determinare il reale grado di collaborazione e di valutare il reale comportamento dell'impalcato, il modello potrebbe essere ritarato sulla base dell'analisi dei risultati delle prove dinamiche sul viadotto.

Le sollecitazioni e gli abbassamenti nella mezzeria della campata, ottenute dalla risoluzione del modello così caricato, sono riportate di seguito.



Figure 7. Longitudinal view of the FEM model/ Vista longitudinale del modello FEM

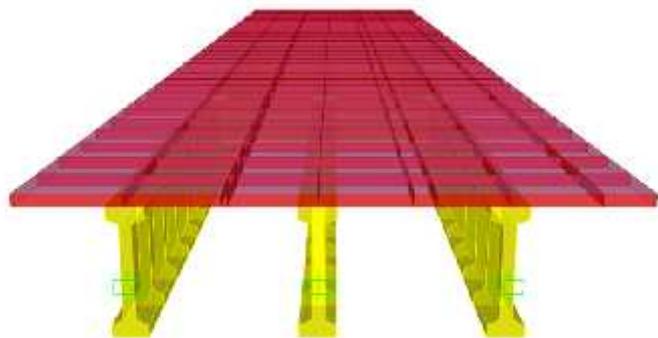


Figure 8. Transversal view of the FEM model/ Vista trasversale del modello FEM

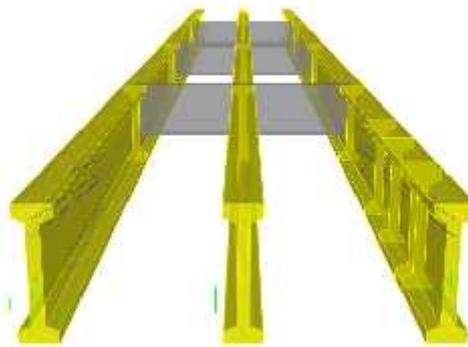


Figure 9. View of the FEM model without the slabs / Modello FEM senza le piastre di impalcato

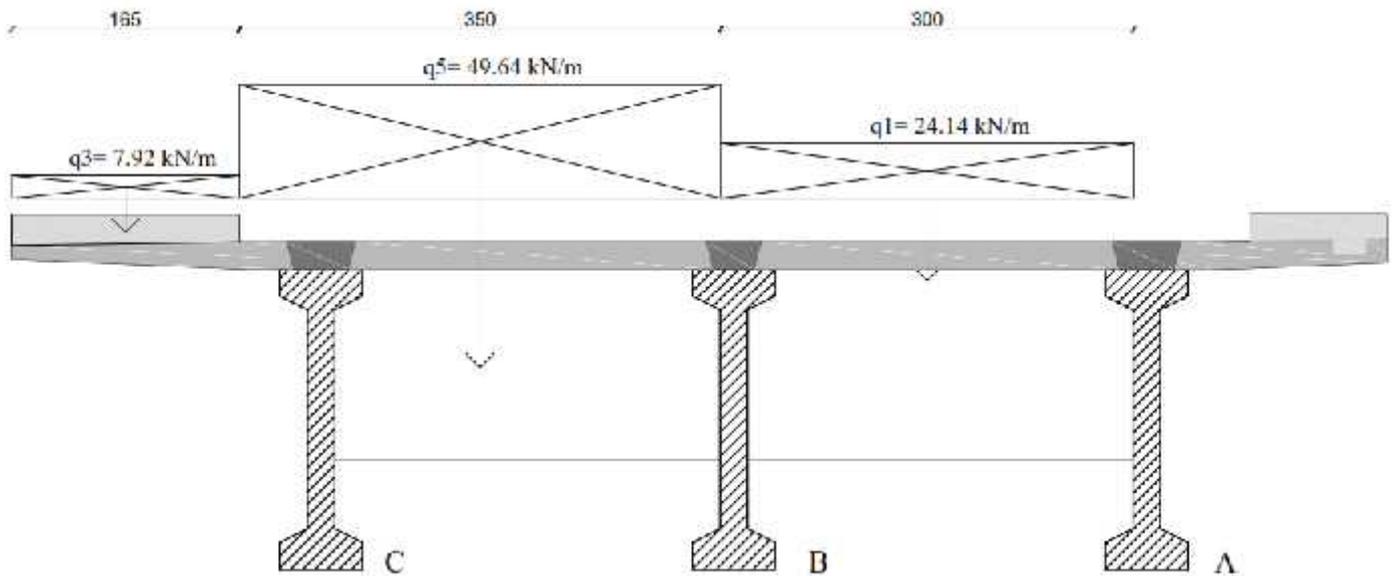


Figure 10. Scheme of live loads in order to calculate the bending moments / Schema dei carichi per il calcolo dei momenti flettenti

Table 4. Axial load N and bending moment M in the mid of the single span/ Sforzo normale N e momento flettente M in mezzzeria della singola campata

Caso di carico		N [kN]	M [kN m]
Trave A	Pp trave	0.00	2690.57
	Precompressione	-6679.00	-6144.00
	Pp soletta	0.16	2311.00
	G2	0.14	1360.73
	Carichi Circ 384/1962	1.88	2556.61
Trave B	Pp trave	0.00	2690.98
	Precompressione	-6029.00	-6088.00
	Pp soletta	10.52	2573.00
	G2	7.16	1514.58
	Carichi Circ 384/1962	-10.81	4234.27
Trave C	Pp trave	0.00	2690.57
	Precompressione	-6679.00	-6144.00
	Pp soletta	0.40	2728.00
	G2	0.19	1606.15
	Carichi Circ 384/1962	-2.30	5981.27

Table 5. Displacements in the mid of the single span/ Abbassamenti in mezzzeria della singola campata

Caso di carico		U1 [mm]	U2 [mm]	U3 [mm]
Trave A	Pp trave	0.00	-0.01	-28.60
	Precompressione	-4.71	-0.04	55.82
	Pp soletta	0.00	0.01	-22.72
	G2	0.00	0.01	-13.37
	Carichi Circ 384/1962	0.00	-0.01	-23.95
Trave B	Pp trave	0.00	-0.00	-28.64
	Precompressione	-4.46	-0.00	55.60
	Pp soletta	0.00	0.00	-24.66
	G2	0.00	0.00	-14.52
	Carichi Circ 384/1962	0.00	-0.01	-41.59
Trave C	Pp trave	0.00	-0.01	-28.60
	Precompressione	-4.77	-0.04	55.82
	Pp soletta	0.00	-0.01	-26.96
	G2	0.00	-0.01	-15.87
	Carichi Circ 384/1962	0.00	0.01	-54.98

Al fine di verificare la sezione in c.a.p. allo stato limite ultimo le sollecitazioni così determinate sono state moltiplicate per un coefficiente di amplificazione pari a 1.35 ottenendo i valori di seguito riportati.

Table 6. Axial and bending moments at the midspan/ Sollecitazioni massime in mezzzeria

	N [kN]	M [kN m]
Trave A	-9013.72	3747.47
Trave B	-8129.87	6648.52
Trave C	-9018.96	9263.68

La trave maggiormente sollecitata è la trave di bordo C in cui si ha un massimo momento sollecitante pari a 9263.68 kNm a cui corrisponde un momento di calcolo $M_{sd} = 12506$ kNm.

6 VERIFICA A FLESSIONE ALLO SLU DELLA SEZIONE DI MEZZERIA DELLE TRAVI LONGITUDINALI

Per la verifica allo stato limite ultimo delle travi longitudinali si adotta per il calcestruzzo una distribuzione rettangolare delle tensioni, per l'armatura ordinaria si assume un legame elastico perfettamente plastico, mentre per l'armatura di precompressione si considera un legame elastico incrudente.

Si ipotizza che lo stato limite ultimo sopraggiunga per il raggiungimento della deformazione limite dell'acciaio da precompressione, il cui valore è $\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 0.0315$. Nota la deformazione al tiro ($\epsilon_{p0} = 0.0059$) è possibile ottenere la deformazione $\epsilon_p = 0.0256$ che rappresenta il polo delle deformazioni di stato limite ultimo per raggiungimento delle deformazione limite dell'armatura di precompressione.

Nella sezione di mezzzeria la trave in c.a.p. è armata superiormente con 6 12 ed inferiormente con 8 12

disposti su due file. E' presente inoltre un'armatura di parete composta da barre 10. Il cavo di precompressione risultante ha un'area di 6689 mm² per la trave centrale ed un'area di 7432 mm² per le due travi laterali. Le caratteristiche meccaniche dei materiali sono:

- calcestruzzo: $f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.50 = 16 \text{ MPa}$
- acciaio ordinario: $f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 382 \text{ MPa}$
- acciaio armonico: $f_{yd} = 1478 \text{ MPa}$

Per calcolare il momento resistente della sez. di mezzeria della trave di bordo sono risolte le equazioni di equilibrio della sezione, facendo riferimento al diagramma di figura 11.

Dall'equilibrio alla traslazione, la posizione dell'asse neutro x_c risulta = 0.24 m. Dall'equilibrio alla rotazione attorno all'asse neutro il momento resistente vale 19860 kNm. Essendo il momento resistente maggiore di quello di calcolo, la sezione di mezzeria è verificata a flessione, anche se occorrerebbe verificare l'integrità delle armature lente e di precompressione.

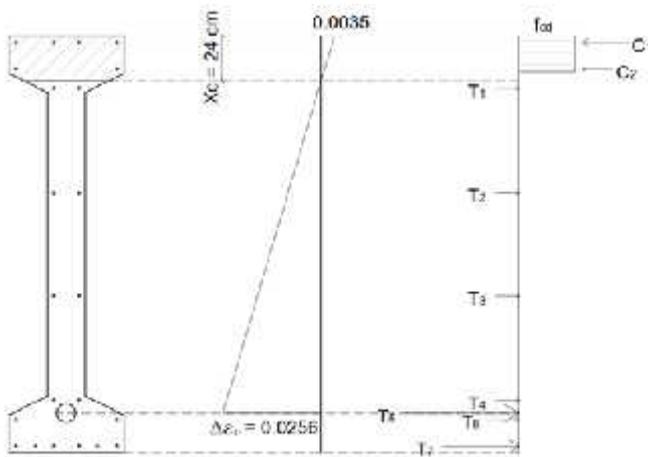


Figure 11. Stresses in the midspan section at USL of bending / Tensioni nella sezione di mezzeria allo SLU di flessione

Inoltre, restano da valutare con maggiore attenzione le resistenze del calcestruzzo e le ampiezze di fessurazione, dal momento che sono superati i limiti di tensione di trazione consentiti per le sezioni integralmente precomprese.

7 VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE CORRENTE DELLE TRAVI

Si effettua la verifica di resistenza nella sezione posta a distanza di m 1.40 dall'asse dell'appoggio, caratterizzata da uno spessore b dell'anima di 200 mm, da un'altezza $h = 1870 \text{ mm}$ e da un'armatura trasver-

sale costituita da 2 barre $\phi 10$ (157 mm²) con interasse $s=200 \text{ mm}$.

La verifica di sicurezza consiste nel confrontare la sollecitazione di calcolo V_{Ed} con la resistenza di calcolo V_{Rd} .

Si fa riferimento al traliccio avente aste di parete tese costituite dalle staffe verticali e bielle compresse inclinate dell'angolo θ rispetto all'asse della struttura, compreso entro i limiti di 45° e 22°.

La resistenza a taglio fornita dalle armature d'anima $V_{Rd,s}$ è data dalla relazione regolamentare:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (3)$$

La resistenza a taglio fornita dal calcestruzzo d'anima $V_{Rd,c}$ è:

$$V_{Rd,c} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (4)$$

Dove:

- $\alpha_{cw} = 1.25$ tiene conto del contributo positivo indotto dalla precompressione;
- A_{sw} è area dell'armatura a taglio che nel tratto considerato vale 157 mm²;
- z è il braccio della coppia interna assunto, pari a 1650 mm;
- f_{ywd} è la tensione di calcolo delle staffe pari a 382 MPa;
- $f_{cd} = 16 \text{ MPa}$;
- $v = 0.6$ tiene conto della riduzione della resistenza dovuta alla pressoflessione.

Imponendo che la resistenza avvenga per contemporanea crisi delle bielle di calcestruzzo e dell'armatura tesa si ricava il valore di θ , che nel caso specifico è risultato pari a 20.72° ($\cot \theta = 2.64$) inferiore al valore regolamentare di 21.81. Pertanto, la crisi è da attribuire all'armatura trasversale e la resistenza a taglio si è assunta pari a $V_{Rd,s} = 1306 \text{ kN}$.

La sollecitazione di calcolo in tale sezione è ottenuta disponendo sulla struttura i carichi regolamentari equivalenti ai fini del taglio.

Trascurando, a vantaggio di sicurezza il contributo portante fornito dalla presenza di 2 cavi inclinati di 12° rispetto all'orizzontale, il taglio di calcolo risulta pari a 1655 kN.

Pertanto, la trave in c.a.p. risulterebbe sottodimensionata a taglio. La presenza dei due cavi inclinati ciascuno composto da 5 trefoli determina una componente verticale pari a:

$$2 \times 5 \times 92.90 \times (1200-176) \sin 12 / 1000 = 198 \text{ kN}.$$

Il taglio di calcolo si ricuce a 1457 kN ma la resistenza è pari al 90% di quella richiesta.

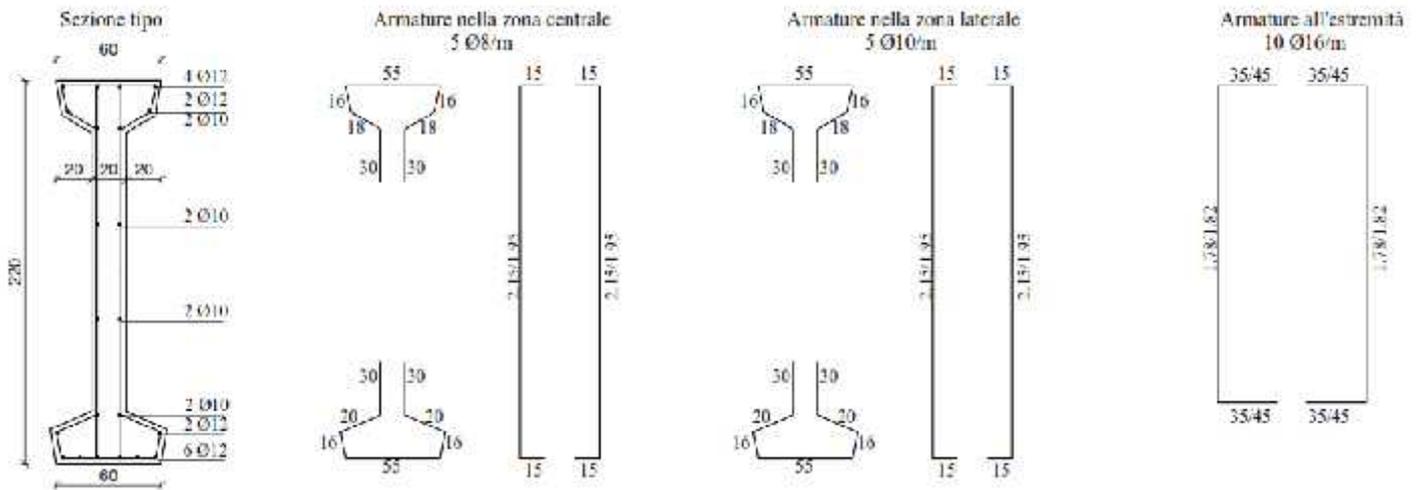


Figure 12. Section with transversal steel bars/ Sezione con le armature resistenti a taglio

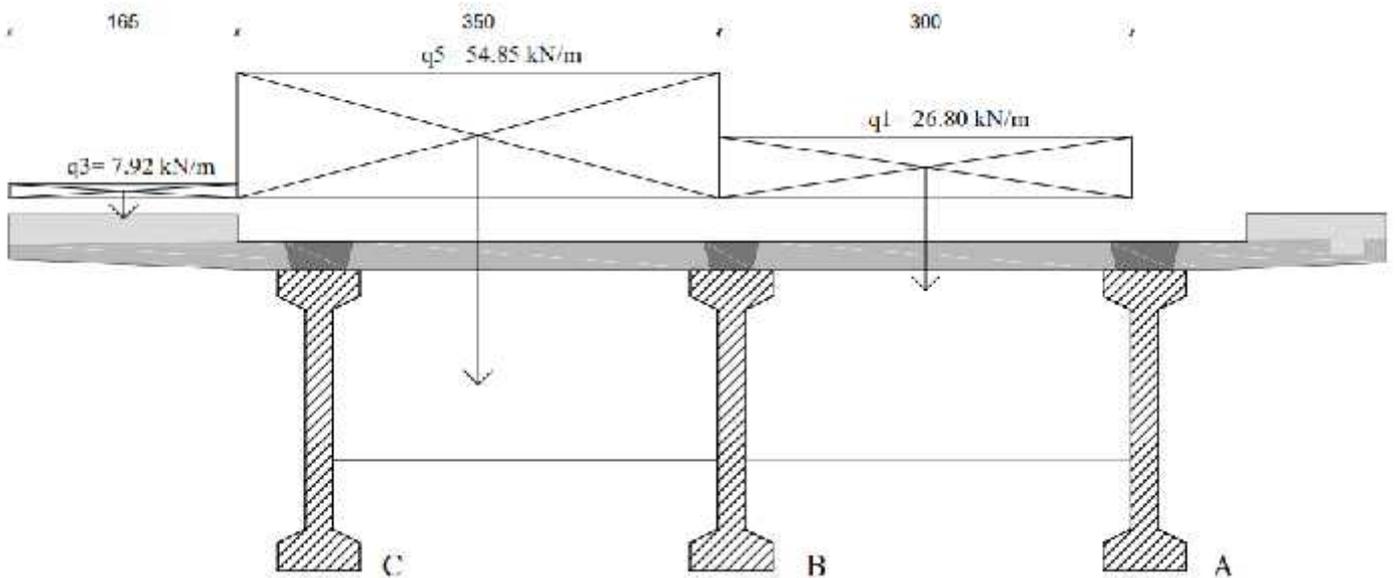


Figure 13. Scheme of live loads in order to calculate the shear forces / Schema dei carichi per le sollecitazioni taglienti

Oltre la sezione considerata l'anima delle travi si incrementa progressivamente sino all'estremità della trave ove assume una forma trapezia con base maggiore di 1040 mm. Nei stessi tratti si incrementa l'armatura trasversale ed è realizzata una sella Gerber per l'appoggio sui pulvini sporgenti dalle pile. L'analisi della resistenza di tali sezioni richiede modelli di calcolo strut and tie che esulano dal presente studio.

8 CONCLUSIONI

This study showed an interesting example of viaduct having the girders in prestressed concrete. It was designed by one of the most important engineer of the twentieth century. The concrete constituent the p.c. beams has lower resistance then the design specifications. The above considerations, together with the widespread degradation of the structure, extended to

the piers, induced ANAS to assess the degree of safety.

With reference to the four bays, characterized by homogeneous values of the concrete strength taken into account it is seen that the structure possesses a sufficient degree of safety in the ultimate limit state for bending, but isn't safe for the shear force.

The above unless degradation of the bar and tendon steel induced by the corrosion.

The availability of further investigations on the materials, including the assessment of the integrity of the strands of prestressing tendons and the execution of dynamic tests on decks, will allow to express the judgments about the degree of safety and to orient the retrofitting for static and seismic actions.

Lo studio presentato ha mostrato un interessante esempio di viadotto a travate in cemento armato pre-compresso progettato da uno dei più importanti ingegneri del XX secolo. Il calcestruzzo costituente le

travi in c.a.p. è risultato di resistenza inferiore alle prescrizioni progettuali. Quanto sopra unitamente al diffuso degrado della struttura, esteso anche alle pile, ha indotto l'ANAS a chiudere la strada al traffico e valutarne il grado di sicurezza.

Con riferimento alle quattro campate prese in considerazione, caratterizzate da valori omogenei di resistenza del calcestruzzo, si è visto che la struttura soggetta ai carichi mobili prescritti all'atto della costruzione possiede un sufficiente grado di sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo per flessione, ma è sottodimensionata a taglio.

Quanto sopra a meno di degrado delle armature lente e di precompressione dovuti alla corrosione.

La disponibilità di ulteriori indagini sui materiali, estesa alla valutazione dell'integrità dei trefoli costituenti i cavi di precompressione e l'esecuzione di prove dinamiche sugli impalcati, potrà consentire di affinare i giudizi sul grado di sicurezza dell'opera e di orientare gli interventi di adeguamento o miglioramento statico e sismico.

Particolare attenzione dovrà essere posta sulle altre campate ed in particolare sulla seconda.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano l'ing. Massimo Campanella, direttore della sezione ANAS di Agrigento, per la documentazione fornita.

BIBLIOGRAFIA

- Barbarito, B. 1984. Verifica sperimentale delle strutture - collaudo - dissesti - risanamenti, *Edizioni Utet*.
- Bertagnoli, G., Mancini, G. & Tondolo, F. 2006. Bond deterioration due to corrosion and actual bearing capacity. *Proceedings of the 2nd fib congress June 5-8, 2006 – Naples, Italy*.
- Brownjohn J.M.W. 2006. Structural health monitoring of civil infrastructure, *Phil Trans Royal Society*.
- Colajanni, P. Recupero, A. Ricciardi G. & Spinella N. 2016. Failure by corrosion in PC bridges: a case history of a viaduct in Italy. *International Journal of Structural Integrity Vol.7 pp.181-193*.
- Collepari M., Collepari S., Ogoumah Olagot J.J., Simonelli F., Troli R. 2010. Diagnosi del degrado e restauro delle strutture in c.a. *Edizioni Tintoretto*.
- Coppola, M. 2007 *Concretum McGraw-Hill*
- Debernardi, P.G. 2012. Strutture di calcestruzzo armato pre-compresso, *Edizioni Celid*.
- Leonhardt, F. 1979. C.a. & C.a.p., I ponti. *Volume VI, Edizioni Teniche*.
- Liebenberg, A.C. 1992. Concrete Bridges – Design and Construction, *Longman Scientific & Technical UK Limited*.
- Messina, C. 1975. L'impalcato dei ponti, *Edizioni Uniedit*.
- Pedferri, P. & Bertolini, L. 2000. *La durabilità del calcestruzzo armato*. Milano: McGraw-Hill Companies.

- Rinaldi, G. 1974. La costruzione dei ponti, *Edizioni Eredi V. Veschi*.
- Scibilia, N. & Lo Cacciato, G. 2010. Valutazione della resistenza in situ dei calcestruzzi strutturali. *Atti del 18° Convegno CTE, Brescia, 11-13 Novembre 2010*.
- Scibilia, N. & Gerbino, E. 2014. Procedure esecutive in presenza di convogli eccezionali su ponti stradali privi di documenti progettuali. *Atti delle giornate AICAP 2014, Bergamo, 22-24 Maggio 2014*.
- Siviero, E., Bergmeister, K., Romaro, G., Cecchianto, S., Scabini, S., Martinello, S., 2001 Pontoni e viadotti: ispezioni visive e controlli preliminari. *Dispensa CIAS n.61*
- Troitsky, M. S. 1994. Planning and design of bridges, *Jhon Wiley & Sons Inc*.
- Circolare Min. LL.PP. 14 Febbraio 1962. n. 384 – *Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali*.
- A.S.T.M. A 416/57 *Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete*
- D.M. Infrastrutture 14/01/2008 *Norme tecniche per le Costruzioni*
- Circolare 2 febbraio 2009 n°617 *Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale del 2008*.
- EC2 - *Design of concrete structures*.
- Norme per l'impiego delle strutture in cemento armato pre-compresso* approvate dal Consiglio Superiore del Min. dei Lavori Pubblici il 22 ottobre 1964.
- Manuale: *Valutazione dello stato dei ponti* 2011. Edizioni CIAS.
- Prontuario: *La precompressione - sistema Morandi M5*. A cura di Morandi B. Edizione CESAP.