

A.N.A.S. s.p.a.

Compartimento della viabilità per la Calabria

COSENZA

S.S. n. 107 Cosenza – Crotone

Consulenza tecnica specialistica sul viadotto Cannavino.

RELAZIONE GENERALE

Prof. Ing. Pietro Monaco

VIADOTTO CANNAVINO

1. Premessa

Lo scrivente, Prof. Ing. Pietro Monaco, Ordinario di Tecnica delle Costruzioni nel Politecnico di Bari, è stato incaricato dall'ANAS di Catanzaro negli anni 2000 di eseguire una consulenza tecnica sulle strutture del viadotto Cannavino, costruito negli anni settanta del secolo scorso sulla strada di grande comunicazione Cosenza – Crotona, S.S. n.107, in prossimità dell'abitato di Celico (Cosenza).

La consulenza si rese necessaria per l'accertamento delle condizioni statiche del viadotto che presentava deformazioni anomale. A quel tempo fece eseguire prelievi di campioni di calcestruzzo, prove di carico statiche e dinamiche.

I risultati delle indagini e delle prove sono riportati nei Rapporti di Prove emessi dal Laboratorio Tecnoprove di Ostuni (**BR**) che ha eseguito i prelievi ed organizzato la messa in opera della strumentazione in punti specifici del viadotto per rilevare le inflessioni nella prova statica e le accelerazioni nella prova dinamica.

Sulla base della documentazione tecnica in possesso, delle risultanze delle prove sui materiali e dei risultati delle prove di carico statiche e dinamiche lo scrivente ha depositato presso l'ANAS di Cosenza gli elaborati delle verifiche delle principali strutture del viadotto, sia con la normativa in vigore all'atto della progettazione della struttura che alla luce della normativa tecnica attualmente in vigore.

Nel maggio 2012 il viadotto Cannavino è stato interessato anche dal cedimento di un giunto della prima trave di accoppiamento lato Celico.



Cedimento giunto in direzione trasversale



Giunto ripristinato

Successivamente si è reso necessario un monitoraggio periodico del viadotto.

2. Breve descrizione dell'opera

Il viadotto Cannavino è ubicato sulla Strada di grande comunicazione Cosenza – Crotona al km 42+700 in una zona sismica di seconda categoria; i lavori di costruzione ebbero inizio nel Settembre del 1970.

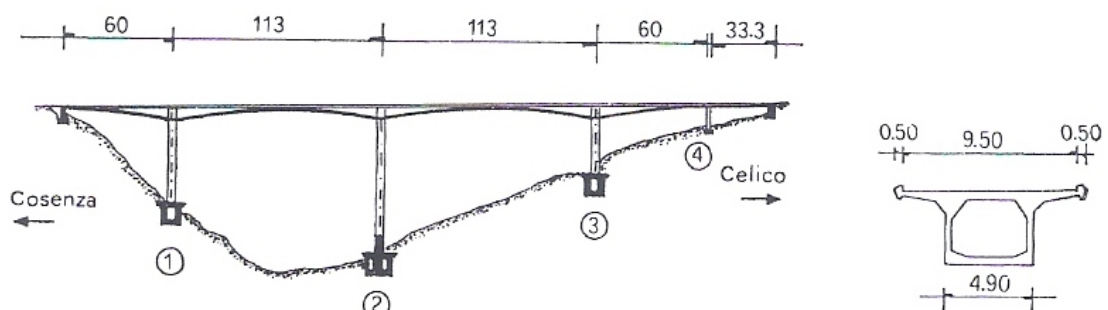
Durante la fase di realizzazione, ad opera quasi ultimata, mentre si procedeva al getto della trave tampone lato Cosenza, si verificò il crollo della prima e della seconda campata del viadotto con lesioni riguardanti anche la parte superiore della pila P1.

A seguito di questo incidente, dopo aver rinforzato la parte superiore della pila danneggiata e il collegamento tra impalcato e sbalzo e la pila stessa, si procedette nel Novembre 1975 alla demolizione delle parti danneggiate ed alla ricostruzione delle due campate crollate, lavori ultimati nel 1978.

Il viadotto ha una struttura a cinque campate, di cui quattro a sbalzo di tipo Dywidag con luci rispettivamente di 60 m, 113 m, 113 m e 60 m (con tre stampelle, due laterali ed una centrale, tutte con sbalzi di 52,25 m di luce, collegate tra di loro mediante due travi tampone di 8,5 m di luce e solo una campata di 33,3 m di luce a travi in cemento armato precompresso (c.a.p.) semplicemente appoggiate su una pila e sulla spalla lato Celico, per uno sviluppo complessivo di circa 380 metri.

Le quattro pile del viadotto sono di tipo scatolare, hanno tutte una diversa altezza ed hanno sezione rettangolare cava, tranne quella corrispondente alla stampella centrale, la quale, avendo l'altezza maggiore di 73 m è realizzata nei primi 13 m a sezione piena.

Le fondazioni delle pile 1, 2 e 3 sono costituite da plinti su pozzi ellittici mentre per la pila 4 sono stati utilizzati plinti su pali del diametro di 1 m.



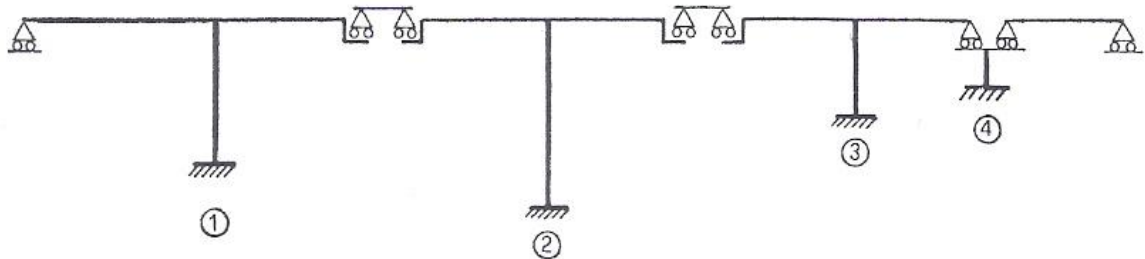
Campate a sbalzo di tipo Dywidag

I Sistemi di Precompressione DYWIDAG sono noti in tutto il mondo per affidabilità e prestazioni, essendo adattabili ad ogni applicazione nella post-tensione e nelle strutture precomprese.

Si tratta della costruzione di una serie di sistemi, ciascuno costituito da una pila verticale (da eseguirsi generalmente con il metodo delle casseforme rampanti) dalla cui estremità superiore si diparte una doppia opposta serie di elementi a sbalzo, ciascuno gettato su uno speciale ponteggio mobile (oppure prefabbricato) e affidato agli elementi precedenti a mezzo di cavi post-tesi di precompressione; e così via fino a raggiungere il centro della luce in cui avverrà il contatto con l'estremità dell'altra mezza luce contigua, questa costruita in maniera analoga. Il contatto delle due mezze luci avviene con o senza l'interposizione di una travata semplicemente appoggiata alle estremità dei due sbalzi; oppure le due dette estremità vengono saldate tra loro, a mezzo di cavi post-tesi, in maniera che tutta la luce risulti in definitiva costituita da una travata resa continua per il passaggio dei carichi accidentali.

Schema statico

In sede di progetto la struttura è stata schematizzata ipotizzando i vincoli così come indicati nella figura che segue: le due stampelle laterali sono vincolate rispettivamente alla spalla lato Cosenza ed alla pila 4. Quindi in fase di esercizio esse hanno un comportamento statico diverso rispetto alla stampella centrale che risulta essere completamente indipendente e sempre isostatica.



Schema della struttura

Le travi tampone dell'impalcato sono vincolate alle stampelle Dywidag tramite apparecchi di appoggio "Cernoflon" che teoricamente consentono rotazioni attorno ad un asse orizzontale e spostamenti in direzione longitudinale; mentre le stampelle terminali sono vincolate sulle spalle lato Cosenza e sulla pila 4 tramite apparecchi di appoggio tipo "Vasoflon" che consentono rotazioni attorno ad un asse orizzontale e scorrimenti in direzione longitudinale nei due sensi.

Le due stampelle citate nella fase di costruzione sono delle mensole incastrate alle pile e successivamente, dopo l'introduzione dei vincoli di estremità, sono assimilate a travi appoggiate ad una estremità (rispettivamente sulla spalla Sp2 e sulla pila P4) ed incastrate all'altra estremità.

La presenza di vincoli posticipati comporta la redistribuzione degli stati tensionali relativi alla fase di costruzione delle stampelle a seguito degli effetti che le deformazioni viscosse esercitano sulle strutture a vincoli posticipati.

L'impalcato delle campate Sp1-P1, P1-P2, P2-P3, P3-P4, è costituito da una sezione a cassone di altezza variabile con sbalzi laterali; per quanto detto, l'impalcato

è incastrato alle pile P1, P2 e P3 mentre è semplicemente appoggiato sulla pila P4 e sulla spalla Sp2.

L'altezza dell'impalcato è variabile, massimo sulle pile (700 cm) e minimo all'estremità delle stampelle (200 cm). La variabilità dell'altezza dell'impalcato è di tipo parabolico; la stessa legge è stata adottata per descrivere la variabilità dello spessore della parete trasversale inferiore del cassone, dalla sezione di incastro alla estremità dello sbalzo.

L'impalcato compreso tra la pila P4 e la spalla Sp2 è a sezione scatolare di altezza costante con sbalzi laterali.

Le pile P1–P2–P3 hanno dimensioni trasversali 4.9 m x 7.0 m ed altezza a partire dall'estradosso della fondazione sino all'intradosso dell'impalcato rispettivamente di:

H = 45.0 m Pila P1 ,

H = 73.0 m Pila P2,

H = 30.0 m Pila P3.

Solo nella pila P2 a partire dall'estradosso fondazioni e per un'altezza di 13 m è prevista una sezione piena con riempimento della sezione cava.

La pila P4 infine ha una sezione trasversale anch'essa scatolare di dimensioni esterne 4.90 m x 2.45 m ed un'altezza H = 12.0 m.

I vincoli, definiti in fase di progetto, sono stati successivamente variati a seguito di un intervento che si descriverà successivamente e che sostanzialmente ha introdotto un vincolo estensionale longitudinale tra le stampelle e le travi di accoppiamento.

3. Sovraccarichi permanenti sull'impalcato

La larghezza dell'impalcato è di 10.50 m con due marciapiedi laterali di 50 cm di spessore. La larghezza carrabile è di 9.50 m .

Le rifiniture previste sull'impalcato sono:

-	pavimentazione 220 X 9.5	= 2090 kg/ml
-	Cordoli 2 X 0.168 X 2500	= 840 "
-	guard-rail e rete 2 X 50	= 100 "

totale sovr. perm. 3030 kg/ml

L'opera in corrispondenza delle estremità delle mensole presenta inflessioni pronunciate, esaltate dagli effetti viscosi.

Non è possibile ricostruire lo sviluppo delle deformazioni viscosi nel tempo per la mancanza di dati significativi, quali tempo dei getti dei conci, tempo di applicazione dei carichi permanenti, ecc.

Sono state eseguite le verifiche statiche con la Normativa in vigore al tempo della costruzione.

Le sollecitazioni sono risultate conformi a quelle riportate nella relazione di progetto. Solo per la pila P4 le sollecitazioni di progetto sono risultate inferiori. In particolare nella relazione di progetto non è stata valutata l'azione sismica trasversale.

L'opera è stata verificata, nelle sezioni più significative, anche con la Normativa del D.M. 14.1.2008.

Solo la pila n.3 è soggetta ad una sollecitazione di calcolo lievemente superiore a quella resistente. La pila n.4 infine ha una percentuale di armatura longitudinale lievemente inferiore al minimo regolamentare previsto nella Normativa attuale ed in quella in vigore al tempo della costruzione dell'opera ($A_s/A_c = 0.0028 < 0.003$).

A conforto dei risultati teorici di verifica sono state eseguite nel dicembre del 2006 prove di carico statiche con disposizione degli autocarri di prova su tutte le mensole del viadotto.



Prova di carico



Prova di carico

4. Rilievi delle deformazioni

L'amministrazione ANAS ha monitorato l'opera d'arte dalla data della prova di carico del 2006 al 2016. I risultati sono stati consegnati allo scrivente insieme al rilievo geometrico delle quote altimetriche dell'impalcato e dello spessore della pavimentazione.

I risultati sono riportati nella tabella n.1 e nell'allegato n.1.

Nel seguito sono riportati stralci delle tabelle del rilievo rispettivamente in corrispondenza delle travi di accoppiamento e della campata Sp1-P1.

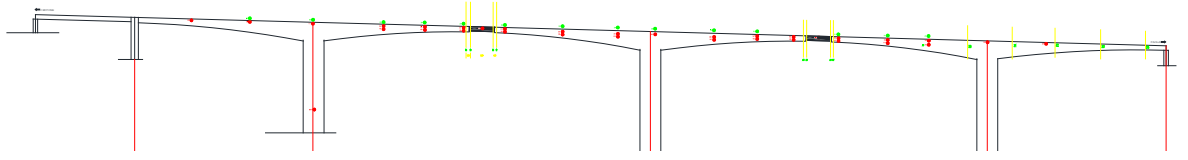
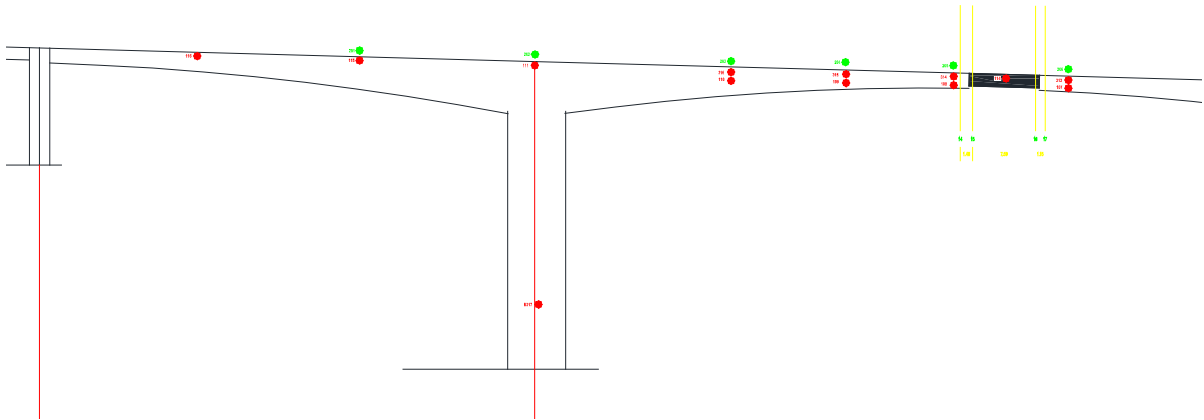


TABELLA COMPARATIVA DELLE QUOTE RILEVATE NEGLI ANNI 2007 - 2012 - 2016																		
ASSE STRADA																		
N. PROFILO RIPORTATO NEI PROFILI	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
ANNO 2016	749.64	749.64	749.28	748.80	748.62	748.58	748.13	747.77	747.36	746.93	746.5	746.01	745.42	745.14	745.09	745.04	745.03	744.70
ANNO 2012	749.65	749.65	749.29	748.80	748.65	748.60	748.16	747.78	747.38	746.96	746.51	746.03	745.46	745.18	745.14	745.08	745.07	744.71
ANNO 2007	749.65	749.62	749.25	748.78	748.63	748.60	748.18	747.77	747.37	746.93	746.49	746.02	745.46	745.19	745.15	745.05	745.03	744.70
Δ (metri)	+ 0.01	+ 0.02	+ 0.03	+ 0.02	- 0.01	- 0.02	- 0.05	0	- 0.01	0	+ 0.01	- 0.01	- 0.04	- 0.05	- 0.06	- 0.01	0	0

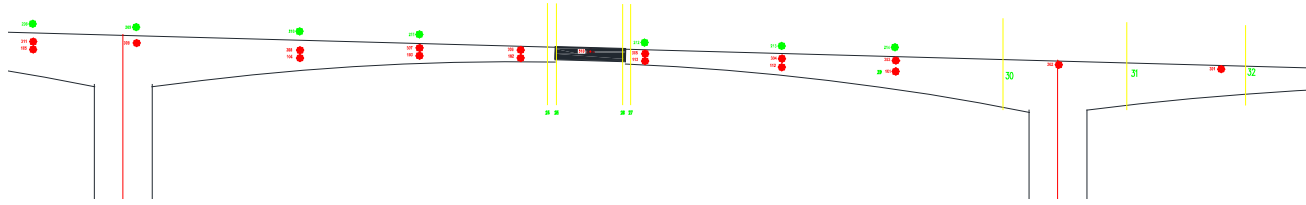
TABELLA COMPARATIVA DELLE QUOTE RILEVATE NEGLI ANNI 2007 - 2012 - 2016																		
ASSE STRADA																		
19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	
744.29	743.94	743.55	743.13	742.65	742.25	742.24	742.14	742.13	741.87	741.45	741.01	740.55	740.10	739.66	739.29	739.20	739.19	
744.33	743.96	743.56	743.13	742.65	742.27	742.25	742.17	742.16	741.87	741.46	741.02	740.57	740.10	739.68	739.23	739.21	739.19	
744.31	743.94	743.56	743.14	742.69	742.32	742.30	742.19	742.17	741.87	741.46	741.02	740.55	740.08	739.72	739.35	739.21	739.20	
- 0.02	0	- 0.01	- 0.01	- 0.04	- 0.07	- 0.06	- 0.05	- 0.04	0	- 0.01	- 0.01	0	+ 0.02	- 0.06	- 0.06	- 0.01	- 0.01	

Tabella n.1



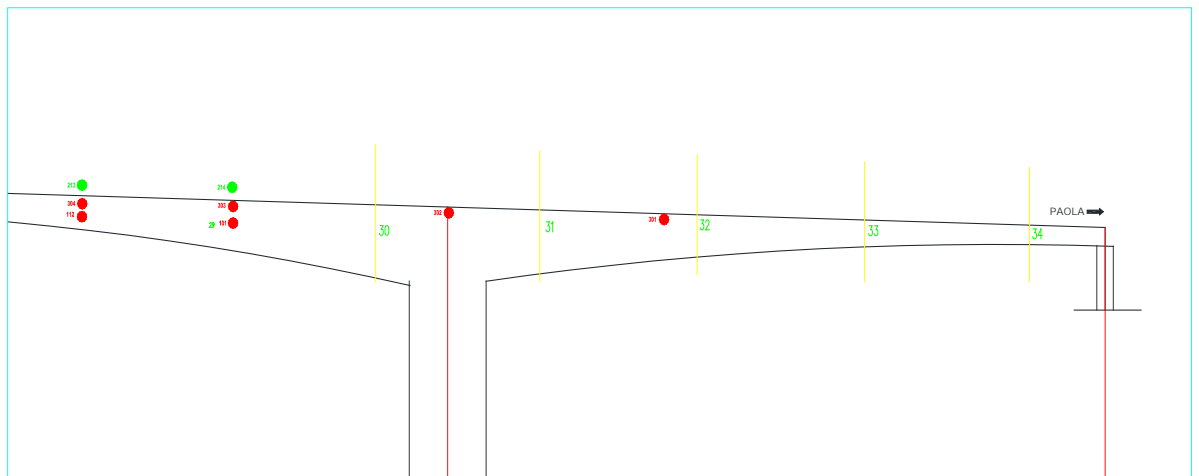
sezz. 14-15-16-17

13	14	15	16	17	18
745.42	745.14	745.09	745.04	745.03	744.70
745.46	745.18	745.14	745.08	745.07	744.71
745.46	745.19	745.15	745.05	745.03	744.70
- 0.04	- 0.05	- 0.06	- 0.01	0	0



sezz. 24-25-26-27

23	24	25	26	27	28
742.65	742.25	742.24	742.14	742.13	741.87
742.65	742.27	742.25	742.17	742.16	741.87
742.69	742.32	742.30	742.19	742.17	741.87
- 0.04	-0.07	- 0.06	- 0.05	- 0.04	0



Pila P1

	29	30	31	32	33	34	35
	741.45	741.01	740.55	740.10	739.66	739.29	739.20
	741.46	741.02	740.57	740.10	739.68	739.23	739.21
	741.46	741.02	740.55	740.08	739.72	739.35	739.21
	- 0.01	- 0.01	0	+ 0.02	- 0.06	- 0.06	- 0.01

I valori degli spostamenti rilevati in un intervallo di tempo di 9 anni destano diverse perplessità.

- **Tratto tra le sezz.30 34**

Nelle sezioni 30 e 31 gli abbassamenti a cavallo della pila P1 possono essere attendibili. Gli spostamenti delle sezioni 33 e 34 valutati in 6.0 cm su un tronco di trave iperstatico sembrano eccessivi considerato che sulla struttura non sono stati rilevati i conseguenti fenomeni e che la sezione 32 ha addirittura avuto un innalzamento di 2 cm. Tra le sezioni 32 e 33 ci dovrebbe essere stato un cedimento differenziale di ben 8 cm.

Infine nella sezione 34 nel periodo 2007-2012 si è riscontrato un cedimento di 12 cm e nei quattro anni successivi 2012-2016 si è misurato invece un innalzamento di 6 cm.

- **Tratto tra le sezz. 13.....18**

Si riportano i cedimenti, espressi in centimetri, delle sezioni in esame nei due periodi di misurazione.

periodo	Sez.1 3	Sez.14	Sez.15		Sez.16	Sez.17	Sez. 18
2007- 2012	0	1	1		-3	-4	-1
2012- 2016	4	4	5		4	4	0

Per le sezz. 13-14-15 i cedimenti si sono incrementati nel secondo periodo; **nelle sezz. 16-17-18 si è riscontrato nel primo periodo un innalzamento delle sezioni praticamente simile agli abbassamenti del secondo periodo. Anche questo è un risultato anomalo.**

- **Tratto tra le sezz. 23.....28**

Si riportano i cedimenti delle sezioni in esame nei due periodi di misurazione.

periodo	Sez.2	Sez.24	Sez.25		Sez.26	Sez.27	Sez.
---------	-------	--------	--------	--	--------	--------	------

	3						28
2007-2012	4	4	5		2	1	0
2012-2016	0	2	1		3	3	0

Per le sezz. 23-24-25 al contrario di quanto detto per le sezz. 13-14-15, pur trovandosi in condizioni analoghe, i cedimenti sono più elevati nel primo periodo.

Non può escludersi che, per effetto dei fenomeni viscosi, le deformazioni continuino a manifestarsi anche dopo molto tempo dalla costruzione dell'opera.

Valori più piccoli degli incrementi di deformazione, rispetto a quelli misurati, potrebbero quindi essere ammissibili.

Alcuni risultati anomali riscontrati nei due periodi nelle sezioni 16-17-18 potrebbero essere stati influenzati da variazioni termiche differenti nei due periodi di rilievo.

Alle estremità delle mensole con variazioni termiche differenziali tra la parte soleggiata (piattaforma stradale) e la parte in ombra di +5° e -5° si hanno abbassamenti paragonabili a quelli riscontrati sulle sezioni suddette.

Le mensole inoltre sono molto sensibili alle deformazioni da carichi gravitazionali. L'estremità delle mensole su cui poggiano le travi di accoppiamento hanno avuto durante le prove di carico frecce istantanee di 10 -11 cm, valori compatibili con quelli teorici.

Dall'analisi dei dati di rilievo delle quote stradali e dello spessore della pavimentazione si possono trarre ulteriori interessanti osservazioni.

Tronco 12....19

Nella tabella che segue sono riportate le pendenze dei tronchi di trave prossimi alla trave di accoppiamento.

Tronco tra le sez.	Bordo destro	Asse	Bordo sinistro
12-13	0.040	0.039	0.0369
13-15 13-14	0.0442	0.039 0.041	0.038
15-17 14-17	0.010	0.0069 0.0107	0.068
17-18	0.0229	0.022	0.0193
18-19	0.028	0.026	0.024

I dati si riferiscono alla livelletta in asse in quanto quelle ai bordi sono influenzate dalle pendenze trasversali per zone in curva o prossime alle curve planimetriche. Tra i tronchi 13-14 ed il seguente 14-17 si è riscontrato una inusuale variazione significativa di pendenza con spessori di pavimentazione prossimi a quelli usuali riscontrati sul ponte. Le pendenze dei conci prima e dopo quelli in esame sono rispettivamente mediamente di 3.9% e 2.2-2.6%.

La brusca variazione di pendenza della livelletta d'asse potrebbe essere dovuto a due cause:

a) Un probabile difetto di costruzione all'atto della realizzazione dell'opera, con le quote delle sezioni di estremità delle mensole su cui poggia la trave di accoppiamento non allineate con la livelletta di progetto a fine costruzione. E' stato pertanto necessario variare la pendenza del tronco di accoppiamento. Non è raro riscontrare in queste opere, realizzate con la costruzione di conci a sbalzo, questo tipo di difetto, legato a svariate cause.

a) Le variazioni di pendenza riscontrate sono dovute a cedimenti nel tempo, per effetto viscoso, delle sezioni di appoggio della trave di accoppiamento; in questo caso le pendenze nell'intorno delle estremità delle mensole dovrebbero essere più grande quella nel tronco 13-15 rispetto al tronco 12-13 mentre la pendenza del tronco 17-18 più piccola di quella del tronco successivo 18-19. Questa circostanza è confermata dai risultati dei rilievi eseguiti.

La pendenza del tronco 14-17 ($p=0.0107$) indica che la sezione 14 ha subito un cedimento superiore a quello della sezione 17.

Allo scopo di avere solo un ordine di grandezza dei cedimenti, se si ipotizza che la pendenza media del tronco in origine fosse compresa tra 3.9% 2.6% e ritenendo fisso un appoggio (in questa ipotesi si valuta il limite torico superiore dei cedimenti di un appoggio) si ottiene:

$$\begin{aligned} \text{pendenza } 3.9\% \quad \Delta\eta &= 27.3 \text{ cm} \\ \text{pendenza } 2.6\% \quad \Delta\eta &= 16.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

Con un coefficiente viscoso a tempo infinito $\phi_{inf.} = 3.0$ le deformazioni elastiche iniziali corrispondenti risultano:

$$\begin{aligned} \text{pendenza } 3.9\% \quad \eta_{elas.} &= 9.1 \text{ cm} \\ \text{pendenza } 2.6\% \quad \eta_{elas} &= 5.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

valori certamente compatibili con la tipologia strutturale.

Tronco 22....31

Nella tabella che segue sono riportate le pendenze dei tronchi di trave prossimi alla trave di accoppiamento.

Tronco tra le sez.	Bordo destro	Asse	Bordo sinistro
22-23	0.031	0.032	0.030
23-25 23-24	0.0308	0.029 0.0312	0.031
25-27 24-27	0.0123	0.0121 0.0118	0.0122
27-28	0.0177	0.0171	0.0170
28-29	0.026	0.0283	0.026
29-30	0.0316	0.0293	0.029
30-31	0.0267	0.0316	0.0318

Anche in questo caso tra i tronchi 23-24 ed il seguente 24-27 si è riscontrato una inusuale variazione significativa di pendenza, ma questa volta con spessori di pavimentazione rilevanti.

Nelle sezioni 24 e 25 la pavimentazione ha uno spessore molto rilevante da 15 cm a 21 cm.

Nelle sezioni 26 e 27 invece lo spessore è prossimo a quello minimo Le pendenze dei conci prima e dopo quelli in esame sono rispettivamente mediamente di 3.0% e 3.1%.

Ciò significa che in prossimità della trave di accoppiamento non è stato possibile mantenere la pendenza prevista in progetto per difetto di costruzione all'atto della realizzazione dell'opera tra le estremità delle due mensole.

Nella fase di costruzione, molto probabilmente, hanno riscontrato che la quota della sezione di giunto (sez. 25) era più bassa di quella della sezione adiacente (sez.26) rispetto a quanto previsto in progetto. La differenza di quota è stata in parte recuperata incrementando lo spessore della pavimentazione.

La pendenza del tronco 24-27 ($p=0.0118$) indica che la sezione 24 ha subito un cedimento superiore a quello della sezione 27.

Anche in questo caso si può pensare ad un cedimento progressivo delle estremità delle mensole per fenomeni viscosi. Allo scopo di avere solo un ordine di grandezza dei cedimenti, se

si ipotizza che la pendenza media del tronco in origine fosse del 3.0% e ritenendo fisso un appoggio (in questa ipotesi si valuta il limite superiore dei cedimenti di un appoggio) si ottiene:

$$\text{pendenza } 3.0\% \quad \Delta\eta = 18.4 \text{ cm}$$

Con un coefficiente viscoso a tempo infinito $\phi_{\text{inf.}} = 3.0$ la deformazione elastica iniziale risulta:

$$\text{pendenza } 3.0\% \quad \eta_{\text{elas.}} = 6.1 \text{ cm}$$

valore certamente compatibile con la tipologia strutturale.

Poiché in realtà anche l'altra estremità della mensola subisce un cedimento viscoso che avrebbe come effetto l'incremento di pendenza del tronco (se al limite i due cedimenti viscosi fossero uguali e questa fosse l'unica causa agente) sarebbe rimasta quella originaria ad opera terminata, ossia molto inferiore a quella dei tronchi adiacenti e quindi sicura conseguenza di un difetto di costruzione.

Dalle considerazioni svolte si deduce che gli effetti che hanno prodotto le anomalie riscontrate nelle livellette sono dovute solo in parte ai fenomeni deformativi riscontrati. Essi sono da addebitare ad almeno due concause:

- Errori in fase di costruzione;
- Deformazioni viscoso accentuate essendo la struttura molto sensibile alle deformazioni lente che si sviluppano nel tempo.

Infine la presenza di giunti trasversali "datati" peggiora la situazione di esercizio dell'opera.

Si possono ridurre le variazioni brusche di pendenza modificando solo localmente la livelletta del ponte.

Variazioni più sostanziali per migliorare il comportamento deformativo dell'opera in prossimità delle travi di accoppiamento comporterebbero la messa in opera di spessori significativi di materiali e lo stravolgimento delle pendenze trasversali e delle quote di estradosso dei marciapiedi laterali. Nell'allegato n.2 sono riportate le sezioni trasversali principali del viadotto con l'indicazione dello spessore della pavimentazione riscontrata e delle pendenze trasversali.

5. Interventi proposti

Si possono pertanto solo ridurre le variazioni brusche di pendenza modificando localmente la livelletta del ponte e riducendo lo spessore della pavimentazione stradale dove è possibile per non incrementare i carichi permanenti.

Per migliorare la continuità della livelletta in corrispondenza delle sezioni estreme degli sbalzi, senza peraltro incrementare i carichi permanenti, si potrebbe asportare tutta la pavimentazione esistente il cui spessore ha ridotto in alcuni casi a pochi centimetri il dislivello tra la piattaforma stradale ed i marciapiedi ed eventualmente, da verificare in opera, anche parte del materiale utilizzato in opera per eseguire le pendenze trasversali.

In queste zone, messa a nudo l'estradosso della soletta, si inserisce una struttura metallica (piastra ortotropa) formata da piatti acciaio, da fissare alla soletta, di altezza variabile in modo da ridurre per quanto possibile la differenza tra le livellette; al di sopra degli irrigidimenti si dispone una piastra di acciaio nervata e su di essa la pavimentazione stradale (All.n.3 e 4).

In particolare innalzando di 7 cm la quota della livelletta della sezione 15 e restando invariate le quote delle sezioni 12 e 17 si ottiene una rilevante riduzione (circa 40%) della differenza di pendenza tra i tronchi 13-15 e 15-17 innalzando le quote di un solo marciapiede nell'intorno delle sezioni 15-16 ed avendo solo piccole variazioni di pendenze trasversali.

In modo analogo innalzando di 6 cm la quota della sezione 25 e restando invariate le quote delle sezioni 23 e 27 si ottiene una rilevante riduzione (circa 40%) della differenza di pendenza tra i tronchi 23-25 e 25-27 senza superare le quote dei marciapiedi ed avendo solo piccole variazioni di pendenze trasversali.

Sostituzione dei giunti esistenti con giunti a pettine che possano in parte attutire il passaggio dei carichi dall'estremità delle mensole alle travi di accoppiamento Allegato n. 5.

Sostituzione dei guardrail esistenti con nuovi in modo da rispettare la loro posizione in base alla normativa rispetto alla quota della pavimentazione.

Sostituzione infine della rete di protezione.

6. Conclusioni

Lo scrivente, nell'anno 2012 ha concluso le verifiche statiche e dinamiche del viadotto Cannavino sulla S.S. n.107 Cosenza-Crotone.

In quella sede per le principali strutture furono:

- controllati i materiali (anche se c'era una copiosissima documentazione di prove eseguite durante la costruzione dell'opera);
- eseguite diverse prove di carico, praticamente su tutte le mensole;
- verificate le principali sezioni resistenti.

Tutti risultati furono soddisfacenti ed accertarono la sicurezza strutturale dell'opera (all. n.6).

Nell'allegato **n. 7** è invece riportata una sintesi del comportamento dinamico del ponte pubblicata su una rivista tecnica internazionale.

Con le analisi dinamiche eseguite si riscontrò una deformabilità eccessiva dell'opera, in particolare delle mensole, per le vibrazioni eccessive che si "sentivano" in prossimità dei giunti al passaggio di autocarri pesanti. Si riscontrò, sulla base di alcune normative dei paesi europei, che le vibrazioni superavano "il limite di disturbo" per il corpo umano in modo piuttosto frequente.

In quest'ultima relazione sono stati analizzati i dati del rilievo geometrico del viadotto e dei cedimenti nel tempo delle principali sezioni dell'opera.

Il rilievo in asse della livelletta del ponte mostra delle evidenti anomalie in corrispondenza delle zone delle travi di accoppiamento e dei tronchi adiacenti con variazioni di pendenza bruschi e significativi che sono dovute a due cause principali:

- Difetti di costruzione;
- Deformazioni viscoso non ancora esaurite.

I valori dei cedimenti riscontrati nel tempo (durata nove anni) sono spesso contraddittori e difficilmente spiegabili tecnicamente.

Da essi si può solo trarre, come mostrato, solo considerazioni qualitative e non quantitative.

Comunque la situazione deve essere tenuta ancora sotto controllo, con rilevazioni almeno semestrali solo di alcune sezioni prossime alle travi di accoppiamento (13-14-15-16) e (24-25-26-27), devono essere definite le condizioni ambientali (temperatura) e se i valori non dovessero risultare congruenti ripeterle per sicurezza una seconda volta al fine di essere certi del loro valore.

Gli interventi proposti mirano a migliorare il confort di guida e ridurre le vibrazioni delle mensole al passaggio degli autoveicoli pesanti. Essi sono:

- Riduzione locale delle differenze di livellette nei tronchi prossimi alle travi di accoppiamento;
- Ridurre ove possibile lo spessore della pavimentazione esistente;
- Sostituzione dei giunti di dilatazione per migliorare il confort di traffico e soprattutto ridurre le vibrazioni della struttura al passaggio dei veicoli pesanti.

Prof. Ing. Pietro Monaco