

# The technical causes of the collapse of Annone overpass on SS.36

## Le cause tecniche del crollo del cavalcavia di Annone

M. di Prisco, M. Colombo, P. Martinelli, D. Coronelli

*Department of Civil and Environmental Engineering, Politecnico di Milano, Milan, Italy*

**ABSTRACT:** The paper presents the technical causes of the collapse of Annone overpass, which occurred in October 2016. The tests carried out to identify the characteristics of the materials used for the construction, the verification calculations that led to the identification of the critical mechanism in the collapse and the test on the structural element deemed critical at the time of collapse are summarized. The paper highlights the critical issues occurring concurrently with the passage of the exceptional transports, the safety coefficient in relation to the project loads at the time of construction and that at the time of the passage of the exceptional convoy. The note also highlights some critical aspects of the national infrastructural system, with particular reference to exceptional transports and the methods that could be used to prevent future accidents in the absence of macro-design mistakes. / La memoria presenta le cause tecniche del crollo del cavalcavia di Annone, avvenuto nell'ottobre del 2016. L'articolo sintetizza le prove svolte per identificare le caratteristiche dei materiali impiegati per la costruzione, i calcoli di verifica che hanno condotto alla identificazione del meccanismo di collasso e le prove sulla membratura ritenuta critica all'atto del collasso. La memoria mette in evidenza le criticità sopraggiunte in concomitanza del passaggio del trasporto eccezionale, il coefficiente di sicurezza nei confronti dei carichi di progetto all'atto della costruzione e quello all'atto del passaggio del convoglio eccezionale. Nella nota si mettono in luce anche alcune criticità del sistema infrastrutturale nazionale, con particolare riferimento al trasporto eccezionale e alle modalità che potrebbero essere impiegate per evitare futuri incidenti in assenza di macro-errori progettuali.

**KEYWORDS:** overpass bridge collapse; identification tests; mechanical characterization; steel-bar oxidation measures; diagnostics techniques; structural robustness; safety indexes / collasso di un cavalcavia; test di identificazione; caratteristiche meccaniche; misure di ossidazione delle barre di acciaio; tecniche diagnostiche; robustezza strutturale, indici di sicurezza.

### 1 INTRODUZIONE

La tecnica delle costruzioni internazionalmente ha di gran lunga privilegiato il progetto delle costruzioni nuove rispetto alla manutenzione e alla conservazione di quelle esistenti. Il progetto, negli ultimi 100 anni, si è evoluto introducendo modelli di calcolo sempre più raffinati e sistemi di controllo via via più affidabili. Le strutture in c.a. costruite in questo arco temporale sono state dimensionate ipotizzando i carichi presenti all'atto della costruzione e orientando il dimensionamento degli elementi strutturali fino agli anni '80 alle sole verifiche di esercizio, pur conoscendo relativamente poco i fenomeni che influenzano la durabilità dell'opera e avendo a disposizione tecnologie sperimentali e strumenti di calcolo limitati che tuttora sono in fase di evoluzione. L'esame di una struttura esistente comporta una diagnosi ed un rilievo dello stato di fatto dell'opera strutturale, reso spesso ancora più difficile di quanto prevedibile per l'assenza di documenti aggiornati che corrispondano alle opere realizzate, o addirittura per la totale assenza dei documenti progettuali elaborati all'atto della costruzione. Per questa ragione la federazione internazionale del calcestruzzo strutturale (fib) ha orientato il prossimo Codice Modello, quello del 2020, alle indagini e alla impostazione

progettuale che devono guidare gli interventi sulle costruzioni esistenti.

Nel panorama delle infrastrutture, i ponti in particolare, sono stati progettati in questo secolo con carichi di riferimento progressivamente crescenti, per tenere in conto l'evoluzione del peso dei mezzi di trasporto, e con regole di calcolo in continuo affinamento. All'evoluzione dei carichi imposti nelle norme progettuali a livello nazionale, non ha fatto seguito una coerente politica di adeguamento delle infrastrutture esistenti, né tantomeno ci si è preoccupati di chiarire i procedimenti da adottare nei confronti delle opere che abbiano raggiunto o superato la vita attesa, presa come riferimento nelle valutazioni progettuali. Tale termine nell'approccio semi-probabilistico guida la valutazione della sicurezza. Sappiamo che la struttura degrada nel tempo, ma non è chiaro l'approccio da seguire per garantire un adeguato coefficiente di sicurezza dell'opera nel tempo: al progettista chiamato in causa per decidere sul futuro dell'opera rimane pertanto la scelta di modificare la destinazione d'uso, procedere ad un adeguamento od infine abbattere e ricostruire l'infrastruttura in esame. Tale scelta è spesso operata sotto la pressione di situazioni economiche critiche e in assenza di un consenso tecnico-scientifico ampio sulla procedura da adottare. L'articolo presenta le indagini sperimentali eseguite a seguito del crollo avvenuto il 28 ottobre del

2016 alle 17.20, mentre si chiudeva la prima edizione del Congresso Italian Concrete Days a Roma. Il crollo del cavalcavia di Annone, n. 17 della S.S. 36 “del lago di Como e dello Spluga”, situato alla progressiva km 41,200 e costituente il sovrappasso della S.S. n.36 da parte della S.P. n. 49 della Provincia di Lecco fu causato dal transito di un veicolo eccezionale che trasportava coils di ferro e coinvolse anche alcune automobili, con la tragica conseguenza del decesso di una persona, alla guida di un'auto schiacciata dal crollo, ed il ferimento di altre tre persone. In seguito al crollo, il Sostituto Procuratore nominò il prof. Marco di Prisco Consulente Tecnico del Pubblico Ministero. L'articolo, senza entrare nel merito delle responsabilità, su autorizzazione dello stesso sostituto procuratore Nicola Preteroti, si propone di mettere in luce le cause tecnico-scientifiche del crollo facendo uso dei risultati ottenuti nelle indagini preliminari, al fine di scongiurare ulteriori incidenti e di condividere con la comunità scientifica la lezione appresa suggerendo spunti di intervento per procedere all'esame delle molte infrastrutture esistenti.

## 2 LA GEOMETRIA DEL PONTE

Il ponte è stato costruito tra il 1960 ed il 1962. Come risulta dal progetto originario, l'impalcato è costituito da tre travate longitudinali, per una lunghezza complessiva di 56.10 m (Fig.1). I particolari geometrici delle pile e delle spalle sono illustrati in figura 2. Trasversalmente, l'impalcato è costituito da una soletta in c.a. ordinario, gettato in opera su coppelle, di larghezza complessiva pari a 7.40 m, poggiante su cinque travi prefabbricate in c.a.p., poste ad interasse di 1.35m (Fig.3). Le due travate laterali vincolate alle spalle, sono appoggiate sulle pile intermedie (che

hanno un interasse di 24.60 m) e sono aggettanti, rispetto a queste ultime, per 2.80 m ciascuna.

La travata centrale appoggia sulle due travate laterali per mezzo di appoggi indiretti a sella Gerber, in modo da risultare isostatica. La luce della trave centrale, isostatica, è pari a 18.70 m.

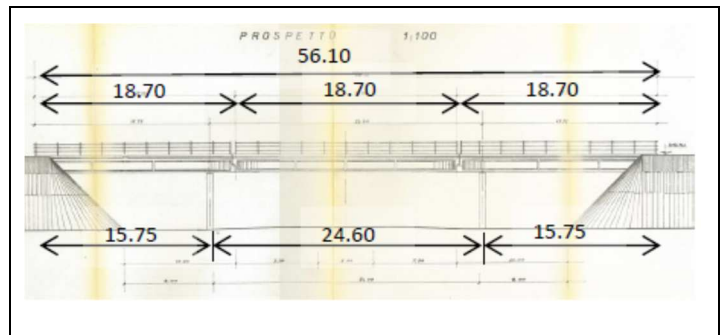


Figure 1. Original design drawings of the bridge: sideview / Disegni del progetto originale: prospetto laterale.

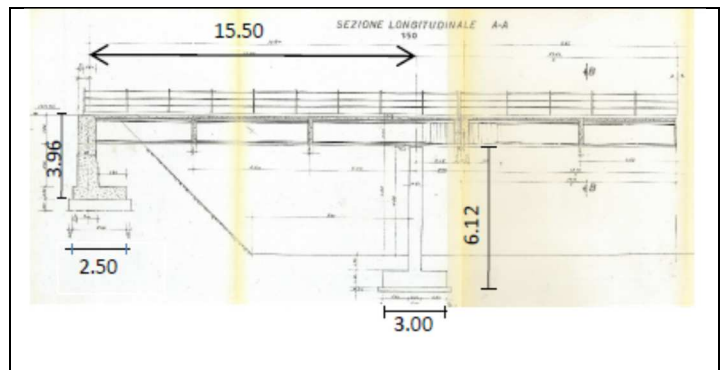


Figure 2. Original design drawings of the bridge: particular of the abutments / Disegni del progetto originale: spalla e piedritto.

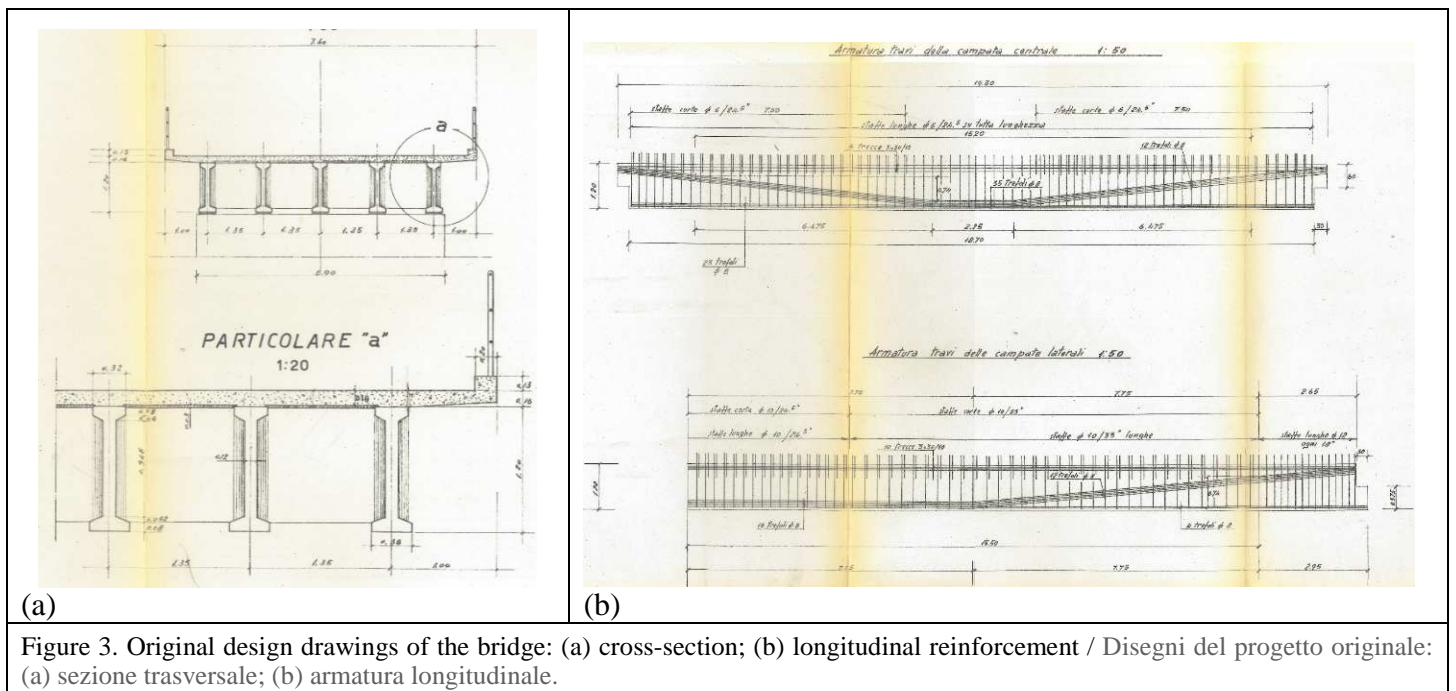


Figure 3. Original design drawings of the bridge: (a) cross-section; (b) longitudinal reinforcement / Disegni del progetto originale: (a) sezione trasversale; (b) armatura longitudinale.

### 3 LA CONDIZIONE PRIMA DEL CROLLO

Il ponte era caratterizzato da un'altezza libera certamente inferiore ai 5,00 m, franco minimo previsto dal Codice della Strada e dalle norme di progettazione stradale. Nella sua storia ha subito alcuni interventi di manutenzione ordinaria e più interventi di manutenzione straordinaria essenzialmente a causa del mancato rispetto del franco minimo. Nel 1986 il cavalcavia di Annone era stato danneggiato da un mezzo circolante sulla S.P.50 ed era stato fatto un primo preventivo per innalzare il franco. Nel 1988 si riscontra un "rapporto di ispezione" sul "controllo della stabilità delle opere d'arte" eseguito il 6 giugno 1988 da parte dell'Ufficio tecnico della Provincia di Como (allora titolare della S.P. 50 prima che diventasse S.S. n.36 con il passaggio di consegna ad ANAS), in cui si indica la necessità di "riparare - sostituire la trave lato Milano della carreggiata Lecco-Milano, parzialmente distrutta". Tale rapporto evidenzia che anche nel 1988 la trave dell'impalcato del cavalcavia avesse subito seri danneggiamenti.



(a)



(b)

Figure 4. Lateral impacts occurred in 2006 due to trucks circulating on SS.36 towards Lecco: (a) location: (b) particular of the damaged zone / Impatto laterale verificatosi nel 2006 a causa di un autocarro circolante sulla SS.36 in direzione Lecco: (a) localizzazione dell'urto; (b) particolare della zona danneggiata.



(a)



(b)

Figure 5. Repairing intervention by CFRP: (a) CFRP strip detailing; (b) final view / Intervento di riparazione mediante CFRP: (a) dettaglio di posa delle strisce; (b) vista a lavoro ultimato.

Dalla documentazione fornita da ANAS risulta che, successivamente al 1990, sul cavalcavia n. 17 sono stati progettati, pianificati, finanziati ed eseguiti dalla stessa Società alcuni interventi di manutenzione straordinaria delle strutture. In particolare il cavalcavia n. 17, a causa della sua limitata altezza libera, è stato oggetto di almeno altri due danneggiamenti strutturali importanti dovuti all'urto di veicoli fuori sagoma durante il loro transito sulla sottostante S.S. n.36, rispettivamente nel 2006 e nel 2009.

Le immagini della figura 4 illustrano gli effetti dell'urto (in corrispondenza della corsia in direzione Lecco), esattamente dalla parte opposta del punto in cui è ceduta la sella Gerber che ha causato il collasso, e tale urto ha causato il tranciamento di armature lente e pretese e la riparazione è avvenuta facendo uso di CFRP (Fig. 5).

Le immagini raccolte nella documentazione di quell'intervento mostrano un livello di ossidazione ingente anche sulla superficie interna delle anime delle travi più esterne (Fig. 6). Le immagini (Figs. 7-8) prese nella giornata del crollo dai tecnici accorsi a

seguito della caduta di alcuni detriti che fece scattare il primo allarme indicano una fessura alquanto pronunciata propagatesi per taglio nella mensola della sella Gerber della trave di bordo della campata di estremità - lato Lecco, in corrispondenza della corsia in direzione Lecco – (successivamente denominata R1, Fig.11a) ed uno spostamento verticale conseguente stimato pari a circa 25 mm. Per altro è ben noto che la configurazione delle selle Gerber costi-

tuisce un punto critico con penetrazione di acqua nel vuoto del giunto tra trave e sella Gerber, e successiva percolazione dell'acqua lungo le superfici del lato verticale e del lato orizzontali inferiore del dente. Questa configurazione genera dei cicli di “bagnasciuga”, favorevoli allo sviluppo della corrosione. (Bertolini et al., 2004).

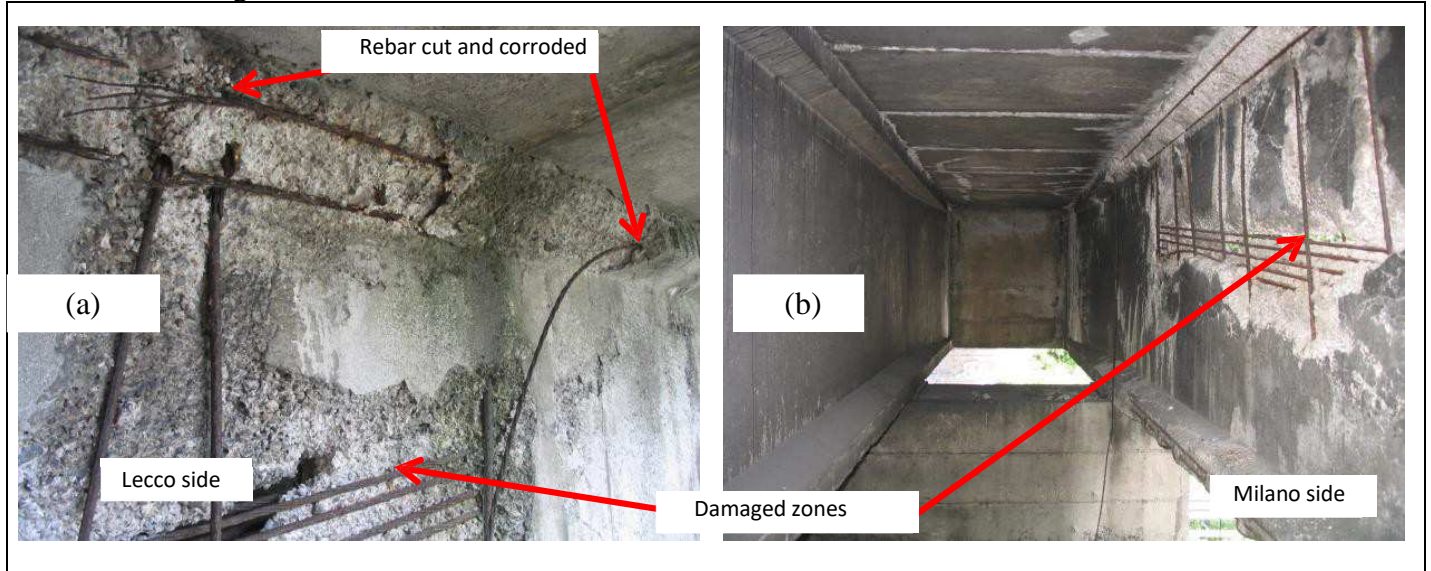


Figure 6. Damage observed on internal surfaces of the prefabricated beams in 2006: (a) zoom of the damaged zone; (b) global view / Danneggiamento osservato sulle superfici laterali interne delle travi prefabbricate: (a) dettaglio della zona danneggiata; (b) vista complessiva.

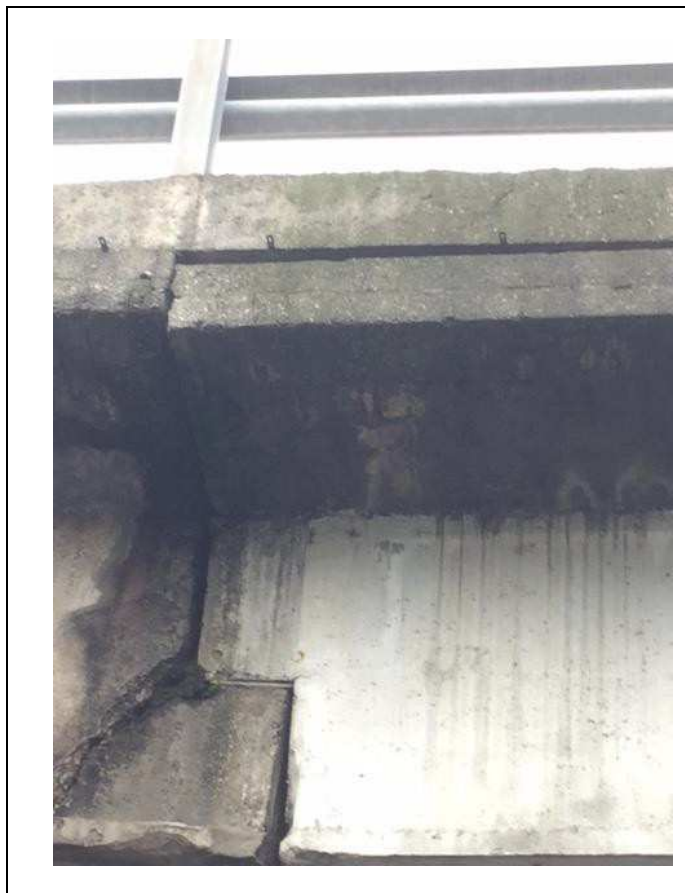


Figure 7. Critical dapped-end joint view before the collapse: side view / Vista laterale del giunto della sella Gerber critico prima del collasso.

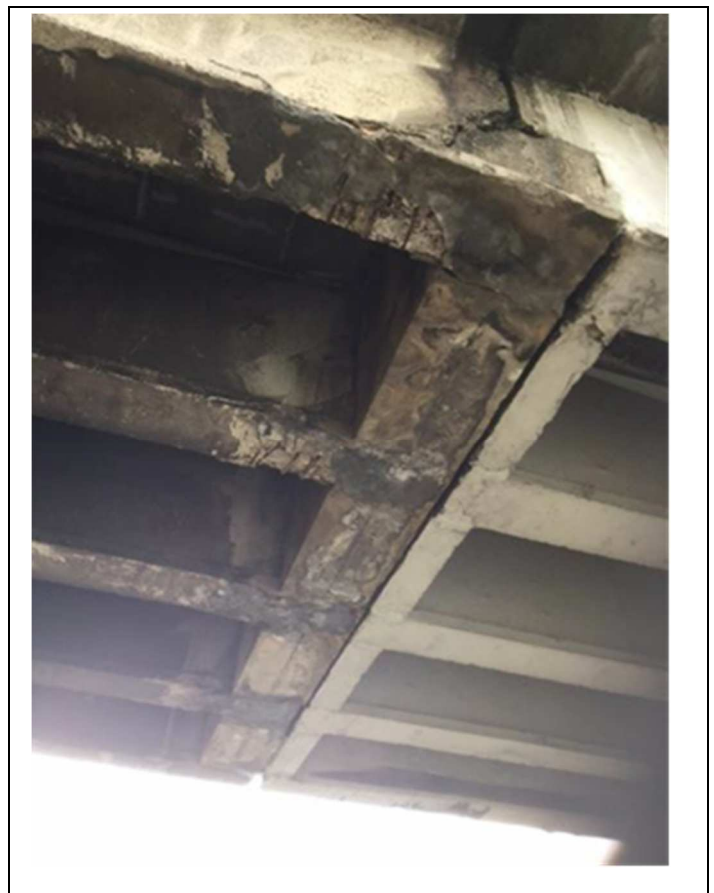


Figure 8. Critical dapped-end joint before the collapse: bottom view / Vista dal basso del giunto della sella Gerber critico prima del collasso.

#### 4 LA CONDIZIONE DI CARICO IMPOSTA

Il collasso del cavalcavia si è verificato quando l'ultimo asse dell'autoarticolato a 8 assi che trasportava 4 coils aventi un peso complessivo di 82.26 t (Fig. 9), viaggiando nella propria corsia ad una velocità di circa 6.6 km/h, ha superato il giunto scaricando l'intero suo peso nella campata centrale. La distribuzione dei carichi sugli assi dell'auto articolato, non è nota esattamente, poiché dipende dalla posizione dei coils. Tuttavia un attento studio coadiuvato dal peso rilevato asse per asse in differenti posizioni dei coils ha portato a considerare come riferimento per tutte le verifiche statiche la distribuzione indicata

in Fig. 9 con un peso complessivo del peso dell'automezzo di 107.6 t.

È importante sottolineare che il peso complessivo della campata centrale, completo di barriere sicurtà, pavimentazione, cordoli, traversi, soletta in c.a., travi e coppelle è risultato pari a 172.3 t superiore al carico di 155 t assunto dal progettista. Durante il transito del convoglio eccezionale era presente sulla campata centrale del viadotto un'autovettura del tipo Wv Golf Plus, che viaggiava sull'altra corsia in direzione opposta: il suo peso stimato pari a 1430 kg, ha un'incidenza di circa l'1.3% rispetto al peso del convoglio eccezionale e pertanto è stato trascurato nelle analisi delle sollecitazioni eseguite.

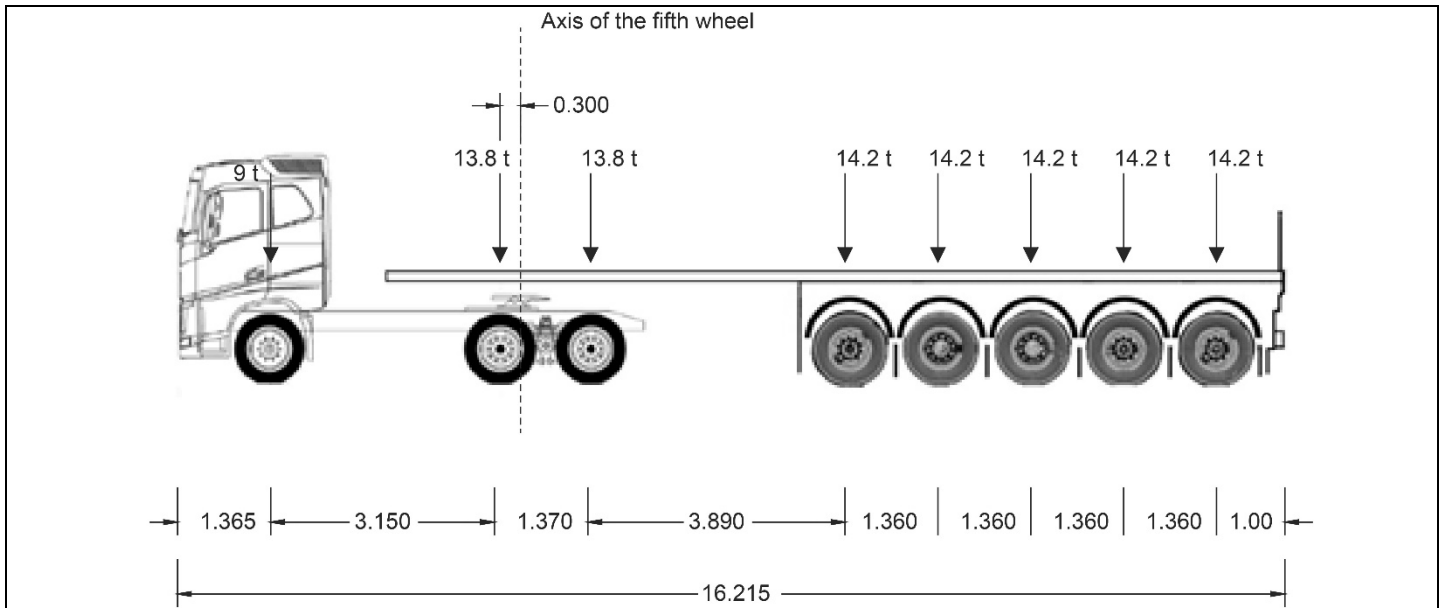


Figure 9. Exceptional transport conveyer that caused the collapse: load distribution assumed (length in m) / Autocarro con carico eccezionale che causò il crollo del ponte: distribuzione dei carichi assunta (lunghezze in m).

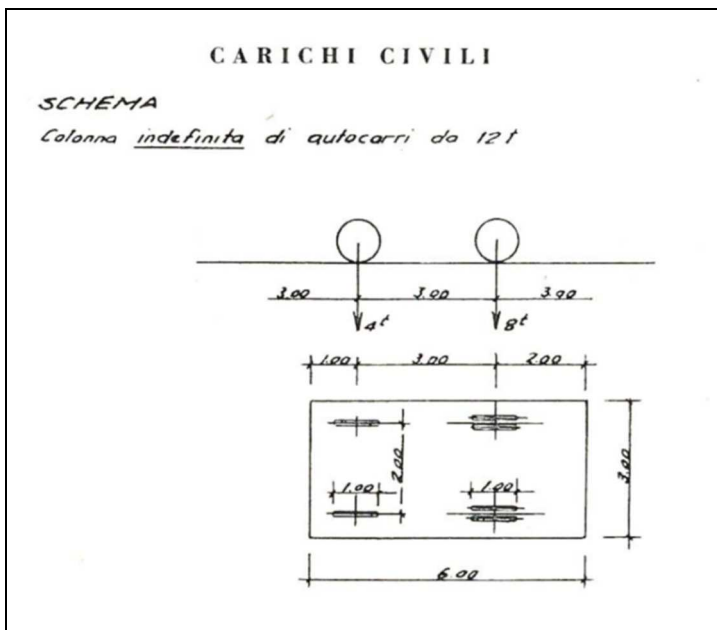


Figure 10. Load scheme adopted in the original design computations / Schema di carico assunto nel progetto originale.\*

(\*)Si fa presente che il carico complessivo disponibile su una carreggiata della campata centrale del cavalcavia con questo schema è di circa 44 t e quello relativo a due carreggiate simmetrico è pari a 88 t.

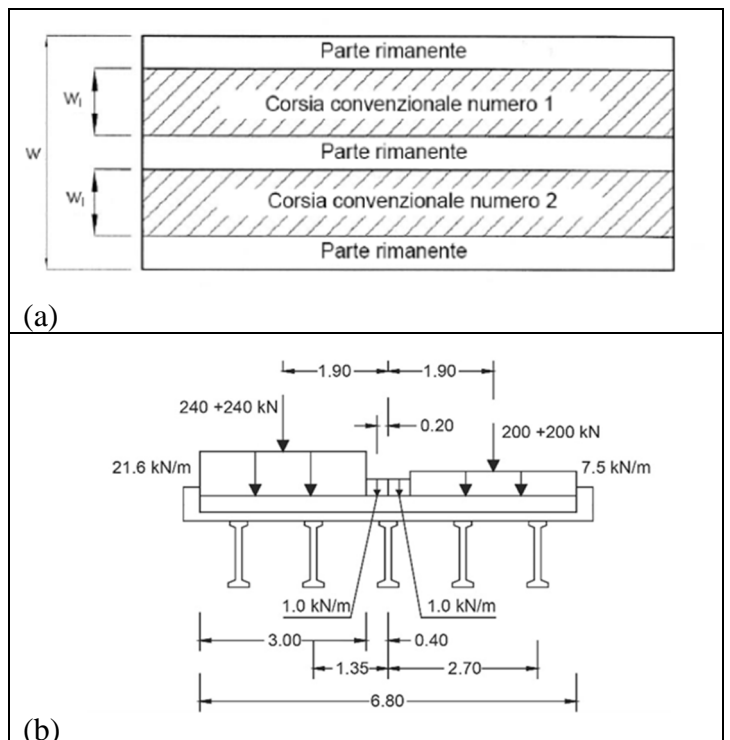


Figure 11. Loading scheme according to D.M.2008: plan (a) and cross-section (b) distributions / Schema di carico secondo il D.M. 2008: (a) vista in pianta e (b) vista trasversale.



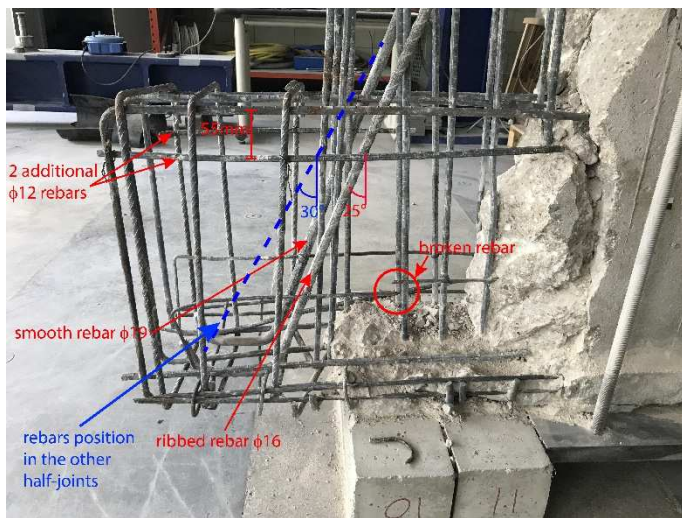


Figure 14. “Cleaned” reinforcement of the tested Gerber half-joint R5 / Armatura ripulita della sella Gerber R5 provata.

nelle altre (2 staffe: S3A ed S3B) e di quanto previsto dal progetto che prevedeva una staffa  $\Phi 12/18$ ". Il rilievo (Tab.2) ha evidenziato anche 4 fori (3 circolari e uno rettangolare) trasversali, passanti, realizzati con tubolari in acciaio per permettere il passaggio delle barre di collegamento dei cordoli trasversali (Fig.13b).

Table 2. Geometrical characteristics of the detected reinforcement / Caratteristiche geometriche dell'armatura rinvenuta.

Armatura	Tipologia	Diametro [mm]	Area nom. [mm <sup>2</sup> ]
S1 A/B/C	Aderenza migliorata	12	113
S2 A/B/C	Aderenza migliorata	10	78
S3 A/B/C/D/E/F	Aderenza migliorata	12	113
S4 A/B	Aderenza migliorata	8	50
RUMI 1/2	Barre Rumi	$\Phi_{eq.} = 14$	154
TR1 A/B	Trefolo	8	38.5
TR2 A/B	Trefolo	8	38.5

## 6 INDAGINI SPERIMENTALI

### 6.1 Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo

Sono stati eseguiti vari carotaggi, sia sulle mensole delle travi prefabbricate in corrispondenza dei giunti Gerber, sia sul calcestruzzo gettato in opera (“dosato a 4q di cemento 730 su 1.2 m<sup>3</sup> di inerti” secondo la relazione di calcolo) costituente i diaframmi di connessione delle travi in corrispondenza degli stessi giunti e la soletta. Il valore medio rilevato con

indagini sclerometriche è di 39.75 MPa ed un valore di circa 8.34 MPa di scarto quadratico medio, ovvero un coefficiente di variazione di circa il 20%. Si è proceduto poi a verificare lo stesso dato facendo uso di misure ultrasoniche dirette (Fig.15, Tab.3) ed indirette. Si è potuto osservare come, a causa della fessurazione presente nelle selle Gerber, le misure indirette forniscano valori significativamente più bassi, e pertanto al fine di stimare un valore di confronto con il dato precedente si è passati a considerare le sole misure dirette. La velocità media è risultata minima per la mensola R5 con un valore pari a 2.92 km/s (si noti che nella stessa mensola si è potuto misurare un valore massimo pari a 4.75 km/s), e massima nella mensola R10 con un valore di 4.25 km/s che risulta pienamente allineato al valore di resistenza atteso. Solo in quest'ultima mensola si può riscontrare una buona uniformità che sembrerebbe confermare assenza di fessure. I valori di resistenza determinati mediante carotaggio (19 provini cilindrici;  $\Phi = 60$  mm; superfici trattate con acido stearico;  $h = 80 \pm 90$  mm) hanno fornito un valore medio di resistenza cilindrica pari a 30.6 MPa ed uno scarto quadratico medio di 7.8 MPa. Si noti come per la mensola R10 che presenta i valori più uniformi si abbia un valor medio di 35.5 MPa ed uno scarto quadratico medio di 6.9 MPa. Dunque, tenendo conto che alcuni risultati di compressione potrebbero essere stati influenzati negativamente da fessurazioni non visibili sulla superficie esterna, risulta plausibile assumere una classe di calcestruzzo pari a C28/35. Tale supposizione risulterebbe in sufficiente accordo anche con i valori di compressione ottenuti nella trave che presenta all'estremità la mensola R5 che indicano un valore medio di 30.1 MPa ed uno scarto di 4.8 MPa, tenuto conto che anche questi valori potrebbero essere influenzati da stati di danneggiamento pregressi. È stata infine identificata la resistenza a compressione del calcestruzzo gettato in opera relativo ai setti di irrigidimento delle travi e della soletta. Il valore medio della resistenza a compressione cilindrica ottenuto dalle prove di compressione su 7 carotaggi effettuati è risultato pari a 29.5 MPa con uno scarto quadratico medio pari a 3.46 MPa, valore che giustifica pienamente il valore di classe C25/30 scelto per il calcestruzzo gettato in opera.

La valutazione dello stato di carbonatazione del calcestruzzo è stata condotta per mezzo della tecnica semplificata del Carbon-test. Tale tecnica permette di determinare la penetrazione dello stato di carbonatazione per mezzo di un semplice foro eseguito da un trapano a percussione.

La misura è stata effettuata su 3 differenti punti all'interno di ciascuna mensola: due punti sulle facce laterali e una sulla faccia superiore. Le figure 16a,b riportano la posizione dell'esecuzione dei fori e uno schema dei punti di indagine.

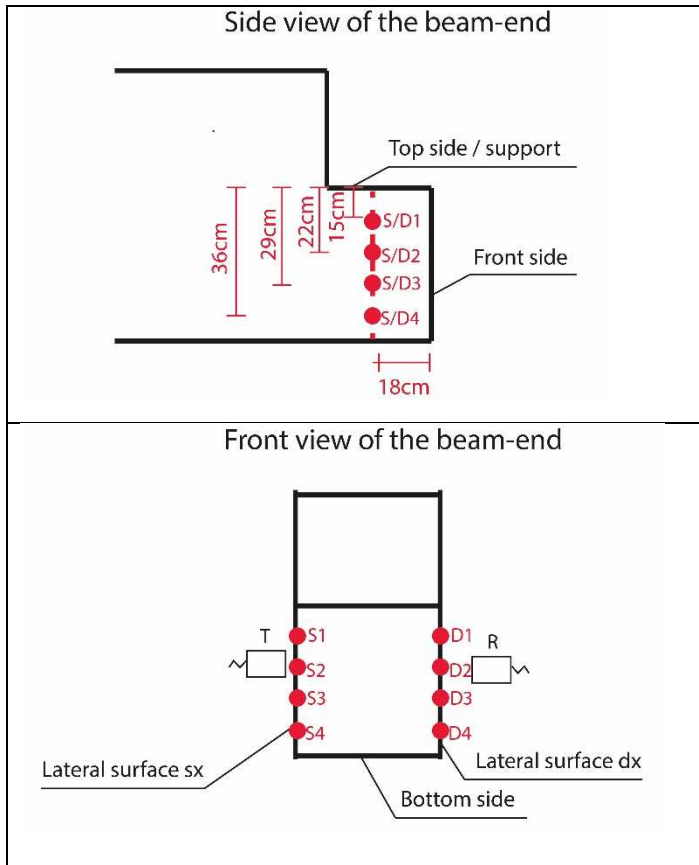


Figure 15. Ultrasound pulse velocities measures on the dapped-end corbels: locations of the transducers / Misure ad ultrasuoni relative alle mensole delle selle Gerber: posizioni dei trasduttori.

Table 3. Propagation velocities of ultrasonic waves measured with direct method / Velocità di propagazione delle onde ultrasoniche misurate con metodo diretto.

Misura	Velocità (km/s)						
	R1	R2	R4	R5	R8	R9	R10
S1-D1	3.73	3.90	3.10	1.74	3.52	1.99	4.30
S2-D2	3.99	3.14	4.03	2.28	3.60	3.27	4.27
S3-D3	4.19	3.27	3.56	2.92	3.48	3.93	4.17
S4-D4	4.15	3.44	2.46	4.75	4.00	4.05	4.28
media	4.02	3.44	3.29	2.92	3.65	3.31	4.25

Dall'analisi dei campioni (si veda ad esempio la Fig.16c) è possibile osservare che il calcestruzzo non presenta segni evidenti di carbonatazione. Solo in alcuni casi la parte iniziale della provetta risulta non colorata di rosa e quindi carbonatata, ma l'estensione di tale porzione non supera mai i 6 mm in nessuno dei casi analizzati.

Il contenuto di cloruri nel calcestruzzo è stato valutato su campioni estratti per carotaggio dalle mensole. Le carote analizzate sono 2 di cui una estratta dalla mensola R9 e una estratta dalla mensola R1.

Le carote (indicate con R9-vert e R1-vert) sono state carotate in direzione verticale partendo dalla superficie superiore di appoggio della mensola. Le prove sono state affidate al Laboratorio del Dipartimento di Chimica, Materiali e Ingegneria Chimica

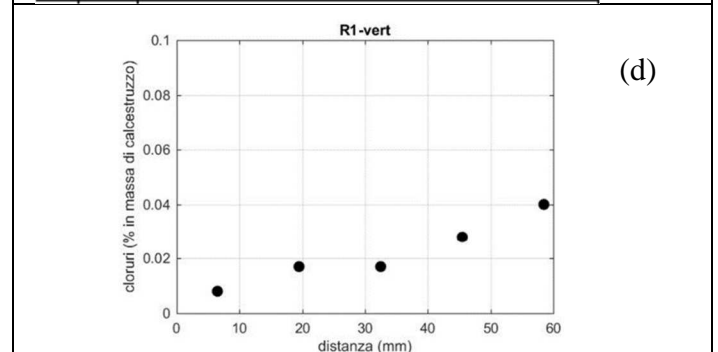
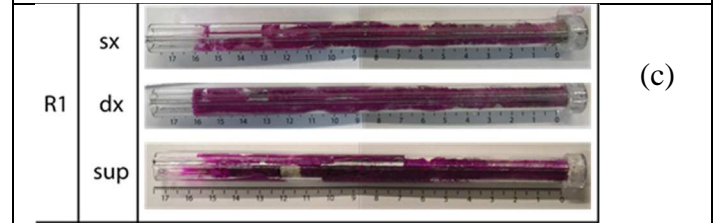
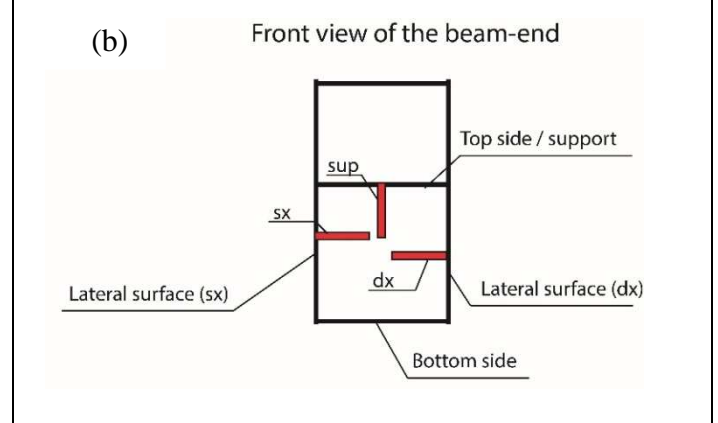
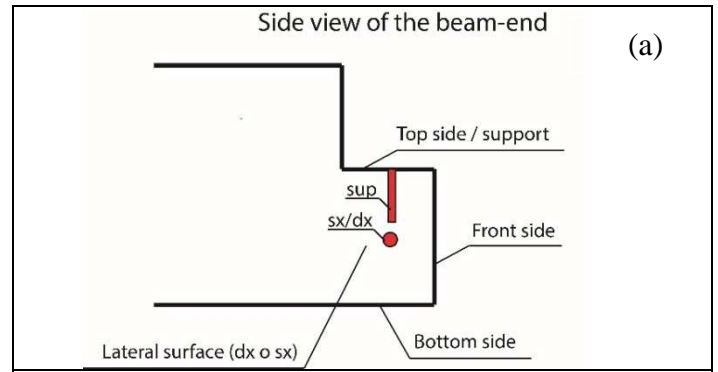


Figure 16. Durability evaluation: (a,b) Carbon test measures carried out on all the corbels; (c) phenolphthalein specimens for R1 corbel; (d) chlorides measures in R1 vertical core specimen / Misure di durabilità: (a,b) misure di carbon-test effettuate su tutte le mensole; (c) provini trattati con fenoftaleina relativi alla mensola R1; (d) contenuto di cloruri nella mensola R1 (carota verticale).

“Giulio Natta” - Materiali Cementizi e Durabilità del Politecnico di Milano. Le prove forniscono la percentuale di cloruri relativamente alla massa del calcestruzzo. I livelli critici di contenuto di cloruri sono dati in letteratura come percentuali della massa di cemento contenuto nel calcestruzzo. Per il calcestruzzo delle selle Gerber viene ipotizzato il contenuto di cemento dichiarato dal progettista pari a  $400 \text{ kg/m}^3$ , stimando così a partire dalle misure sperimentali valori di contenuto di cloruri per massa di cemento mai superiori a 0.4% (Fig.16d).

Il rischio di corrosione in strutture esposte all'ambiente è basso per percentuali di cloruri rispetto alla massa del cemento inferiori allo 0,4% ed alto per percentuali di cloruri rispetto alla massa del cemento superiori al 1% (Bertolini et al., 2004). Questi valori fanno riferimento ad un calcestruzzo non carbonatato. Il contenuto di cloruri misurato non è tale da causare direttamente problemi di corrosione; tuttavia esso è tale da accelerare la corrosione per carbonatazione.

## 6.2 Caratteristiche meccaniche dell'acciaio

L'acciaio usato nell'opera non è uniforme: nella relazione di calcolo il progettista dichiara un acciaio in barre ad aderenza migliorata con tensione di snervamento nominale di 4400 kg/cm<sup>2</sup>. In realtà le armature presenti erano sia ad aderenza migliorata, sia del tipo RUMI. L'estrazione di 7 campioni di barre ad

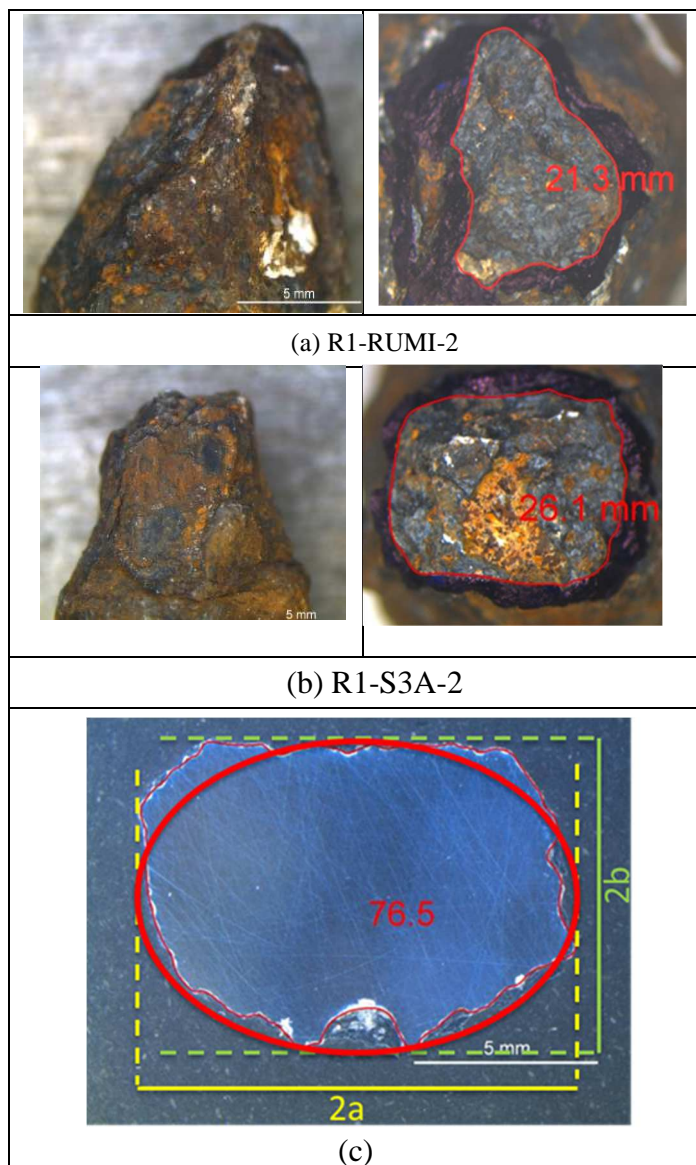


Figure 17. Reduction measures of the cross-section area for the reinforcing bars: (a) R1-RUMI 2; (b) R1-S3A; (c) ellipse equivalent construction by using 2 gauge measure / Misure di riduzione d'area delle armature: (a) R1-RUMI 2; (b) R1-S3A; (c) costruzione dell'ellisse equivalente con due misure del calibro.

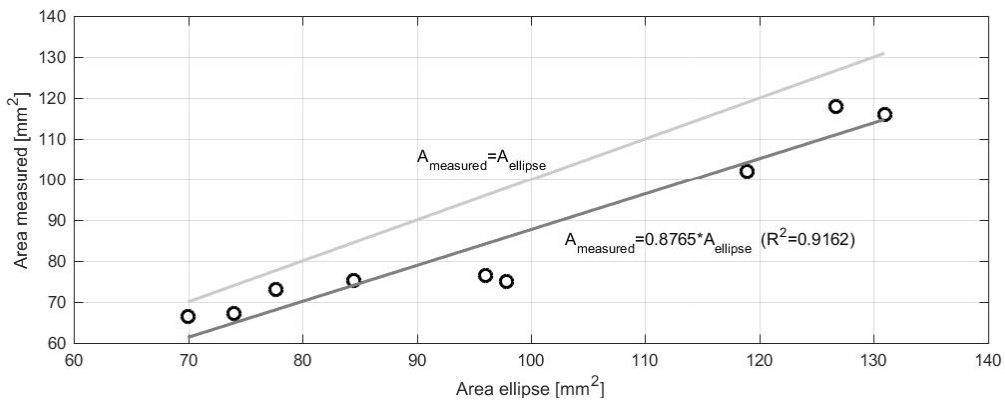
Table 4. Estimation of the effective cross-section area due to oxidation in R1 corbel / Stima dell'area effettiva della sezione trasversale dovuta all'ossidazione nella mensola R1.

Barra	Area stimata (mm <sup>2</sup> )
R1-S3A-1	26.1
R1-S3A-2	71.6
R1-S3B-1	37.7
R1-S3B-2	75.2
R1-S1A	36.1
R1-S1B	68.2
R1-S1C	67.0
R1-RUMI 1	38.4
R1-RUMI 2	21.3

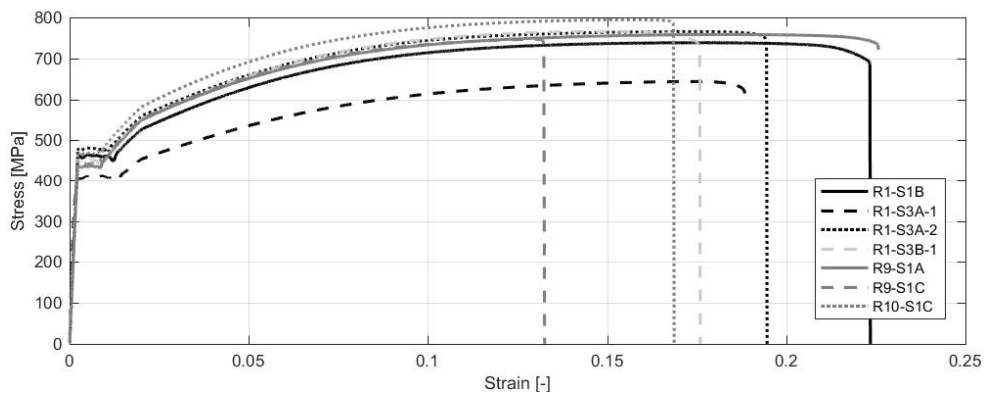
aderenza migliorata e di due RUMI privi di ossidazione ha potuto confermare le ipotesi progettuali (Fig.18b,c): per le barre ad aderenza migliorata si è misurato un valore medio  $f_{ym} = 448.5$  MPa ed uno scarto di 24.5 MPa ed un valore di rottura medio  $f_{tm} = 744$  MPa ed uno scarto di 48.2 MPa, mentre per le barre RUMI un valor medio di snervamento  $f_{ym} = 422.9$  MPa ed un valore medio di rottura  $f_{tm} = 653.1$  MPa. Le armature, in special modo quelle delle selle Gerber, denunciavano in molti punti fenomeni corrosivi di rilievo (Tab. 4), causati da agenti aggressivi legati prevalentemente al distacco dei copriferri e a precedenti ammaloramenti tipici di queste zone di giunto.

La configurazione delle selle Gerber costituisce un punto critico con penetrazione di acqua nel vuoto del giunto tra trave e sella Gerber, e successiva percolazione dell'acqua lungo le superfici del lato verticale e del lato orizzontali inferiore del dente: questa configurazione genera infatti cicli di "bagna-asciuga", favorevoli allo sviluppo della corrosione (Broomfield, 2007; Desnerck et al., 2017).

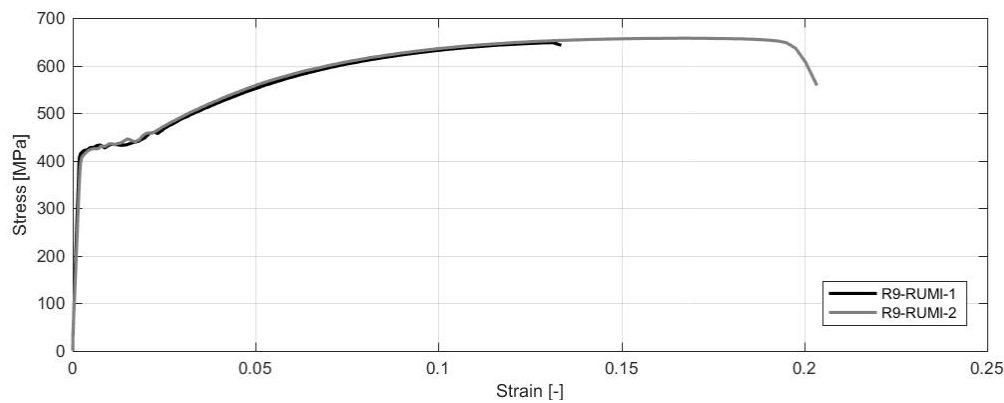
Le sezioni delle barre d'armatura sono state valutate sia con una misura semplificata ricorrendo alla misura con il calibro dei diametri massimo e minimo, sia facendo una attenta interpolazione avvalendosi della vista al microscopio (Fig. 17c): l'area misurata con i due metodi risulta facilmente correlabile come evidenzia la figura 18a. Sono state effettuate prove di trazione diretta anche su barre corrose (Fig. 18d) ove lo sforzo nominale riferito al diametro originale mostra sensibili riduzioni della capacità portante. Riferendo però il medesimo sforzo all'area a seguito della strizione e confrontandola con quello deducibile analogamente dalle barre non corrose, lo sforzo è risultato tendenzialmente superiore a quello registrato in assenza di ossidazione. Infine si è voluto verificare l'influenza della fatica sui valori di sforzo superiori a quello di snervamento (Fig.18e): anche tale misura ha mostrato una scarsa influenza del fenomeno della fatica nell'ambito dei 5000 cicli imposti, per simulare il passaggio di trasporti eccezionali sul cavalcavia.



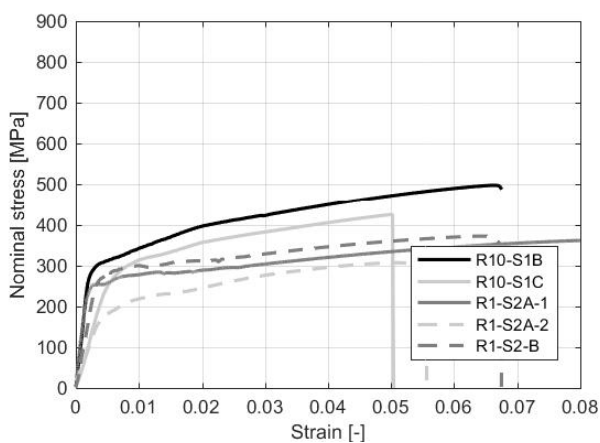
(a)



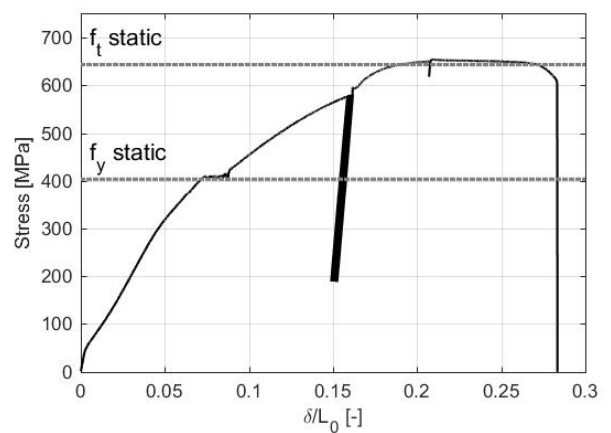
(b)



(c)



(d)



(e)

Figure 18. Dapped-end reinforcement: (a) Comparison between gauge and refined cross-section area measurements; (b) uniaxial tension behaviour of undamaged, (c) RUMI bars and (d) corroded bars (stress obtained using nominal cross-section); (e) fatigue response of undamaged bars / Armatatura delle mensole: (a) confronto tra misure con calibro e misure raffinate con microscopio; (b) comportamento a trazione uniaassiale di barre non danneggiate, (c) barre RUMI (d) e corrose; (e) comportamento a fatica di barre non danneggiate.



### 6.3 Indagini sulla mensola della sella Gerber

Sebbene in letteratura esistano modelli raffinati per lo studio della sella Gerber (Abdul-Jawad, 2018), al fine di verificare l'affidabilità del modello di calcolo a "puntoni e tiranti" utilizzato per predire la modalità di collasso della mensola della sella Gerber, è stata estratta l'unica estremità di trave non crollata (Fig. 19a; mensola R5 vedi Fig.22) con una procedura di taglio accurata. La sperimentazione non nasceva su un campione appositamente preparato (Moreno-Martínez & Meli, 2014; Botros et al., 2017): l'estremità della trave era stata soggetta a taglio e torsione come evidenziano le immagini delle figure 19b e 19c. Lo schema di carico utilizzato (Fig.19d) presso il laboratorio del Politecnico del Polo di Lecco, ha previsto la presenza di tiranti esterni per riequilibrare il carico applicato alla mensola, non disponendo della continuità della trave e un confinamento in compressione nella parte arretrata della mensola (figure 19d,e,f) per evitare che la rottura si manifestasse per l'ulteriore propagazione delle fessure già presenti. La prova è stata eseguita in due stadi. Per necessità di sintesi si riporta solo la risposta registrata nel secondo stadio (Fig.19g) perché, sebbene sia stato introdotto un vincolo aggiuntivo di appoggio inferiore (Fig.19f) per evitare di rompere la mensola con un meccanismo di rottura alterato dallo stato fessurativo presente, si è potuto constatare un comportamento ultimo plastico con snervamento dell'armatura inclinata e orizzontale. La rottura finale, in realtà, è avvenuta, anche con questo cambio di vincolo, per rottura di una barra orizzontale (Fig. 19h).

## 7 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Il calcolo della valutazione di sicurezza di seguito esposto prende in considerazione solo il meccanismo di rottura che ha innescato il crollo. Si valuta dapprima la capacità resistente della mensola corrispondente alla sella Gerber R1. I meccanismi resistenti indagati sono rappresentati schematicamente in figura 20: a causa dell'armatura presente occorre prendere in considerazione sia quello che prevede il tirante orizzontale (Fig. 20a), sia quello con tirante inclinato (Fig.20b).

La capacità portante dello stato di fatto (Tab.5) è stata valutata considerando i due differenti meccanismi precedentemente descritti. Si sono considerate le seguenti situazioni:

- valori di progetto delle resistenze ( $f_{yd}$  per acciaio e  $f_{cd}$  per calcestruzzo)
- valori caratteristici delle resistenze ( $f_{yk}$  per acciaio e  $f_{ck}$  per calcestruzzo)
- valore medio della resistenza allo snervamento dell'acciaio ottenuto da indagini sperimentali (per il calcestruzzo si è considerato il valore medio della

resistenza a compressione ottenuta dalle carote estratte)

d) valore medio della resistenza a rottura dell'acciaio ottenuto da indagini sperimentali (per il calcestruzzo si è considerato il valore medio della resistenza a compressione ottenuta dalle carote estratte).

Per tutte le situazioni sopra indicate si sono considerate le situazioni di risultante verticale  $Z_{st1}$  computata con 2 e con 3 su 6 staffe. La capacità portante finale è indicata nell'ultima riga e ipotizza una somma piena di capacità resistente dei 2 meccanismi con tirante orizzontale ed inclinato. Passando all'esame delle sollecitazioni, si è proceduto dapprima con uno schema semplificato ad impalcato rigido, considerando la distribuzione delle forze sulle travi prefabbricate in virtù della rigidità elastica di ciascuna trave delle campate di estremità (Fig. 21e) sia con riferimento alla distribuzione dei carichi assunta in sede di progetto (Figg. 21a,b), sia con riferimento a quella della norma vigente all'atto del crollo per un ponte di II categoria (Figg. 21c,d), sia con riferimento alla condizione di carico all'atto del collasso stimata assumendo due posizioni dell'autoarticolato, quella al centro della corsia (supposta all'atto del collasso; Fig. 23a) e quella centrale (imposta dal permesso periodico concesso dalla Provincia di Bergamo; Fig. 23b). Il calcolo è stato svolto anche con un'analisi elastica in grado di schematizzare opportunamente la rigidità delle travi, quella della soletta e quella dei diaframmi. Le caratteristiche meccaniche utilizzate nell'analisi ad elementi finiti (Fig. 24) sono riassunte in tabella 6. Tale approccio ha permesso anche di stimare l'influenza del cedimento pregresso di 25 mm della sella R1 all'atto del collasso dovuto alla propagazione della fessura di taglio. Viene presentato il confronto in termini percentuali dell'influenza del trasporto eccezionale all'atto del collasso (Fig.22), riferito alla situazione dell'autoarticolato con la sagoma a ridosso della linea continua tra le due carreggiate (intermedia tra le configurazioni di Fig. 23).

La capacità media della mensola R1, tenuto conto delle ossidazioni rilevate, è stata stimata pari a 24.7t (con un minimo di 21.7 t ed un massimo di 28.3t).

Il solo carico eccezionale ed i carichi permanenti in situazione elastica avrebbero indotto un carico applicato sulla mensola R1 pari a 46.7 t. Il calcolo elastico tuttavia, supponendo un cedimento localizzato di 25 mm nella mensola della sella Gerber R1 produce una riduzione del carico molto significativa, grazie alla redistribuzione indotta, facendo scendere il carico applicato a 22.8t che risulta molto prossimo a quello resistente stimato. E' infine possibile stimare il coefficiente di sicurezza  $\gamma$  come il rapporto tra il carico resistente computato con i valori caratteristici delle resistenze ed il carico sollecitante la mensola R1 valutato senza l'applicazione di nessun coefficiente di sicurezza sui carichi e considerando il valo-

re di snervamento: il valore risulta pari a 0.55, 0.32 e 0.35 considerando l'armatura stabilita nella relazione di progetto, rispettivamente con riferimento ai carichi stabiliti dalla normativa all'atto della costruzione, a quelli del D.M. 2008 e a quelli agenti

all'atto del collasso. Tali coefficienti divengono pari a 1.07, 0.63 e 0.68 se si considera lo stato di fatto, con l'incremento dell'armatura, in assenza di danneggiamenti.

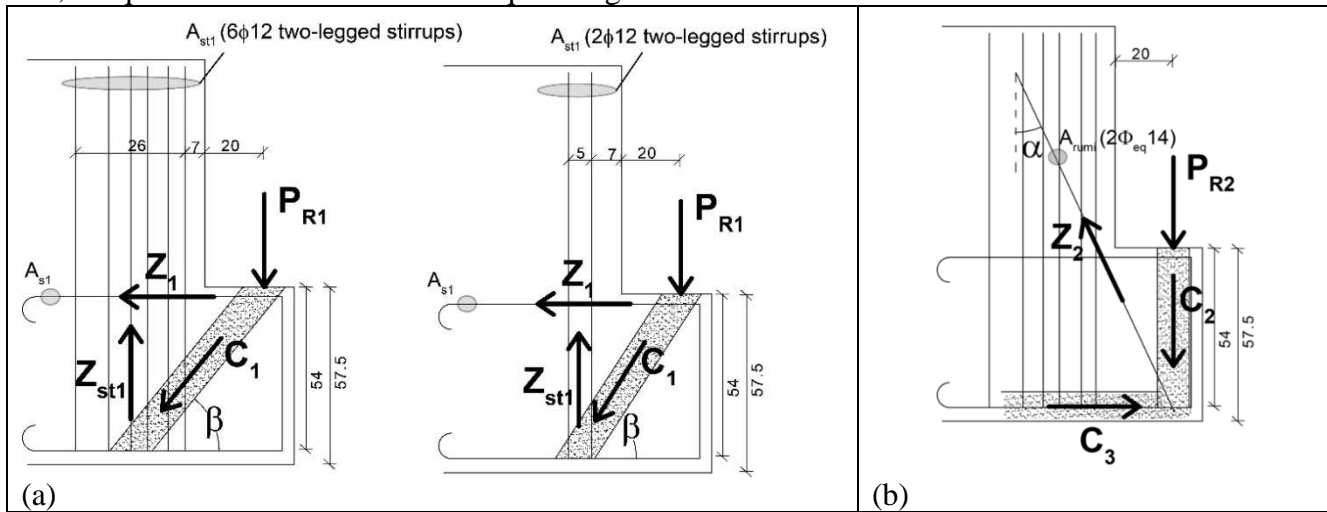


Figure 20. Dapped-end resistant mechanisms: (a) mechanism 1 - inclined strut with vertical ties characterized by different vertical bars (b), mechanism 2 - inclined tie / Meccanismi resistenti della sella gerber: (a) meccanismo 1 con puntone inclinato e tirante verticale con numero di barre variabili; (b) meccanismo 2 - con tirante inclinato.

Table 5. Computation of the resistant load for the R1 corbel according to the two strut-and-tie mechanisms discussed / Carico resistente per la mensola R1, calcolato con il metodo tiranti-puntoni in relazione ai meccanismi resistenti evidenziati.

	2 staffe				6 staffe			
	progetto	caratt.	$f_y$ medio exp	$f_t$ medio exp	progetto	caratt.	$f_y$ medio exp	$f_t$ medio exp
$\alpha$ [°]	30	30	30	30	30	30	30	30
n. barre $Z_1$	3	3	3	3	3	3	3	3
$A_{s1}$ [mm <sup>2</sup> ]	339.3	339.3	339.3	339.3	339.3	339.3	339.3	339.3
$f_{y1}$ [MPa]	374	431	448	744	374	431	448	744
$Z_1$ [kN]	126.9	146.2	152.0	252.4	126.9	146.2	152.0	252.4
n. staffe	2	2	2	2	3	3	3	3
$A_{st1}$ [mm <sup>2</sup> ]	452.4	452.4	452.4	452.4	678.6	678.6	678.6	678.6
$f_{yst1}$ [MPa]	374	431	448	744	374	431	448	744
$Z_{st1}$ [kN]	169.2	195.0	202.7	336.6	253.8	292.5	304.0	504.9
$\text{tg}(\beta)$	1.71	1.71	1.71	1.71	1.60	1.60	1.60	1.60
$P_{R1}^{a}$ [kN]	217.2	250.3	260.2	432.1	203.4	234.4	243.7	404.7
$P_{R1}^{b}$ [kN]	169.2	195.0	202.7	336.6	253.8	292.5	304.0	504.9
$C_{1R}$ [kN]	1159.0	2045.3	1962.8	1962.8	1162.8	2058.9	1982.4	1988.9
$P_1^c$ [kN]	1000.7	1766.0	1694.8	1694.8	986.6	1746.9	1682.0	1687.5
$P_{R1}$ [kN]	169.2	195.0	202.7	336.6	203.4	234.4	243.7	404.7
$f_{y2}$ [MPa]	382	440	424	652	382	440	424	652
$Z_2$ [kN]	117.6	135.5	130.5	200.8	117.6	135.5	130.5	200.8
$P_{R2}^d$ [kN]	101.9	117.3	113.1	173.9	101.9	117.3	113.1	173.9
$C_{3R}$ [kN]	515.1	909.0	872.3	872.3	516.8	915.1	881.1	884.0
$P_{R2}^e$ [kN]	892.2	1574.4	1510.9	1510.9	895.2	1584.9	1526.0	1531.1
$P_{R2}$ [kN]	101.9	117.3	113.1	173.9	101.9	117.3	113.1	173.9
$\eta$	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
<b><math>P_R</math> (kN)</b>	<b>271.1</b>	<b>312.3</b>	<b>315.7</b>	<b>510.4</b>	<b>305.3</b>	<b>351.8</b>	<b>356.7</b>	<b>578.5</b>
$P_R$ (t)	27.6	31.8	32.2	52.0	31.1	35.9	36.4	59.0

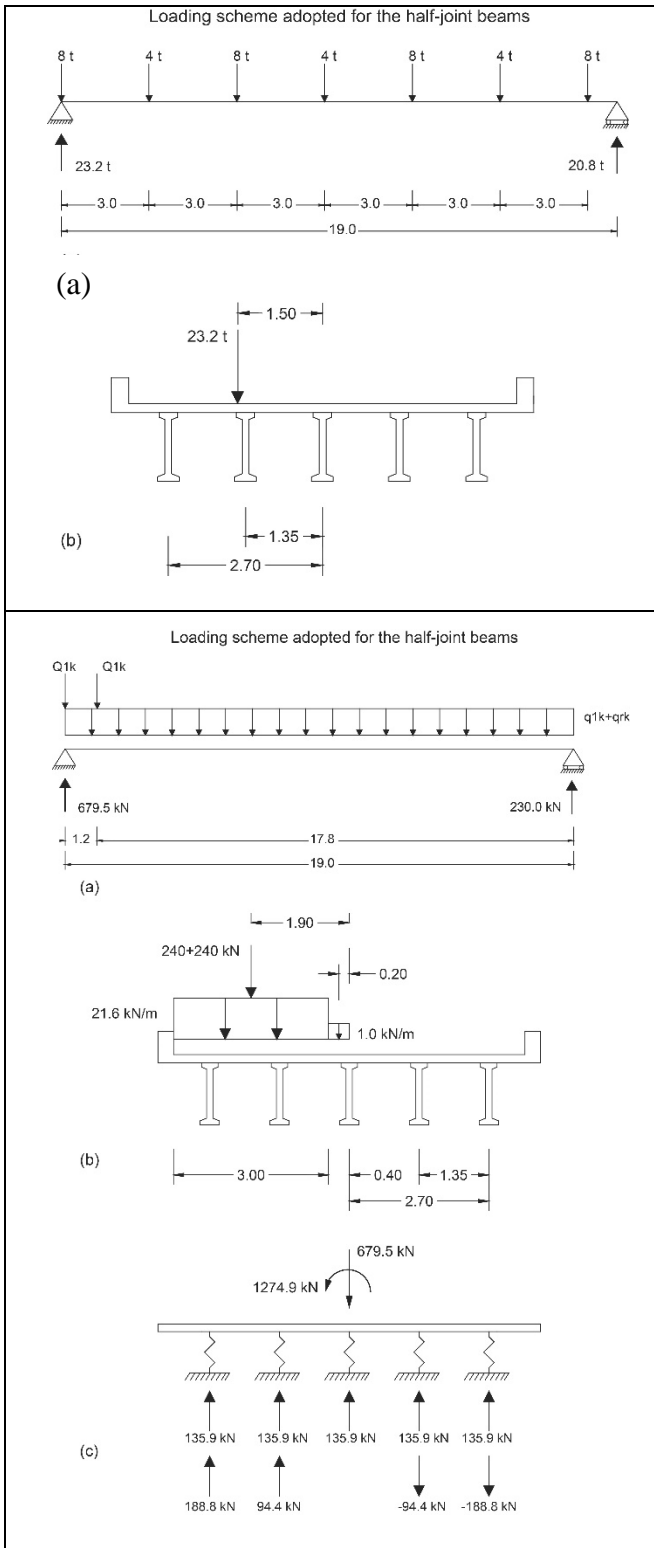


Figure 21. Load distribution according to: (a,b) original design; (c,d) D.M.2008. (e) Stiff deck model / Distribuzione dei carichi secondo: (a,b) progetto originale; (c,d) D.M. 2008. (e) Modello di calcolo ad impalcato rigido.

Table 6 – Elastic mechanical properties and mass densities adopted for the bridge deck / Proprietà meccaniche elastiche e densità delle diverse parti del viadotto.

Componente	$\rho$ [kgM/ m <sup>3</sup> ]	E [GPa]	$\nu$ [-]
Soletta in c.a.	2500	25.0	0.2
Travi in c.a.p.	2500	31.4	0.2
Traversi in c.a.	2500	25.0	0.2

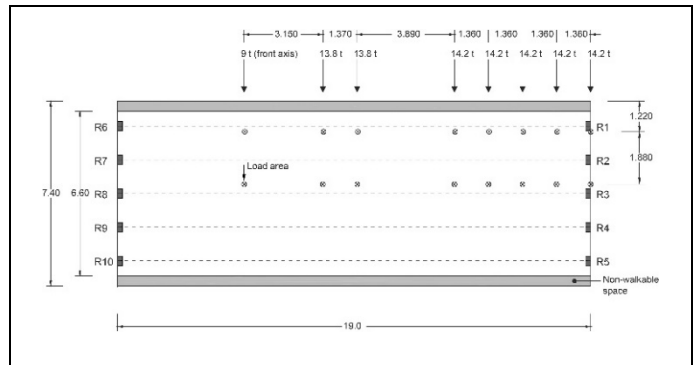


Figure 22. Load distribution assumed at the onset of the bridge collapse - position (c) / Distribuzione di carico assunta all'atto del collasso - posizione (c).

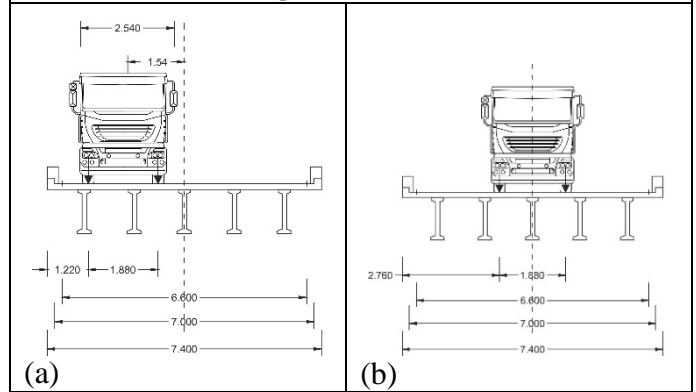


Figure 23. Influence of the exceptional load position on the deck: (a) at the line center; (b) at the deck center / Influenza della posizione trasversale del carico eccezionale: (a) al centro della corsia; (b) al centro della carreggiata.

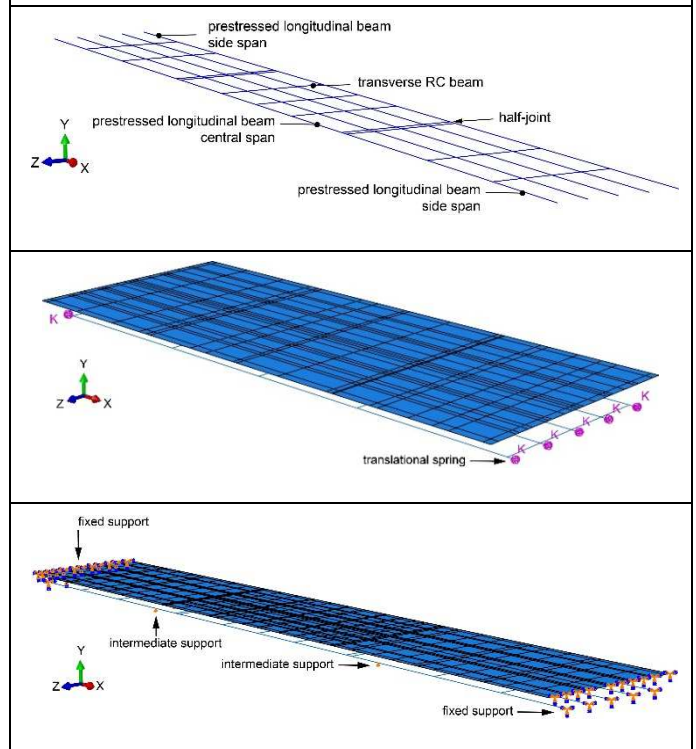


Figure 24. F.E. mesh adopted for the linear elastic analyses: (a) beams and transverse diaphragms; (b) central girder; (c) complete deck of the bridge / Discretizzazione usata per il modello ad E.F.: (a) travi e setti trasversali; (b) travata centrale; (c) impalcato completo del ponte.

Table 7 – Applied loads to the corbels when the load is distributed according to Fig.22 / Carichi applicati alle mensole delle selle Gerber quando il carico è distribuito come illustrato in Fig.22.

Reazione	Modello EF completo	Modello semplificato
	(kN)	(kN)
R1	459.2	432.0
R2	368.4	376.4
R3	331.0	320.7
R4	269.1	261.5
R5	168.3	201.8

Table 8. Estimation of applied force to the dapped-ends for three truck positions (Fig.22-23) / Valutazione del carico applicato sulle selle Gerber per le tre posizioni dell'auto-arti-colato.

Dapped-end joint reaction	case (a)	case (b)	case (c)
	Applied (kN)	Applied load (kN)	Applied load (kN)
R1	499.7	294.6	459.2
R2	372.1	333.9	368.4
R3	321.9	337.8	331.0
R4	259.5	334.0	269.1
R5	143.0	295.8	168.3
R6	323.4	234.6	308.3
R7	241.5	228.3	239.3
R8	225.9	225.0	225.2
R9	216.5	228.9	218.8
R10	146.8	237.3	162.6
Total	2750.3	2750.3	2750.3

Occorre notare che esiste una debole differenza in campo elastico tra i due modelli: infatti seppure considerando la rigidità delle travi e dei setti trasversali, le reazioni sulle mensole nella posizione di carico (c) (Fig.22) con mezzo nella propria corsia a ridosso della linea continua (Tab.7) non mostrano significative differenze. Significativa appare invece l'influenza della posizione dell'auto-articolato che, al variare della sua posizione (Tab.8), modifica considerevolmente il carico sulla mensola R1, passando da un carico applicato, comprensivo di carichi permanenti, di 50.9 t del caso (a) a 30t del caso (b), naturalmente ignorando ogni fenomeno redistributivo che consente una riduzione del carico sulla mensola di estremità come avvenuto a seguito del cedimento.

## 8 CONCLUSIONI

The investigation carried out on the technical causes of the collapse of Annone overpass on SS.36, highlighted the following concluding remarks:

- the dapped-end joints were affected by an initial design mistake that reduces the safety condition of these critical connections;

- the precast beams presented a significant increase of the reinforcement in the joint increasing the safety coefficient that remained in any case lower than that occurring for a II class bridge;

- the experimental investigation on the only one dapped-end corbel available proved the reliability of the strut-and-tie model assumed for the computation of the ultimate load of the joint;

- the exceptional loads crossing the bridge forced the reaction of the external dapped-end joint close to its ultimate load;

- the shear crack propagated in the collapsed joint favoured the oxidation of the reinforcement and significantly reduced the bearing capacity of the corbel in the time, producing a 25 mm settlement of that support;

- the bridge used its overall redistribution capacity and finally collapsed at the passage of the umpteenth exceptional load transited close to the central line, thus producing a significant eccentricity on the overpass. / L'indagine condotta sulle cause tecniche del crollo del cavalcavia di Annone sulla SS.36, ha messo in luce le seguenti osservazioni conclusive:

- i giunti a sella Gerber sono stati interessati da un errore di progettazione iniziale che ha ridotto le condizioni di sicurezza di queste connessioni critiche;

- le travi prefabbricate presentavano un significativo incremento dell'armatura rispetto al progetto originale, aumentando il coefficiente di sicurezza che rimaneva comunque inferiore a quello richiesto per un ponte di II categoria;

- l'indagine sperimentale sull'unica mensola disponibile a seguito del collasso ha dimostrato l'affidabilità del modello puntoni-e-tiranti ipotizzato per il calcolo del carico ultimo della connessione;

- i carichi eccezionali che attraversavano il ponte imponevano al giunto più esterno un carico prossimo al suo carico di rottura;

- la fessura a taglio propagatasi nella sella Gerber giunta a collasso, ha favorito l'ossidazione del rinforzo e ne ha ridotto significativamente la capacità portante nel tempo, producendo un assetamento di circa 25 mm di tale supporto;

- il ponte ha utilizzato la sua limitata capacità redistributiva ed infine è collassato al passaggio dell'ennesimo carico eccezionale transitato nella propria corsia vicino alla linea centrale, producendo così una significativa eccentricità del carico sul cavalcavia.

## RINGRAZIAMENTI

Gli autori desiderano esprimere un sincero riconoscimento ai docenti del Politecnico di Milano Barbara Rivolta ed Elena Redaelli per i preziosi contributi nelle indagini di durabilità. Un

sentito ringraziamento anche al P.M. Nicola Preteroti e al Procuratore Antonio Chiappani per avere consentito la pubblicazione di questa nota scientifica al fine di ridurre il rischio di futuri incidenti in simili circostanze. Gli autori sono in debito anche con gli esperti intervenuti nelle indagini preliminari per le proficue discussioni peritali.

## REFERENCES

- Abdul-Jawad, H.M., Modelling of dapped-end beams using abaqus software (2018) *International Journal of Civil Engineering and Technology*, 9 (1), pp. 1-10.
- Bertolini, L., Elsener, B., Pedferri, P., Polder, R. (2004) "Corrosion of Steel in Concrete" WILEY-VCH Verlag GmbH & Co. KGaA, Weinheim ISBN: 3-527-30800-8.
- Botros, A.W., Klein, G.J., Lucier, G.W., Rizkalla, S.H., Zia, P., Dapped ends of prestressed concrete thin-stemmed members: Part 1, experimental testing and behavior (2017) *PCI Journal*, 62 (2), pp. 61-82.
- Broomfield, J.P. (2007) "Corrosion of Steel in Concrete, Understanding Investigation and Repair", 2nd Edition, Taylor and Francis, London.
- Circolare n. 384 del 14 Febbraio 1962, Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali.
- D.M. 14.01.2008, Norme Tecniche per le Costruzioni 2008, pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale 04.02.2008.
- Desnerck, P., Lees, J.M., Morley, C.T., The effect of local reinforcing bar reductions and anchorage zone cracking on the load capacity of RC half-joints (2017) *Engineering Structures*, 152, pp. 865-877.
- Moreno-Martínez, J.Y., Meli, R., Experimental study on the structural behavior of concrete dapped-end beams, (2014) *Engineering Structures*, 75, pp. 152-163.