



SPERIMENTAZIONE DI ELEMENTI CRITICI IN PONTI ESISTENTI: SELLE GERBER E TRAVI PRETESE CON PERDITE SIGNIFICATIVE

**F. Minelli, G. Plizzari, N. Di Stefano, S. G. Mantelli, M. Lamberti, P. Pizzini,
G. Rossini**

Università degli Studi di Brescia
Dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura, Territorio, Ambiente e di Matematica
(DICATAM)
Via Branze 43, 25123 Brescia, BS, Italy

Sommario

Le Linee Guida sui ponti esistenti, recentemente pubblicate, con le successive Istruzioni Operative, definiscono un approccio multilivello per la classificazione del rischio strutturale-fondazionale, sismico, idraulico e frane per i ponti esistenti. Particolare attenzione viene posta, a livello strutturale, a casistiche quali le travi Gerber o le travi precomprese, con particolare attenzione a quelle caratterizzate da cavi post-tesi, siano essi iniettati o scorrevoli. La presente memoria verte sulla presentazione di un'ampia campagna sperimentale sia su travi Gerber sia su travi precomprese, a cavi pretesi e post-tesi, con approfondimenti sui meccanismi resistenti post-fessurativi, sui quadri fessurativi dalla loro formazione al loro sviluppo e sui meccanismi di collasso. L'influenza di alcuni fenomeni di degrado, in particolare la riduzione dell'efficacia della precompressione, viene indagata nel caso delle travi precomprese. Infine, vengono riportati anche i primi risultati sperimentali su travi gerber che, una volta danneggiate, sono state rinforzate con tecniche per ora tradizionali, valutandone l'efficacia.

1 INTRODUZIONE

La valutazione dello stato di ammaloramento di ponti e viadotti esistenti rappresenta uno dei temi più urgenti e attuali nel campo dell'ingegneria civile.

Tra le varie tipologie di ponti in ca e cap, uno schema strutturale largamente in uso nel secolo scorso è costituito dalla trave di tipo Gerber, ottenuta realizzando una riduzione di sezione in corrispondenza delle estremità della trave.

L'esteso utilizzo era legato ai numerosi vantaggi di questa tipologia costruttiva. Tra questi si ricorda: la riduzione dei tempi di costruzione grazie alla semplicità di applicazione e di utilizzo di elementi prefabbricati; la realizzazione di strutture isostatiche senza quindi l'introduzione di coazioni legate a possibili cedimenti vincolari o a dilatazioni termiche; l'ottimizzazione dell'armatura in funzione del posizionamento scelto del giunto Gerber; la possibilità di realizzare luci considerevoli.

Seppure i vantaggi siano considerevoli, nel tempo sono emersi rilevanti svantaggi con conseguenze anche rilevanti [1]. Le problematiche principali riscontrabili in prossimità del giunto sono ascrivibili principalmente a: infiltrazione dell'acqua, quindi la sua percolazione e la conseguente propensione al degrado degli elementi in calcestruzzo armato; il corretto posizionamento e l'ancoraggio delle armature.

Per quanto concerne il layout d'armatura è doveroso ricordare la geometria e la tipologia del sistema di vincolo. Si tratta infatti di una mensola tozza, caratterizzata da una discontinuità geometrica e da un carico concentrato di notevole entità. La teoria classica alla De Saint Venant non è quindi più valida. Lo studio di questa zona può essere affrontarlo utilizzando il classico modello tirante-puntone (Strut & Tie).

In passato, in particolare nella progettazione di ponti, la progettazione della sella era molto semplificata; l'approccio di verifica, in alcuni casi, si basava su una semplice schematizzazione a mensola. Ciò ha portato spesso a disposizioni d'armatura non ottimali o addirittura errate, soprattutto per quanto concerne la capacità di ancoraggio.

I giunti Gerber risultano inoltre difficilmente accessibili per ispezioni ordinarie e straordinarie [2]. Per tali motivi i ponti esistenti che utilizzano questa tipologia costruttiva si trovano spesso in un cattivo stato di conservazione.

Per quanto riguarda i ponti a travata in calcestruzzo armato precompresso (CAP), la valutazione della capacità portante residua di un impalcato da ponte, dopo oltre 50 anni di esercizio può risultare difficile, soprattutto se esso mostra difetti di degrado a causa della scarsa/assenza di manutenzione o addirittura esibisce un quadro fessurativo anomalo. A seguito di una campagna di ispezioni svolta su oltre 400 ponti della Provincia di Brescia, è emerso come il 6% dei ponti in CAP, che corrispondono a circa il 44% del patrimonio infrastrutturale del gestore, mostra fessure a taglio anomale per le condizioni di carico a cui il ponte solitamente è sottoposto. La natura di queste fessure può essere di varia origine, tra cui una sovrastima in fase progettuale del contributo a resistenza a taglio fornito dalla precompressione dell'elemento. Indagando in campo e in letteratura, si è scoperto che ditte di prefabbricazione negli anni 70-80, realizzavano elementi precompressi con scarsa armatura a taglio, se non addirittura con totale assenza in alcuni casi. Problematica analoga è stata osservata anche da S. F. Gehrlein e da Huber [3 e 4] in Germania, dove fino al 1966-1969 non esisteva una quantità minima di armatura a taglio per gli elementi precompressi, secondo la norma German DIN 4227:1953. Tuttavia, per quanto riguarda i ponti esistenti in Germania, dalle ispezioni effettuate [5] non sono emersi segni di insufficiente capacità portante a taglio. Da queste affermazioni è possibile

dedurre come il contributo della precompressione giochi un ruolo fondamentale nella capacità portante a taglio: questa conclusione è stata delineata anche da Huber et al. [6] analizzando i risultati del programma sperimentale da loro condotto. Una determinazione accurata delle forze di precompressione residue è quindi essenziale per valutare la sicurezza e la funzionalità delle strutture in CAP, soprattutto quando ci sono poche evidenze esterne di danni o deterioramento della struttura [7]. I fattori più importanti nella scelta di una procedura operativa sono l'accuratezza e l'affidabilità delle misure, l'invasività della prova, la facilità di esecuzione e il costo della procedura.

Una procedura ampiamente utilizzata per la valutazione degli sforzi residui di precompressione è quella basata sul "rilascio di tensione". Tra i metodi più conosciuti ci sono perforazioni, carote strumentate, coppie di tagli paralleli e provini tronco piramidali [8, 9].

Le "Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti 2020" (nel seguito "LL.GG.", [10]) presentano le selle Gerber e i cavi post tesi resi aderenti come potenziali "elementi critici", riconoscendone così la propensione al degrado e la quindi loro intrinseca pericolosità. In aggiunta, le LL.GG. richiedono "ispezioni speciali" per la valutazione dello stato di conservazione dei cavi da precompressione post tesi. Tuttavia, le informazioni contenute nelle LL.GG. non sono sufficienti per arrivare ad una valutazione completa di tali elementi. Si rimanda quindi a considerazioni aggiuntive e studi approfonditi per una corretta valutazione della sicurezza [11] [12]. Maggiori sforzi sono ancora necessari per una valutazione completa di questi elementi.

A seguito di tali considerazioni, l'Università degli Studi di Brescia ha approfondito il tema delle selle Gerber e delle travi precomprese, sia dal punto di vista sperimentale che analitico che numerico, dando avvio ad una vasta campagna sperimentale. Il presente articolo si riferisce alla prima parte del lavoro svolto, che ha visto lo studio di:

- 4 travi Gerber, ovvero due campioni di riferimento e due travi, prima prefessurate, e successivamente rinforzate con barre di armature esterne;
- 4 travi in CAP, di cui due pretese e due post tese su cui sono state applicate alcune tecniche diagnostiche per la valutazione della precompressione in situ e su cui è stata analizzata l'influenza delle perdite da precompressione sulla resistenza a taglio.

2 TRAVI GERBER

2.1 Caratteristiche dei campioni

Come anticipato sono state realizzate 4 travi con selle Gerber. Due travi appartengono alla tipologia A e due alla tipologia B. Il layout di armatura della tipologia A è mostrato in Figura 1.

La tipologia B si differenzia dalla precedente per la presenza di due barre diagonali, di diametro 12 mm, in prossimità di ciascuna rastremazione.

La resistenza cilindrica media a compressione del calcestruzzo, ottenuta da cubetti prelevati nelle fasi di getto, è risultata pari a circa 53 MPa. L'armatura è costituita da acciaio classico nervato B450C. La resistenza media a snervamento delle staffe e dei ferri piegati (tipologia B), ovvero le armature maggiormente coinvolte nei meccanismi di collasso, è risultata pari a 519 MPa.

Per ogni tipologia, una trave è stata portata a rottura in laboratorio (trave A1 e trave B1), mentre l'altra è stata prefessurata e successivamente rinforzata (trave A2 e trave B2).

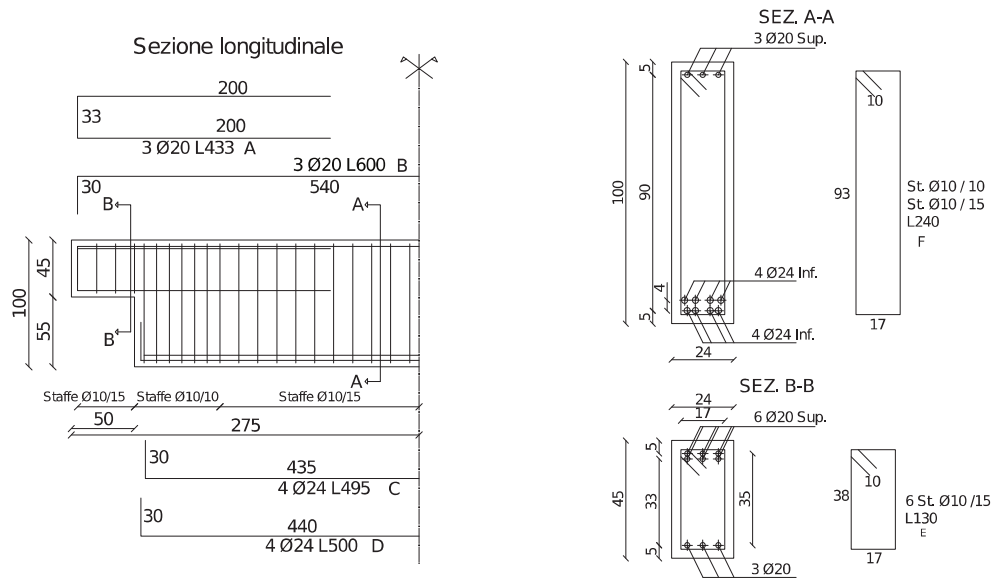


Figura 1: sezioni longitudinale e trasversali, tipologia A

Il rinforzo previsto per la trave di tipologia A2 consiste nel posizionamento di due barre filettate M30 classe 8.8, opportunamente ancorate alla trave tramite piastre in acciaio S355 (Figura 2, sinistra).

Il rinforzo della trave di tipologia B2 consta di quattro barre filettate M18 classe 8.8 (si veda la Figura 2, a destra), disposte poco dopo la rastremazione, opportunamente ancorate alla trave tramite UPN in acciaio S355.

I rinforzi sono stati predisposti per entrambe le estremità delle travi. La resistenza media a snervamento delle barre filettate è risultata 834 MPa e 884 MPa, rispettivamente per gli M30 e M18. I rinforzi proposti sono stati concepiti per essere facilmente applicabili in situ, dati i citati problemi di accessibilità della zona limitrofa alla sella. Possono essere predisposti sia per la sella “portata” (ovvero la trave, come nel caso in esame) sia per la sella “portante”.

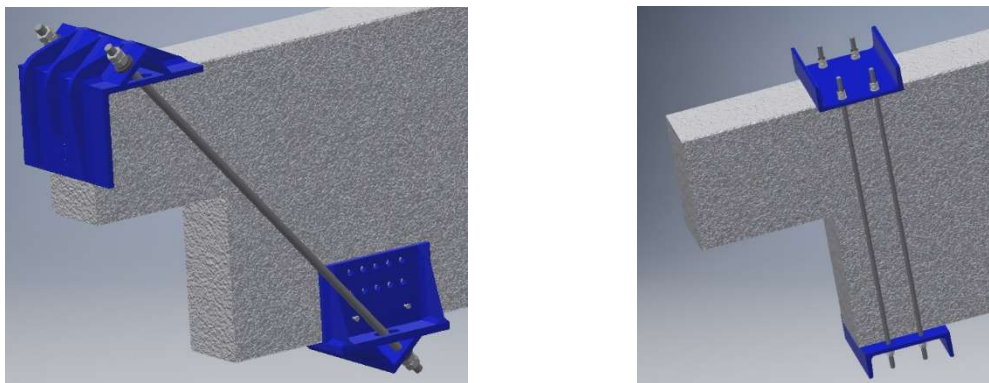


Figura 2: rinforzo trave A2 a sinistra e trave B2 a destra

2.2 Modelli analiti e numerici

Il comportamento delle travi è stato modellato sia analiticamente con modelli Strut & Tie sia numericamente con il programma ad elementi finiti VecTor2.

Nel modello analitico, sono stati presi in considerazione due tipologie di meccanismi: A* e B (valido per le travi di tipologia B o per le travi rinforzate con barre diagonali). Nello specifico, il meccanismo A* è una modifica del classico meccanismo A [11].

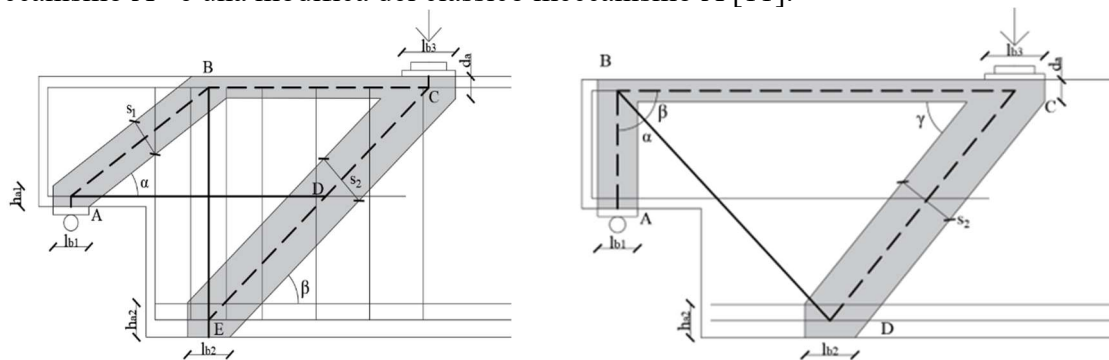


Figura 3: meccanismo A* a sinistra e meccanismo B a destra.

Sono state ricavate le azioni interne per i tiranti e i puntoni in ogni tipologia di trave e confrontate con le resistenze medie, in modo da definire quale elemento raggiungesse per primo il collasso. Il numero di armature coinvolte, in particolare del numero di staffe costituenti i tiranti BE nel meccanismo A*, è stato scelto confrontando anche i risultati ottenuti dagli elementi finiti.

In accordo alla letteratura, nelle travi con la presenza di armatura inclinata (integrata nel getto o esterna come per i rinforzi inclinati) i meccanismi A* e B sono stati sommati, verificando che la somma delle sollecitazioni non eccedesse la resistenza del singolo puntone o tirante.

I modelli numerici sono stati ottenuti con il software 2D VecTor2 (nel seguito "VT2"), sviluppato dal Prof. Frank J. Vecchio dell'Università di Toronto (Canada) e basato principalmente sulla Modified Compression Field Theory [13].

Nel caso delle travi rinforzate le barre filettate sono state inserite per semplicità come inglobate nel getto di calcestruzzo, quindi in perfetta aderenza, seppure fossero esterne nella realtà. Analisi più sofisticate sono in corso di svolgimento.

I risultati dei modelli sono stati depurati del peso proprio della trave, così da poter ottenere un confronto diretto con i risultati sperimentali.

2.3 Set up di prova

Lo schema statico consta di una trave semplicemente appoggiata con carico applicato a 1,2 m da uno dei due appoggi (rapporto tra luce di taglio e altezza utile pari a circa 2.6). Il carico è stato applicato con un martinetto elettromeccanico in controllo di spostamento.

Per rendere l'estremità della trave più lontana dal punto di carico sovraresistente e per limitare la formazione di fessure, è stato inserito un confinamento verticale tramite tre rinforzi esterni, ognuno composto da due UPN e due barre esterne filettate. Questo sistema è stato previsto in quanto ogni trave è stata testata prima da un lato e poi, una volta ruotata, dall'altro.

Prima del getto sono stati posizionati degli strain gauges in modo da poter misurare la deformazione delle armature più significative ai fini della resistenza.

Nel corso delle prove sperimentali sono stati misurati gli spostamenti, le aperture di fessura, le deformazioni ed il carico applicato dal martinetto. Inoltre, la Digital Image Correlation (DIC) è stata utilizzata per registrare le fessure e le deformazioni nella zona tra l'appoggio e il punto di carico. L'estesa strumentazione è osservabile in Figura 4.

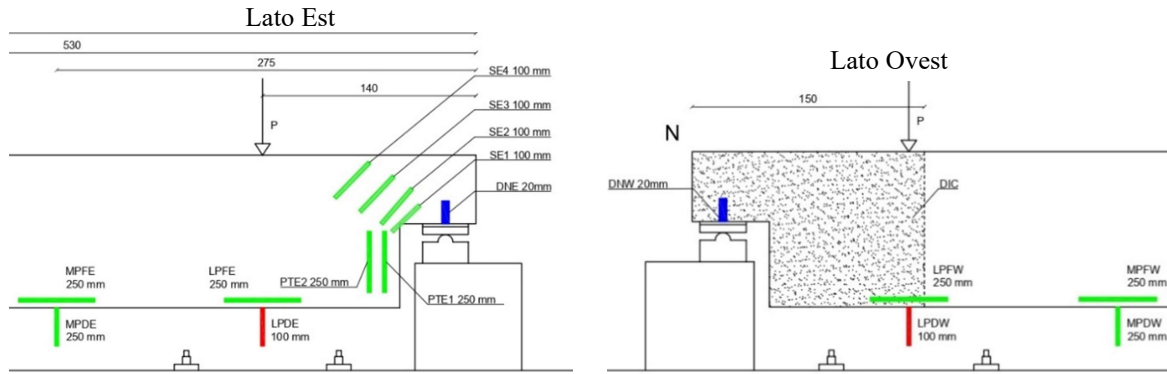


Figura 4: strumentazione adottata

2.4 Analisi dei risultati

Si descrivono in questo capitolo i risultati sperimentali e i confronti con i modelli analitici e numerici.

La Figura 5 riporta le curve del carico rispetto alla deformazione registrata sotto al punto di carico delle travi non rinforzate. Vengono quindi presentati i grafici delle travi A1 e B1, sia a destra (trave non fessurata) sia a sinistra (trave fessurata a seguito della prova a destra). In aggiunta sono riportate anche le curve numeriche ottenute con VT2.

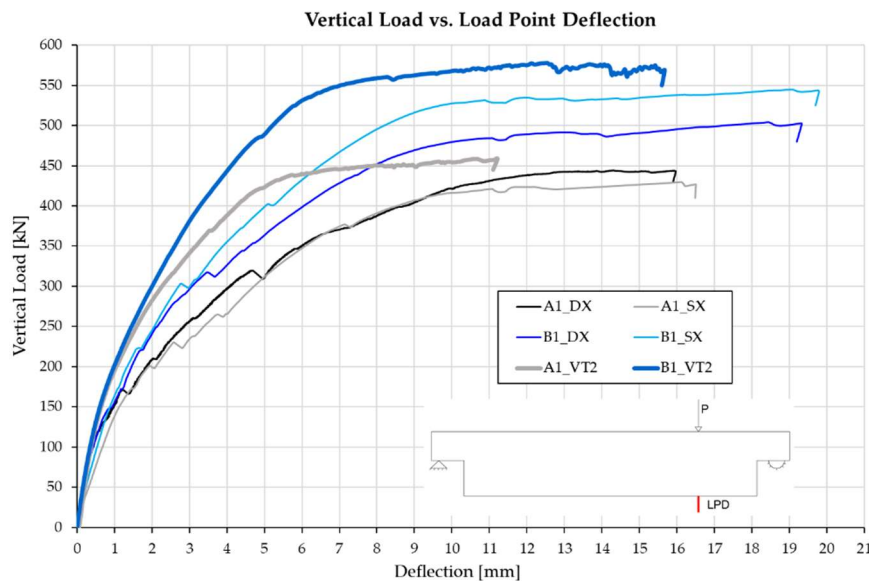


Figura 5: curve carico vs. deformazione sotto al punto di carico, travi non rinforzate

Come era prevedibile, le prove sulla trave B1 raggiungono valori superiori di carico massimo, avendo aggiunto le due armature inclinate rispetto alle travi A.

Si può notare che nella prova B1DX si raggiunge un carico ultimo minore che in quella B1SX. Questo può essere dovuto al fatto che nella prova B1SX si sia attivato un diverso meccanismo. Ciò è validato dall'analisi del quadro fessurativo (Figura 6), poiché nel secondo caso la fessura principale ha un andamento diverso, a 45° inizialmente ma poi ha una tendenza più orizzontale rispetto a quella del test B1DX.

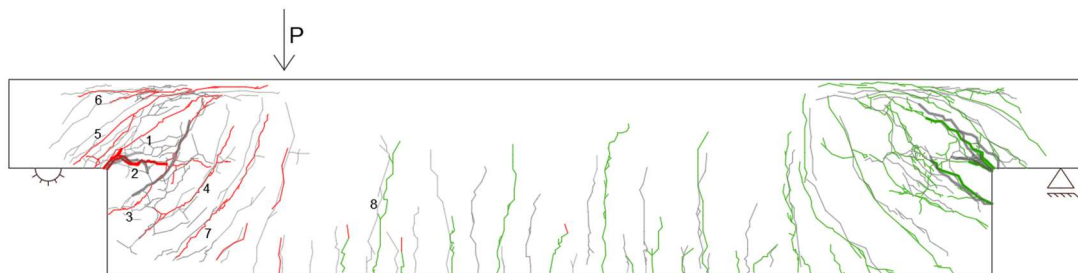


Figura 6: confronto fessure trave B1, B1_DX in verde e B1_SX in rosso

La Tabella 1 riporta il carico massimo (depurato del peso proprio della trave) derivante dalle prove sperimentali e dai diversi modelli.

Tipologia trave	ID Prova/Modello	Descrizione	P_{max} [kN]	$P_{max,sperimentale}/P_{max}$ [%]	Primo elemento in crisi
A1	A1_DX	Non fessurata	444	100%	Prima staffa
	A1_SX	Fessurata da A1_DX	430	103%	Prima staffa
	A1_VT2	FEM VecTor2	459	97%	Prima staffa
	A1_S&T	Strut & Tie	419	106%	Staffe (tirante BE)
B1	B1_DX	Fessurata inizialmente	504	108%	Prima staffa/diagonale
	B1_SX	Fessurata da B1_DX	545	100%	Prima staffa/diagonale
	B1_VT2	FEM VecTor2	578	94%	Prima staffa/diagonale
	B1_S&T	Strut & Tie	533	102%	Prima staffa/diagonale

Tabella 1: confronto risultati sperimentali, analitici e numerici delle travi non rinforzate

Come si evince dalla tabella, gli elementi che raggiungono per primi la crisi, nei vari metodi oggetto d'analisi, sono i medesimi. Per osservare questo aspetto dal punto di vista sperimentale è stata fondamentale l'installazione degli strain gauges prima del getto.

Il carico ultimo è determinato con buona approssimazione dai metodi di calcolo adottati. Ciò permette di affermare che Strut & Tie e VecTor2 sono dei modelli efficaci tramite cui determinare la resistenza ultima della trave. Inoltre, in linea con i concetti teorici alla base di ognuno di essi, lo Strut & Tie presenta il valore di carico di limite inferiore (lower bound).

La Figura 7 riporta a sinistra le curve delle travi A, per semplicità solo del lato destro. Come è possibile osservare, il rinforzo con barre filettate diagonali esterne nelle travi della tipologia A ha permesso di incrementare notevolmente la resistenza ultima della trave, aumentandola di circa 3 volte rispetto a quella delle prove senza rinforzo.

Si ricorda che la trave A2, prima dell'installazione del rinforzo, era stata prefessurata. Per "A2_DX prefes." (Figura 7) si era raggiunta un'apertura di fessura massima a taglio di 2,74 mm, mentre per "A2_SX prefessurata" una fessura ampia 1,62 mm.

VT2 riproduce con buona approssimazione il carico ultimo. La rigidità iniziale è invece diversa da quella sperimentale, come atteso, non avendo simulato nel programma la prefessurazione.

La Figura 7 mostra a destra le medesime curve per la trave B, sempre lato destro. Il rinforzo porta ad un aumento cospicuo del carico ultimo, seppure inferiore rispetto alla tipologia A. Si sottolinea che maggiori approfondimenti sono in corso per affinare le curva numerica (B2_VT2).

Prima di applicare il rinforzo la trave B2 è stata prefessurata con aperture simili alla trave A. I rinforzi sono stati applicati quindi a seguito di fessure di apertura considerevole. Ciò convalida l'efficacia delle tecniche utilizzate.

La Tabella 2 riassume i risultati ottenuti relativamente alle travi rinforzate. Come è possibile osservare i modelli analitici riproducono con buona approssimazione i risultati sperimentali (solamente il modello Strut & Tie per la trave B2 risulta discretamente conservativo, suggerendo la possibilità di sviluppare ulteriori modelli più raffinati).

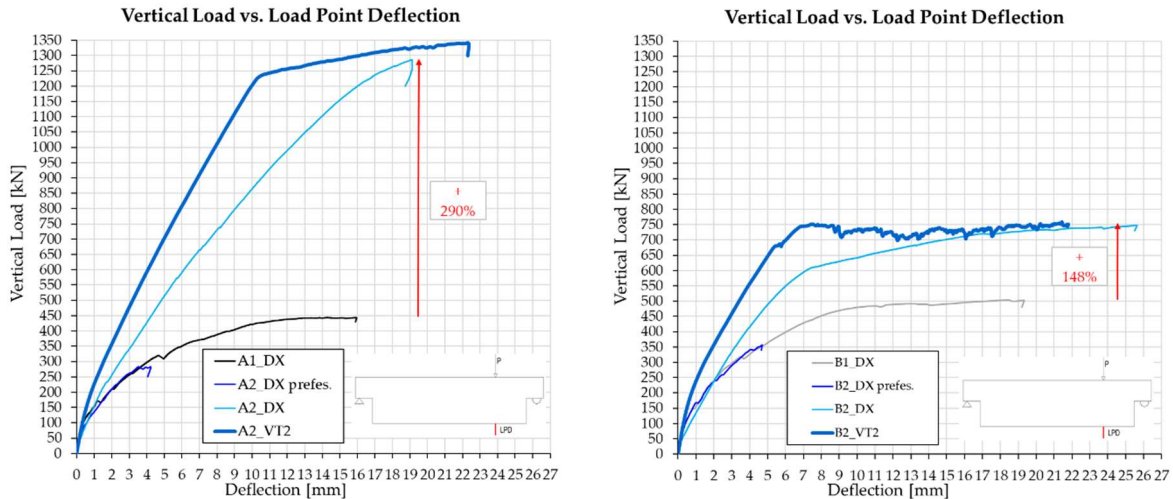


Figura 7: curve carico vs. deformazione sotto al punto di carico travi A e travi B, lato DX

Tipologia trave	ID Prova/Modello	Descrizione	P_{max} [kN]	$P_{max,sperimentale}/P_{max}$ [%]	Primo elemento in crisi
A2	A2_DX	Prefessurata	1287	101%	Puntone orizzontale
	A2_SX	Fessurata da A2_DX	1306	100%	Puntone orizzontale
	A2_VT2	FEM VecTor2	1340	97%	Puntone orizzontale
	A2_S&T	Strut & Tie	1308	100%	Staffe (tirante BE)/puntone orizzontale
B2	B2_DX	Prefessurata	747	102%	Diagonale
	B2_SX	Fessurata da B2_DX	761	100%	Diagonale
	B2_VT2	FEM VecTor2	758	100%	Diagonale interno BE
	B2_S&T	Strut & Tie	649	117%	Staffe (tirante BE)/diagonale

Tabella 2: confronto risultati sperimentali, analitici e numerici delle travi rinforzate

La Figura 8 riporta per esempio il quadro fessurativo della trave B2 destra.

Le fessure finali, che portano al collasso, sono principalmente quelle che si erano sviluppate nelle fasi di prefessurazione (prima dell'installazione del rinforzo). Come si può osservare il quadro fessurativo a collasso è molto esteso e le fessure sono particolarmente aperte (apertura massima registrata dallo strumento SE1, come da Figura 4, pari a circa 21 mm). Nel caso in esame, si evidenzia quindi un chiaro preavviso di collasso.

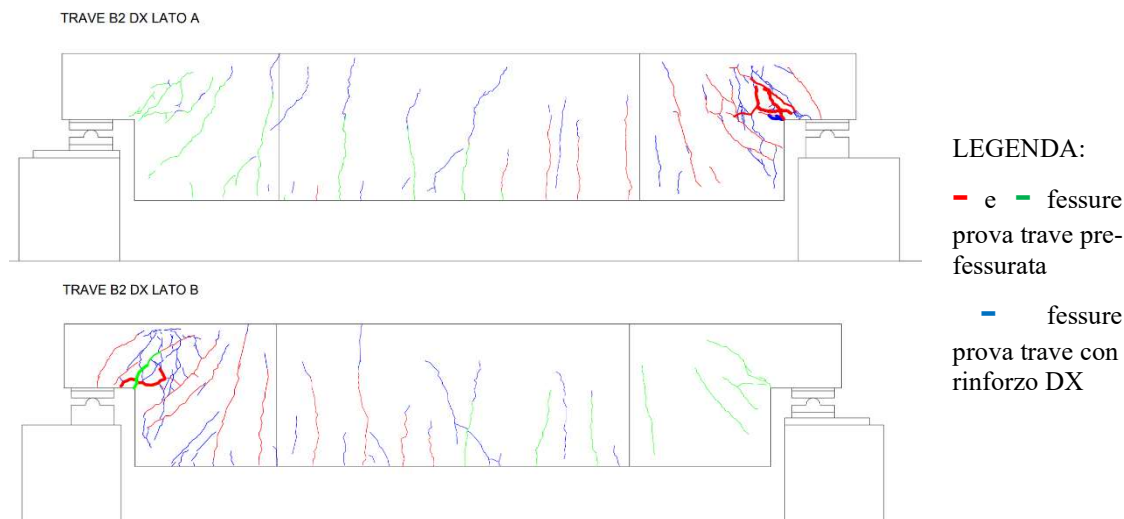


Figura 8: fessure trave B2 DX, fronte (lato A) e retro (lato B)

3 TRAVI PRECOMPRESSE

3.1 Programma sperimentale e set-up

La campagna sperimentale ha previsto la realizzazione di 4 travi in CAP della lunghezza di 10 m, sezione a "I" alta 80 cm e con staffatura minima. Due travi (in seguito denominate travi A e B) sono state realizzate con trefoli pre-tesi aderenti che differiscono tra loro per un 30% di livello di precompressione assegnata. Le altre due travi, identiche, sono state progettate con un sistema di post-tensione dei cavi (non aderenti) che permette la variazione del livello di precompressione in modo controllato. La trave A ha 6 trefoli a 7 fili 6/10" con una tensione complessiva di 955 kN (1145 MPa), la trave B ha 4 trefoli a 7 fili 6/10" con una tensione complessiva nei trefoli di 641 kN (1153 MPa), pari al 67% della tensione nei trefoli della trave A. La trave B mira a riprodurre una trave identica alla trave A in cui si sono però manifestate le perdite a lungo termine. Le restanti due travi (in seguito denominate Travi C1 e C2) sono identiche tra loro e sono state progettate con un tubo corrugato cavo al fine di allocare i trefoli non aderenti con un sistema di post-tensione esterno.

Su tutte e 4 le travi sono stati applicati 3 metodi semi-distruttivi proposti in letteratura per la valutazione della precompressione in situ basati sul rilascio tensionale, ovvero: carota strumentata, tagli paralleli all'intradosso e provino tronco piramidale. In aggiunta viene proposto e validato un nuovo metodo, simile ai tagli paralleli all'intradosso, ma eseguito sull'anima.

Successivamente, è stata eseguita una prova di carico in 3 punti su ciascuna trave, valutando in particolare l'evoluzione del quadro fessurativo. Il Set-up è stato progettato per garantire un rapporto di taglio "a/d" il più possibile costante tra le travi e prossimo al valore di 2.9, dove "a" rappresenta la distanza tra l'appoggio e il punto di carico mentre "d" è l'altezza utile della sezione (Figura 9). La posizione degli appoggi e il punto di carico sono stati individuati in modo da avere l'appoggio sinistro (cerniera) ad una distanza dall'estremità della trave tale da essere oltre la zona di diffusione di precompressione (D-region). Quest'area può essere stimata conservativamente con una lunghezza di circa 80Φ , cioè 80 volte il diametro dell'armatura da precompressione (corrispondente a circa 120 cm utilizzando trefoli a 7 fili da 6/10"). L'appoggio a carrello invece è stato posizionato ad una distanza tale per cui la porzione di trave

compresa tra il punto di carico e l'appoggio risulta poco sollecitata: in questo modo si va a definire un'area non molto disturbata dalla propagazione del quadro fessurativo, utilizzata per eseguire e analizzare l'efficacia di vari tipi di test diagnostici per la valutazione della precompressione.

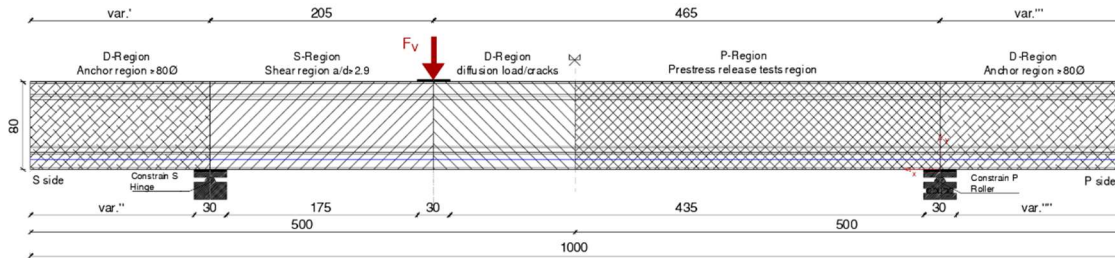


Figura 9: set-up di prova.

Sono stati analizzati diversi metodi proposti in letteratura per la determinazione della precompressione residua. In particolare, è stata valutata l'efficienza (anche per quanto riguarda il grado di invasività e la facilità di utilizzo per l'operatore) e l'affidabilità dei risultati forniti. In totale sono state eseguite 49 prove:

- N° 11 prove con il metodo della carota strumentata (2 sulle flange, 9 sull'anima);
- N° 24 prove con il metodo di coppie di tagli paralleli (9 all'intradosso, 15 sull'anima);
- N° 14 prove con provino tronco piramidale (8 sulle flange, 6 sull'anima).

I carotaggi e le coppie di tagli all'intradosso sono stati eseguiti con l'assistenza di un laboratorio privato. I carotaggi, dal diametro di 10 cm, sono stati eseguiti a diverse profondità (3, 10 e 15 cm) per valutare la profondità sufficiente a garantire il totale isolamento della porzione di calcestruzzo e quindi il completo rilascio tensionale. I tagli all'intradosso, sulla base dello studio pubblicato da Kral'ovanec et al. [11], sono stati eseguiti con una profondità di 3 cm a una distanza di 12 cm.

Anche i test con i provini tronco piramidali sono stati eseguiti da tecnici di un laboratorio privato. Questo metodo prevede di eseguire quattro tagli nel calcestruzzo con un'inclinazione di 45°, formando una piramide smussata con una base maggiore di circa 7 cm x 7 cm e un'altezza di circa 25 mm (leggermente inferiore alla copriferro del calcestruzzo). I tagli sono stati eseguiti con un disco diamantato installato su una smerigliatrice angolare Ø125 mm.

Le coppie di tagli nell'anima sono state eseguite senza il supporto di aziende esterne. Ogni prova prevede due tagli paralleli nell'anima della trave per una porzione di altezza di circa 25 cm, utilizzando una smerigliatrice angolare Ø115 mm e una lama diamantata. Tale lama può tagliare a una profondità massima di 30 mm, quasi coincidente con il copriferro, mentre il singolo taglio ha uno spessore di 4 mm. Sono state testate due distanze tra i tagli, 6 e 10 cm, e due profondità di taglio, 2 e 3 cm (Figura 10).

Per tutte le prove sono stati applicati due strain gauges in parallelo nello stesso punto per avere una ripetibilità dei risultati. Le ε_c ottenute con le acquisizioni degli estensimetri sono state poi elaborate per ottenere le σ_c utilizzando la legge di Hooke ($\sigma_c = \varepsilon_c \cdot E_c$). Per ogni prova questo risultato è stato confrontato con un modello numerico e uno analitico in funzione della precompressione, del carico verticale applicato e della posizione sulla trave. Per valutare la bontà dei metodi di rilascio, si è deciso di calcolare il rapporto tra la sollecitazione media sperimentale (derivata dalla coppia di estensimetri) $[\sigma_{c,exp}]$ e la sollecitazione restituita dal programma FEM VecTor2 $[\sigma_{c,num}]$: più questo rapporto si avvicina a 1, più la prova di rilascio fornisce un valore in accordo con quello stimato dall'analisi agli elementi finiti. Si noti che, se il rapporto fosse stato valutato tra calcolo numerico $[\sigma_{c,num}]$ e analitico $[\sigma_{c,ana}]$, i risultati

sarebbero quasi identici, poiché il calcolo analitico e quello numerico sono in ottimo accordo (presentano, infatti, una differenza massimo del 10% per tutte le prove).

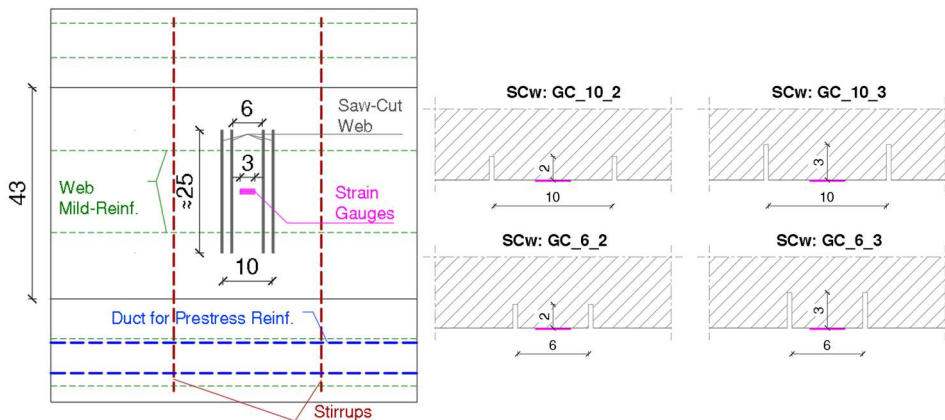


Figura 10: (a sinistra) Dettagli del metodo con coppie di tagli nell'anima dimensioni in cm. (a destra) Vista sul piano orizzontale delle 4 configurazioni geometriche: SCw: GC_[distanza]_[profondità]. Le dimensioni degli estensimetri da 30 mm sono indicate in magenta.

3.2 Prove a taglio: risultati sperimentali

Nei grafici che seguono, i risultati relativi al test sulla trave A, sulla trave B e sulla trave C sono mostrati rispettivamente in nero, blu e rosso. La trave B, avendo solo quattro trefoli rispetto ai sei della trave A (tesati allo stesso valore di $\sigma_{p\infty} \approx 1150$ MPa), vuole rappresentare una trave che ha subito perdite di precompressione pari a circa il 33% della tensione iniziale. Come previsto dalla teoria del CAP nelle curve carico-spostamento della Figura 11, sia la trave A sia la trave B mostrano una rigidezza molto simile nello stadio elastico lineare, ma la curva carico-spostamento della trave con un livello di precompressione inferiore (trave B) lascia prima lo stadio elastico mentre in prossimità di una condizione di stato limite ultimo le due curve tendono a ricongiungersi. La Figura 12 mostra un confronto tra l'evoluzione delle fessure a flessione e a taglio durante le due prove: le prime fessure flessionali compaiono nella Trave B ad un valore di carico verticale di 385 kN, che è 21% più basso rispetto a quello relativo alla Trave A (490 kN). La Tabella 3 mostra i valori di apertura della fessura a flessione e taglio in funzione del carico verticale applicato.

A 450 kN di carico verticale, la trave A non ha registrato fessure flessionali, come dovrebbe essere con un carico paragonabile a quello di esercizio, mentre nella trave B sono già state mostrate fessure flessionali con apertura complessiva di 0,4 mm. Per quanto riguarda la fessurazione diagonale sull'anima delle travi, per un carico verticale di 500 kN, sempre paragonabile al carico di esercizio, la trave A è ancora nella sua fase elastica non fessurata mentre la trave B presenta una apertura di fessura a taglio di 0,52 mm, molto superiore a qualsiasi fessura ammissibile in condizioni di esercizio. La trave A presenta la sua prima fessura a taglio con un carico compreso tra 600 e 650 kN, mentre nella trave B l'ampiezza complessiva della fessura è compresa tra 1,57 mm e 1,92 mm. La trave B ha mostrato le prime fessure a flessione e a taglio per valori di carico inferiori di circa il 20% rispetto a quanto avvenuto nella trave A in entrambi i casi. Una riduzione percentuale della perdita di precompressione tra le due travi (33%) è direttamente paragonabile alla percentuale di riduzione del carico (20%), che anticipa l'uscita dalla fase elastica e lo sviluppo di quadri fessurativi flessionali e a taglio. Questa riduzione del carico atteso è un'ulteriore prova che una riduzione a lungo termine della

precompressione può generare fessurazioni significative, sia a flessione che a taglio, anche con carichi di esercizio.

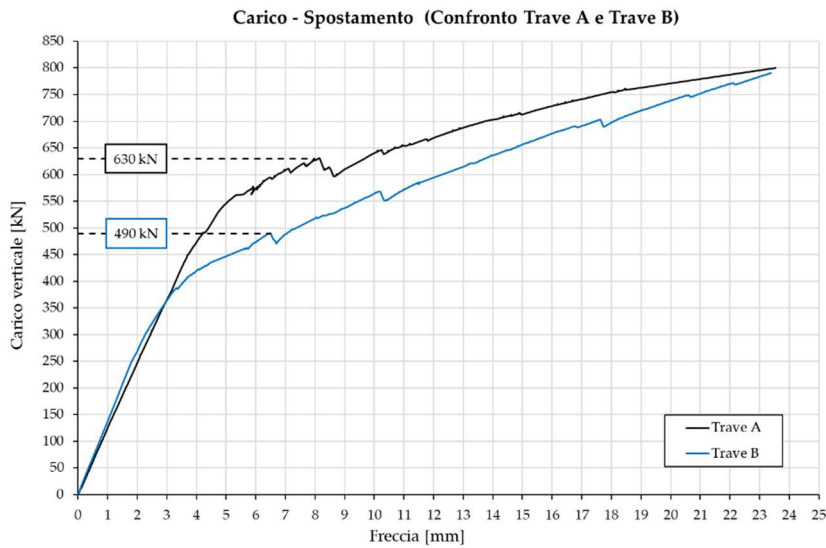


Figura 11: Confronto delle curve carico – spostamento – Travi A e B.

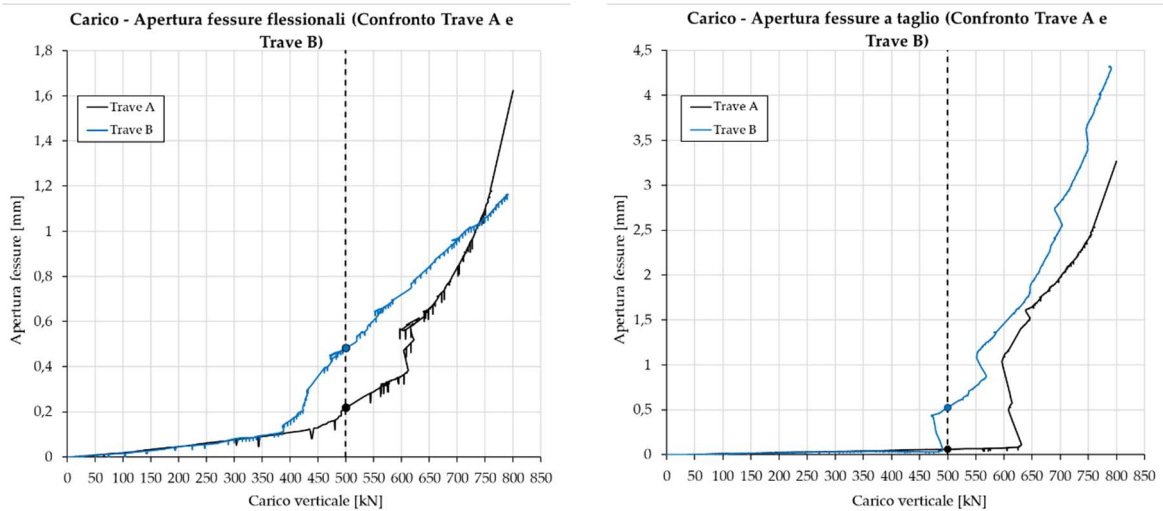


Figura 12: Confronto dell'evoluzione fessurativa a flessione (sinistra) e a taglio (destra) durante le due prove delle travi pretese.

Progression of the FLEXURAL crack pattern		
Load [kN]	Beam A	Beam B
400	-	0.16 mm
450	-	0.39 mm
500	0.22 mm	0.48 mm
550	0.30 mm	0.61 mm
600	0.36 mm	0.75 mm
650	0.66 mm	0.84 mm
700	0.84 mm	0.97 mm
750	1.10 mm	1.06 mm
800	1.62 mm	1.17 mm

Progression of the SHEAR crack pattern		
Load [kN]	Beam A	Beam B
400	-	-
450	-	-
500	-	0.52 mm
550	-	0.76 mm
600	-	1.57 mm
650	1.65 mm	1.92 mm
700	1.98 mm	2.81 mm
750	2.40 mm	3.46 mm
800	3.27 mm	4.31 mm

Tabella 3: confronto delle aperture di fessura in funzione del carico verticale applicato – Travi A e B

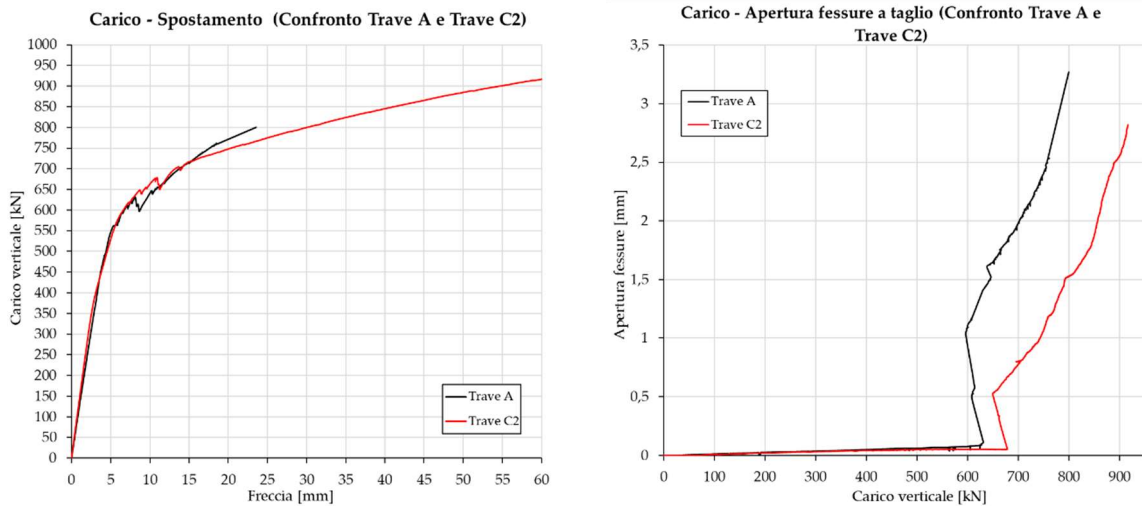


Figura 13: (sinistra) Confronto delle due curve carico-spostamento – Travi A e C2. (destra) Confronto della apertura della fessura di taglio nelle travi pretese – Travi A e C2

La Figura 13 - sinistra mostra un confronto tra le curve sperimentali per la trave A e la trave C2: le travi hanno entrambe la stessa risposta in termini di resistenza fino ad un carico di 600 kN. La trave A ha sei trefoli pretesi (7 fili 6/10") con una tensione effettiva, dopo le perdite, di 955 kN ($\sigma_{p\infty}=1145$ MPa), mentre la trave C2 ha sette trefoli post-tesi non aderenti (7 fili 6/10") con una tensione effettiva, al netto delle perdite, di 993 kN ($\sigma_{p\infty}=1021$ MPa). Chiaramente, la trave C2 mostra un comportamento più duttile rispetto alla trave A; ciò può essere correlato alla non aderenza tra i trefoli e il calcestruzzo nella trave C2 che fa sì che l'armatura da precompressione funzioni come un tirante. La Figura 13 - destra mostra il confronto dei dati registrati dai potenziometri inclinati installati sulle due travi: la formazione della prima fessura inclinata nell'anima avviene rispettivamente ad un carico di 630 kN e 690 kN per la trave A e la trave C2. Inoltre, si osserva che nella trave C2 la formazione di fessure è avvenuta ad un carico più elevato ma ha avuto una evoluzione più rapida. Questa differenza può essere correlata al fatto che la trave C2 è caratterizzata da trefoli non aderenti.

3.3 Prove di rilascio tensionale: risultati sperimentali

La Tabella 4 riporta i risultati del rapporto $\sigma_{c,exp}/\sigma_{c,num}$ dei carotaggi e delle coppie di tagli all'intradosso e nell'anima per la valutazione della precompressione in situ. I risultati sperimentali delle prove eseguite con il metodo della carota strumentata e con il metodo dei tagli all'intradosso sono piuttosto inaffidabili e di conseguenza i valori statistici non sono stati riportati. I risultati dei provini tronco piramidale invece sono ancora in fase di elaborazione.

		Core Trepanning	Saw-Cut Intrados	Saw-Cut Web			
		C	SCi	SCw GC 10 2	SCw GC 10 3	SCw GC 6 2	SCw GC 6 3
n° Specimen		11	9	2	4	1	8
$\frac{\sigma_{c,exp}}{\sigma_{c,num}}$	Mean	-	-	0.34	0.62	0.63	0.91
	St. Dev.	-	-	-	-	-	0.19
	CoV	-	-	-	-	-	21%

Tabella 4: confronto dei risultati utilizzando diversi metodi basati sul rilascio tensionale.

Un'indicazione di quanto il valore sperimentale sia vicino al valore numerico può essere osservata anche nella Figura 14, che mostra lo stesso rapporto $\sigma_{c,exp}/\sigma_{c,num}$ in funzione di ogni singola prova.

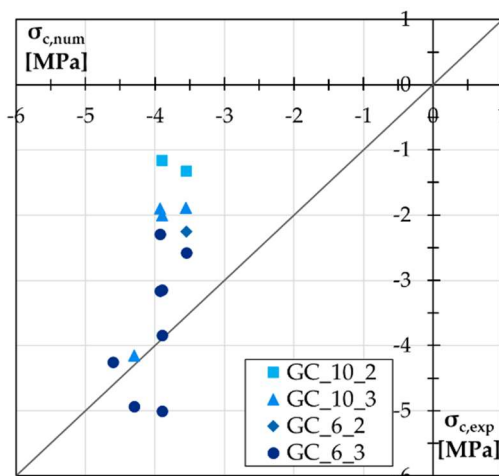


Figura 14: dispersione dei risultati ottenuti con il metodo di coppie di tagli nell'anima suddivise per configurazioni geometriche.

Nel complesso, il metodo dei tagli nell'anima si è rivelato essere il più affidabile. In particolare, le prove eseguite nella configurazione geometrica GC_6_3 sono quelle i cui risultati sperimentali sono più simili al valore di precompressione reale; infatti, la media $\sigma_{c,exp}/\sigma_{c,num}$ delle otto prove è 0,91, con una deviazione standard di 0,19 MPa e un CoV del 21% (Tabella 4 e Figura 14).

Per quanto riguarda il metodo dei tagli nell'anima si possono fare le seguenti osservazioni:

- La profondità di 2 cm è insufficiente per isolare il punto monitorato tra i due tagli;
- GC_10_3 risulta essere un test più "comodo" da eseguire rispetto a GC_6_3, in quanto c'è abbastanza spazio oltre le dimensioni degli strain gauges (SG) per eseguire i tagli senza rischiare di danneggiare gli SG stessi. Tuttavia, non consente di isolare completamente l'area monitorata e quindi il risultato non è affidabile. Al contrario la GC_6_3, pur essendo la più rischiosa, è anche la più affidabile, fornendo, inoltre, risultati conservativi.

3.4 Conclusioni

Nel presente articolo sono stati approfonditi il tema delle selle Gerber e della precompressione nei ponti esistenti, sia dal punto di vista analitico e numerico, sia sperimentale.

Nello specifico, sono state progettate e realizzate due tipologie di travi Gerber, per un totale di quattro elementi. Le prime due travi (una per tipologia) sono state portate a rottura in laboratorio. Le altre due, una volta prefessurate, sono state rinforzate e successivamente testate.

Le due tecniche di rinforzo adottate si sono dimostrate molto valide, con un incremento del carico considerevole (nel primo caso di circa tre volte e nel secondo di una volta e mezza), considerando anche la facilità di calcolo e di applicazione in situ.

La modellazione ad elementi finiti e lo studio analitico con lo Strut & Tie hanno consentito di determinare, con buona approssimazione, il carico ultimo. Ulteriori approfondimenti possono affinare i risultati, in particolare per quel che riguarda le analisi ad elementi finiti, cercando di riprodurre più fedelmente il comportamento deformativo delle travi.

Infine, è stato osservato che le travi Gerber, se armate in modo opportuno, manifestano un evidente preavviso di collasso, anticipando un quadro fessurativo particolarmente esteso ed ampio. Questo aspetto è molto rilevante per la corretta valutazione di ponti esistenti. Ciò è valido per selle dimensionate secondo le conoscenze recenti, ma nel caso di strutture datate, poco armate e con materiali spesso degradati, è necessario verificare l'effettiva presenza di tale preavviso di collasso. Maggiori studi, che prederanno in considerazione layout di armatura tipici del passato e condizioni di degrado, sono in corso di studio.

In riferimento alla precompressione nelle travi da ponte, il presente lavoro di ricerca si è concentrato su due aspetti: da un lato è stata analizzata la bontà di alcune tecniche diagnostiche per la valutazione della precompressione e dall'altra è stata valutata l'influenza delle perdite da precompressione sul quadro fessurativo e sulla resistenza a taglio di travi da ponte in scala reale.

Per quanto riguarda l'applicazione di metodi semidistruttivi per la valutazione della precompressione in situ basati sul rilascio di tensione, si può concludere che sono metodi piuttosto rischiosi e operatore dipendenti, di conseguenza l'accuratezza e la cura nella preparazione e nell'esecuzione della prova sono essenziali. Il metodo più affidabile tra quelli applicati in questa campagna sperimentale è risultato essere quello delle coppie di tagli nell'anima. Infatti, oltre ad essere di facile esecuzione, con strumenti relativamente economici e commerciali, applicando la configurazione di tagli paralleli a 6 cm di distanza l'uno dall'altro e a 3 cm di profondità, fornisce risultati che si avvicinano alle previsioni analitiche e numeriche, fornendo stime conservative. Infatti, la precompressione effettiva nell'elemento è sottostimata del 10%, con un CoV del 21%.

Relativamente invece all'influenza della precompressione sulla resistenza a taglio, dalle prove sperimentali è emerso che la trave con il 33% di precompressione in meno ha manifestato le prime fessure per un carico che è il 20% più basso, a conferma che una riduzione a lungo termine della precompressione può generare fessurazioni significative, sia a flessione che a taglio, anche con carichi di esercizio. Confrontando invece la trave pretesa e la trave post-tesa con trefoli non aderenti è stato confermato che la mancanza di aderenza tra acciaio e calcestruzzo fa sì che l'armatura di precompressione funzioni come un tirante; di conseguenza, i quadri fessurativi non sono direttamente confrontabili, risentendo di una maggiore velocità di evoluzione nel caso di assenza di aderenza.

BIBLIOGRAFIA

- [1] M. Di Prisco, M. Colombo, P. Martinelli, e D. Coronelli, «*The technical causes of the collapse of Annone overpass on SS.36*», presentato al Italian Concrete Days 2018, 16 2018.
- [2] P. Desnerck, J. M. Lees, P. Valerio, N. Loudon, e C. T. Morley, «*Inspection of RC half-joint bridges in England: analysis of current practice*», Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Bridge Engineering, vol. 171, fasc. 4, pp. 290–302, dic. 2018.
- [3] S. Gehrlein, J. Landler, T. Oberndorfer, e O. Fischer, «*In-Situ Shear Tests on a 64-year-old Road Bridge*», ott. 2018.
- [4] P. Huber e J. Kollegger, «*Shear strength of post-tensioned concrete girders with minimum shear reinforcement*», 2015.
- [5] S. F. Gehrlein e O. Fischer, «*Full-scale shear capacity testing of an existing prestressed concrete bridge: Testing concept, experimental set-up, measuring technique, and essential findings*», Civil Engineering Design, vol. 1, fasc. 2, pp. 64–73, mag. 2019.

- [6] P. Huber, T. Huber, e J. Kollegger, «*Influence of loading conditions on the shear capacity of post-tensioned beams with low shear reinforcement ratios*», Engineering Structures, vol. 170, pp. 91–102, set. 2018.
- [7] S. Martinello, «*Tecniche di misura dello stato tensionale*», Le strade, pp. 92–98, apr. 2021.
- [8] N. Bagge, J. Nilimaa, e L. Elfgren, «*In-situ methods to determine residual prestress forces in concrete bridges*», Engineering Structures, vol. 135, pp. 41–52, mar. 2017.
- [9] J. Kral'ovanec, M. Moravčík, P. Bujňáková, e J. Jošt, «*Indirect Determination of Residual Prestressing Force in Post-Tensioned Concrete Beam*», Materials, vol. 14, fasc. 6, p. 1338, 2021.
- [10] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, *Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*. 2020, p. 90.
- [11] F. Palmisano, R. Asso, B. Chiaia, G. C. Marano, e C. Pellegrino, «*Structural assessment of existing R.C. half-joint bridges according to the new Italian guidelines*», J Civil Struct Health Monit, nov. 2022.
- [12] W. Salvatore, R. Scientifico, e A. D. Asta, «*Ispezioni speciali su ponti esistenti in c.a.p. a cavi scorrevoli ai sensi delle Linee Guida: la classificazione e la valutazione accurata*», 2022.
- [13] F. J. Vecchio e M. P. Collins, «*The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear*», JP, vol. 83, fasc. 2, 1986.