

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

Rinforzo di ponti a travata in c.a.p. mediante strutture ad arco in acciaio ottimizzate



Relatore:

Prof. Dott. Ing. Giuseppe Carlo Marano

Correlatori:

Dott. Ing. Davide Masera

Dott. Ing. Raffaele Cucuzza

Candidato:

Carlo Costi

Matricola:

264385

Marzo 2021

Sommario

Una rilevante frazione dei ponti presenti nelle infrastrutture viarie italiane è stata realizzata in concomitanza del periodo di forte sviluppo economico compreso fra gli anni '50 e '70 del secolo scorso. Le tecnologie più utilizzate sono state certamente il cemento armato ed il cemento armato precompresso. Il progressivo sviluppo di fenomeni di degrado, l'aumento dei carichi e dei volumi di traffico, l'approssimarsi al termine della vita di servizio per cui erano state progettate richiedono una attenta valutazione dei livelli di sicurezza e funzionalità attuali. In caso di valutazioni non soddisfacenti i gestori delle opere devono provvedere alla progettazione e realizzazione di interventi di consolidamento per ristabilire adeguati livelli di sicurezza e funzionalità. Una attenta valutazione costi-benefici porta alla scelta del migliore sistema di consolidamento o, in casi limite, alla dismissione dell'opera esistente e sostituzione con una nuova struttura. Il presente lavoro si concentra sulla proposta e sullo studio di un nuovo sistema di consolidamento per travi in c.a.p. da utilizzare nel rinforzo di impalcati a graticcio. Il sistema prevede l'utilizzo di due travature reticolari in acciaio a forma di arco da affiancare ai lati della trave da consolidare. Le travature si svilupperanno longitudinalmente lungo la luce della trave ed in elevazione sfruttando l'altezza disponibile della sezione della stessa. Il sistema di consolidamento sarà dotato di vincoli esterni propri, indipendenti da quelli a servizio dell'elemento preesistente. Nei capitoli introduttivi, 1 e 2, viene richiamata la tecnologia del c.a.p. ed il suo utilizzo nella costruzione di ponti. La trattazione si concentra sui ponti con impalcati a graticcio, illustrandone le caratteristiche principali (luci coperte, materiali, sezioni ecc.). Vengono inoltre illustrate le principali cause che portano all'insorgenza di fenomeni di degrado e le conseguenze che ne derivano. Nel capitolo 3 viene descritta la tecnica della precompressione esterna ed il suo utilizzo nel consolidamento di ponti esistenti, illustrandone vantaggi e svantaggi. Il capitolo 4 mette in evidenza le principali differenze nei comportamenti strutturali di un arco ed una trave, fornendo le prime giustificazioni teoriche che hanno condotto allo studio del sistema di consolidamento proposto. Nei capitoli 5 e 6, attraverso una modellazione agli elementi finiti ed un'analisi parametrica, viene studiata la risposta strutturale del sistema al variare di alcuni parametri significativi quali luce della trave e rapporto monta/luce delle travature ad arco. L'efficienza del sistema, e così la sua variazione al cambiamento dei parametri, viene descritta dal rapporto fra il carico scaricato dal sistema di consolidamento ed il carico totale applicato. Nei capitoli conclusivi, riferendosi ad un caso studio, viene proposto il consolidamento di una trave precompressa con il sistema proposto e con la tecnica della precompressione esterna. Le caratteristiche sezionali delle travature ad arco vengono definite mediante un processo di ottimizzazione strutturale che, avvalendosi di un algoritmo genetico, ricerca la soluzione ottimale, di minor consumo di materiale. Le soluzioni ottenute hanno infine permesso di effettuare una stima preliminare dell'impegno economico richiesto

dall'intervento di consolidamento proposto, rendendo in questo modo possibili valutazioni costi-benefici con altre tecniche.

Abstract

A significant amount of the bridges in the Italian road infrastructures were built in the period of strong economic development between the 1950s and 1970s of the last century. The most used technologies were certainly reinforced concrete and prestressed concrete. The progressive development of degradation phenomena, the increase in loads and traffic volumes, the approaching to the end of the service life for which they were designed require a careful assessment of the current level of safety and functionality. In case of unsatisfactory assessments, the managing authorities must carry out consolidation interventions to restore adequate levels of safety and functionality. A careful cost-benefit assessment leads to the choice of the best consolidation system or, in extreme cases, to the replacement of the old structure with a new one. This thesis focuses on the proposal and study of a new consolidation system for prestressed concrete beams, to be used in the consolidation of girder bridges. The system consists of two arch-shaped steel trusses placed alongside the sides of the beam to be consolidated. The beams will develop longitudinally along the entire span of the beam and in elevation using the available height of the PC cross section. The consolidation system will have its own external constraints, independent from those serving the pre-existing element. In the introductory chapters, 1 and 2, the technology of prestressed concrete and its use in the construction of bridges is recalled. The discussion focuses on girder bridges decks, illustrating their typologies and main characteristics (usual span lengths, materials, sections, etc.). The main causes that lead to the onset of degradation phenomena and the resulting consequences are also illustrated. Chapter 3 describes the technique of external prestressing and its use in the consolidation of existing bridges, illustrating its advantages and disadvantages. Chapter 4 highlights the main differences in the structural behavior of an arch and a beam, illustrating the first theoretical assumption that led to the study of the proposed consolidation system. In chapters 5 and 6, using a finite element modeling and a parametric analysis, the structural response of the system is studied varying some parameters of interest (i.e. the span of the beam and the rise/spans ratio). The efficiency of the system, and thus its variation changing the parameters, is described by the ratio between the load discharged by the consolidation system and the total load applied. In the concluding chapters, referring to a case study, the consolidation of a PC beam is proposed with the studied system and with the more usual external prestressing technique. The cross sections properties of the members of the steel arch shaped trusses are defined by means of a structural optimization process which, using a genetic algorithm, search the solution of minimum consumption of steel. Finally, the obtained solution permits a preliminary estimation of the cost required by the consolidation interventions carried out, making possible cost-benefits evaluation with other techniques.

*Ai miei nonni,
ai miei cari*

Indice

1	Introduzione.....	1
2	Ponti a travata precompressi e cause di degrado.....	3
2.1	Generalità cemento armato precompresso	4
2.1.1	Precompressione a cavi pre-tesi	4
2.1.2	Precompressione a cavi post-tesi aderenti.....	5
2.1.3	Precompressione a cavi post-tesi non aderenti.....	6
2.1.4	Precompressione a cavi post-tesi esterni alla sezione	7
2.1.5	Stato limite ultimo per flessione e sforzo normale.....	7
2.2	Impalcato a graticcio con elementi precompressi	11
2.2.1	Impalcato a graticcio gettato in opera	12
2.2.2	Impalcato a graticcio con travi a I prefabbricate e soletta gettata in opera	13
2.2.3	Impalcato a graticcio con travi a V prefabbricate e soletta gettata in opera....	14
2.3	Cause di degrado	15
2.3.1	Concezione strutturale non idonea e difetti di progettazione	15
2.3.2	Difetti di costruzione.....	17
2.3.3	Deficienze di manutenzione	18
2.3.4	Corrosione delle armature di precompressione	18
2.4	Necessità di intervento	20
3	Rinforzo travi da ponte mediante precompressione esterna.....	21
3.1	Generalità precompressione esterna.....	21
3.1.1	Valutazione capacità flessionale	23
3.2	Vantaggi e svantaggi dell'uso della precompressione esterna per il rinforzo di ponti esistenti	24
3.3	Considerazioni preliminari nel progetto del sistema di rinforzo	26
4	Rinforzo di una trave mediante travature reticolari ad arco in acciaio	29
4.1	Concezione del nuovo sistema di rinforzo	30
4.1.1	L'arco e la trave	30
4.1.2	Ripartizione di un carico concentrato fra una trave ed un arco.....	34
4.1.3	Rinforzo di travi da ponte.....	37

4.2	Caso studio	38
4.2.1	Materiali e sezione	39
4.2.2	Precompressione	40
5	Modellazione.....	41
5.1	Il software MidasGen	41
5.2	Trave non rinforzata	42
5.2.1	Sezione	42
5.2.2	Materiali	43
5.2.3	Modello	44
5.2.4	Risultati	47
5.3	Travatura di rinforzo ad arco in acciaio	49
5.3.1	Geometria	50
5.3.2	Sezioni e materiali	51
5.3.3	Modello	53
5.3.4	Risultati	53
5.4	Trave rinforzata	54
5.4.1	Modello	54
5.4.2	Risultati	55
5.5	Trave rinforzata – construction stage	58
5.5.1	Modello con construction stage.....	58
5.5.2	Risultati	60
6	Analisi parametrica.....	62
6.1	Parametrizzazione del modello	62
6.1.1	Parametri	63
6.1.2	Geometria.....	64
6.2	Implementazione dell'analisi parametrica.....	65
6.2.1	Opensees e Matlab	66
6.2.2	Modello OpenSees	67
6.3	Analisi dei risultati	70
6.3.1	Influenza del rapporto f/l e delle condizioni di vincolo	72
6.3.2	Influenza dell'area sezione trasversale delle travature ad arco	76

7	Consolidamento mediante precompressione esterna e travature reticolari in acciaio.....	79
7.1	Coefficienti di sfruttamento per diverse condizioni di degrado	80
7.2	Consolidamento con precompressione esterna (degrado 3)	81
7.3	Consolidamento con travature metalliche ad arco (degrado 3)	83
8	Ottimizzazione dimensionale del sistema di consolidamento.....	85
8.1	Richiami di ottimizzazione strutturale	86
8.1.1	Algoritmi evolutivi.....	88
8.2	Ottimizzazione delle travature di rinforzo ad arco	90
8.2.1	Influenza del coefficiente α	95
8.3	Confronto economico degli interventi.....	96
9	Conclusioni.....	102
	Bibliografia.....	108

Elenco delle Figure

Figura 2.1 Realizzazione di elementi precompressi mediante <i>pretensione</i> . Figura tratta da [8].	5
Figura 2.2 Realizzazione di elementi precompressi mediante <i>post-tensione</i> . I cavi, dopo le operazioni di tesatura, sono resi aderenti mediante iniezione. Figura tratta da [8].	6
Figura 2.3 <i>Elementi precompressi esternamente</i> . È possibile notare il tracciato dei cavi costituito da più tratti rettilinei compresi fra i punti di deviazione. Figura tratta da [8].	7
Figura 2.4 Legge costitutiva dell'acciaio da precompressione. Si distingue l' <i>effetto agente</i> dall' <i>effetto resistente</i> . Il primo è legato alle risorse già impegnate per precomprimere la struttura. Si tratta, in altri termini, della pre-deformazione ε impressa ai cavi. L' <i>effetto resistente</i> è invece rappresentato dalle ulteriori risorse disponibili sino alla rottura. La figura è tratta da [8].	8
Figura 2.5 Configurazione di <i>stato limite ultimo per presso-flessione semplice</i> con rottura lato calcestruzzo con <i>precompressione lato azioni</i> . Sulla destra, partendo dall'alto, sono riportati i diagrammi delle leggi costitutive del calcestruzzo, dell'acciaio ordinario e dell'acciaio da precompressione. Per le considerazioni fatte, la legge costitutiva da considerare per quest'ultimo materiale ha origine traslata nel punto $(\varepsilon, \sigma P \varepsilon)$ del diagramma originale. Inoltre, sono riportate le equazioni che permettono di determinare il momento resistente MRd . La figura è tratta da [8].	10
Figura 2.6 Configurazione di <i>stato limite ultimo per presso-flessione semplice</i> con rottura lato calcestruzzo con <i>precompressione lato resistenza</i> . Sulla destra, partendo dall'alto, sono riportati i diagrammi delle leggi costitutive del calcestruzzo, dell'acciaio ordinario e dell'acciaio da precompressione. In questo caso la legge costitutiva dell'acciaio da precompressione è utilizzata nella sua interezza. Sono riportate, con le dovute modifiche rispetto al <i>metodo 1</i> le equazioni che permettono di determinare il momento resistente MRd . La figura è tratta da [8].	11
Figura 2.7 Esempio di impalcato a graticcio gettato in opera. Vista laterale (in alto) e sezione trasversale (in basso). In colorazione beige sono visibili gli elementi trasversali. La figura è tratta da [9].	12
Figura 2.8 Esempio di impalcato a graticcio con travi longitudinali prefabbricate ad I. Vista in pianta (in alto) e sezione trasversale (in basso). In corrispondenza degli appoggi la sezione è rettangolare piena per aumentare la resistenza a taglio e per aumentare lo spazio a disposizione per i sistemi di ancoraggio dei cavi di precompressione. Nell'esempio riportato i traversi non sono collaboranti con la soletta. La figura è tratta da [9].	13
Figura 2.9 Esempio di impalcato realizzato con travi longitudinali prefabbricate ad V e soletta di completamento gettata in opera. La figura è tratta da [9].	14
Figura 2.10 Mancato rispetto delle distanze minime fra le guaine dei cavi di precompressione. La distanza insufficiente impedisce il corretto costipamento del calcestruzzo e protezione delle guaine, con evidenti problemi per la durabilità delle stesse e dell'armatura in esse contenuta. La figura è tratta da [10].	16

Figura 2.11 Importanti fenomeni di degrado diffuso sulle zone terminali delle travi, sul pulvino e sulle pile. Si osservano ampie zone caratterizzate da corrosione delle armature e distacco dei copriferri. Il fenomeno è originato con ogni probabilità dalla percolazione disordinata e non correttamente regimata dei liquidi di impalcato attraverso i giunti. La figura è tratta da [35].....	16
Figura 2.12 Fessurazioni lungo lo sviluppo longitudinale dei cavi con formazione di efflorescenze. La figura è tratta da [10].	17
Figura 2.13 Cavi di precompressione all'interno di una guaina completamente non iniettata. La figura è tratta da [10].	18
Figura 2.14 Intradosso di una trave precompressa con armatura di precompressione fortemente danneggiata. Si nota la distribuzione casuale dei fenomeni corrosivi, nella stessa sezione coesistono cavi completamente corrosi e cavi integri. Lo stesso cavo lungo il proprio sviluppo presenta forti eterogeneità nella percentuale di area resistente persa. La figura è tratta da [10].	19
Figura 3.1 Effetti <i>precompressione esterna</i> come carichi equivalenti esterni. In linea generale, è possibile considerare due sottosistemi: la trave ed i cavi esterni. Questi ultimi trasmettono alla trave, in corrispondenza degli ancoraggi e dei punti di deviazione, forze concentrate la cui intensità dipende dalla tensione nel cavo e dalla forma del suo tracciato. Per il principio di azione e reazione la trave trasmetterà nei medesimi punti le forze in senso opposto ai cavi. La trave inoltre è caricata con ulteriori carichi esterni rappresentati dalle forze dirette verso il basso visibili all'estradosso della stessa. Figura tratta da [16]....	22
Figura 3.2 Effetti della deformazione della struttura sull'eccentricità dei cavi di precompressione esterni. In seguito all'applicazione dei carichi concentrati $P/2$ l'eccentricità iniziale dei cavi e_m si riduce della quantità Δ . L'effetto negativo consiste in una riduzione del momento $M_{p,iso}$. Per limitare almeno in parte questo tipo di problemi è possibile inserire in più punti degli elevatori che vincolino i cavi a seguire il più possibile la deformazione della trave. Figura tratta da [17].	22
Figura 3.3 Utilizzo di cavi di <i>precompressione esterna</i> per il rinforzo di un ponte in c.a.p esistente. È possibile notare i dispositivi di deviazione e di ancoraggio. Figura tratta da [10].	23
Figura 3.4 Distribuzione dello sforzo totale di precompressione in seguito a fenomeni di corrosione localizzata dei cavi in tre sezioni della trave. La trave è rappresentata come tanti elementi rettangolari affiancati delimitati nella rappresentazione da linee verticali nere. Se l'elemento è completamente colorato di grigio significa che lo sforzo di compressione è interamente attivo. Nelle sezioni in cui si presenta la corrosione, indicate dalle frecce, si ha una caduta dello sforzo di precompressione (area grigia ridotta). Nelle sezioni adiacenti a quella danneggiate, nell'ipotesi che le guaine siano iniettate ed i cavi nuovamente integri, si sviluppano tensioni tangenziali che possono portare al <i>riancoraggio</i> dei cavi. Dopo una certa distanza la precompressione può essere nuovamente attiva completamente (area dell'elemento totalmente di colore grigio). La determinazione della lunghezza di ri-ancoraggio è un problema molto complesso. Figura tratta da [21].	26

Figura 4.1 Confronto fra un arco a tre cerniere (a) ed una trave semplicemente appoggiata (b) soggetti alla stessa condizione simmetrica di carico. Nella parte inferiore della figura l'arco e la trave sono semplificati e risolti con semplici considerazioni di simmetria. Figura tratta da [23].	31
Figura 4.2 Struttura ad arco vincolata con un carrello ed un appoggio fisso e caricata simmetricamente da due forze concentrata dirette verso il basso. Il carrello non permette la nascita di una reazione orizzontale H . Il carrello subisce uno spostamento orizzontale verso sinistra che dipende dall'entità dei carichi esterni applicati e dalle caratteristiche della trave. Il comportamento non differisce molto da quello di trave semplicemente appoggiata soggetta ai medesimi carichi.	31
Figura 4.3 <i>Arco a due cerniere</i> caricato simmetricamente da due forze concentrata dirette verso il basso. In questo caso i vincoli esterni impediscono gli spostamenti orizzontali alle imposte dell'arco dando origine alle reazioni orizzontali H .	32
Figura 4.4 Configurazione di strutture in parallelo costituito da una trave e due archi a due cerniere. La trave (in azzurro) e gli archi (in verde) hanno nell'ordine moduli elastici e momenti d'inerzia pari a E_t, E_a, I_t, I_a .	34
Figura 4.5 Sezione a doppio T. Dimensioni in cm.	35
Figura 4.6 Sezione tubolare. Dimensioni in mm.	36
Figura 4.7 Una trave con sezione trasversale ad I accoppiata lateralmente a due archi con sezione tubolare in acciaio (il secondo arco, sull'altro lato non è visibile). Questi ultimi saranno collegati in più punti alla trave per instaurare la collaborazione fra le strutture.	37
Figura 4.8 <i>Arco a spinta eliminata</i> . Il tirante di lunghezza l , area A_t e modulo elastico E_t ha il compito di assorbire la spinta H alle imposte sgravando così i vincoli esterni da quest'ultima. Figura tratta da [25].	37
Figura 4.9 Trave rinforzata con due strutture ad arco a spinta eliminata. Gli archi saranno collegati in più punti alla trave per instaurare una collaborazione con la stessa. Rispetto ai casi esposti sino ad ora si prevede di inserire dei diagonali di collegamento come visibile in figura.	38
Figura 4.10 Sezione trasversale di una travata di impalcato del viadotto scelto come caso studio. Le misure sono in cm.	39
Figura 4.11 Sezione longitudinale di una trave di impalcato del viadotto scelto come caso studio. Le misure sono in cm.	40
Figura 4.12 Vista laterale dell'andamento dei cavi di precompressione nella trave dell'impalcato scelto come caso studio.	40
Figura 5.1 (a) La sezione di figura 4.10 semplificata. (b) la sezione modellata con la presa in conto del contributo della soletta superiore. È inoltre riportato il baricentro G . Tutte le misure sono in cm.	42
Figura 5.2 Elemento <i>beam</i> MidasGen®, convenzioni dei segni.	44
Figura 5.3 Sistema di riferimento globale (in nero) e sistemi di riferimento degli elementi <i>beam</i> modellati in MidasGen®.	44

Figura 5.4 Trave modellata in MidasGen®. In rosso è visibile il tracciato dei cavi di precompressione inseriti con la procedura descritta nel presente paragrafo.	46
Figura 5.5 Diagramma di <i>sforzo normale</i> N_x da carichi di precompressione. I valori espressi nella legenda sono in kN.	48
Figura 5.6 Diagramma <i>momento flettente</i> M_y da carichi di precompressione. I valori nella legenda sono espressi in kNm.	48
Figura 5.7 Diagramma del <i>momento flettente</i> M_y dato dalla sovrapposizione degli effetti del peso proprio della trave e dei carichi di precompressione. Il momento resta negativo ad eccezione che nella zona terminale della trave a destra. Questo è dovuto esclusivamente alla posizione che assumono i cavi di precompressione nel tratto finale. I valori nella legenda sono espressi in kNm.	49
Figura 5.8 Sezione trasversale della trave con gli elementi di consolidamento. Le misure sono espresse in cm.	50
Figura 5.9 Prospetto laterale di metà trave in calcestruzzo con affiancato l'arco di consolidamento in acciaio. Le misure sono espresse in cm.	50
Figura 5.10 Schema di vincolo della trave consolidata. In rosso le travature ad arco e in blu la trave (vista in pianta dall'alto).	51
Figura 5.11 Sezione trasversale arco di consolidamento. Le dimensioni sono espresse in mm.	52
Figura 5.12 Arco di rinforzo in acciaio, vista laterale in MidasGen®	53
Figura 5.13 Elemento <i>truss</i> MidasGen®, convenzioni dei segni.	53
Figura 5.14 Modello in MidasGen® della trave (in marrone) rinforzata con gli archi in acciaio (in viola). Sono visibili i vincoli esterni costituiti da appoggi fissi alle estremità di sinistra della trave e dell'arco e appoggi scorrevoli all'altra estremità. In rosso sono visibili i collegamenti fra trave ed archi realizzati da <i>rigid link</i> che vincolano lo spostamento verticale dei nodi che collegano.	55
Figura 5.15 Deformata in direzione z della struttura consolidata caricata con il carico variabile uniforme di intensità pari a 10 kN/m. I valori riportati nella legenda sono espressi in mm.	56
Figura 5.16 Reazioni verticali generate dall'applicazione del carico variabile. In rosso la reazione del vincolo della trave, in blu quelle dei vincoli degli archi di consolidamento.	56
Figura 5.17 Diagramma sforzo normale N_x negli archi di consolidamento in seguito all'applicazione del carico uniforme variabile sulla trave. Si riporta metà struttura in quanto vi è simmetria. I valori riportati in legenda sono espressi in kN.	57
Figura 5.18 Configurazione strutturale al construction stage 2a. I rigid link di collegamento non sono ancora presenti e le strutture sono ancora indipendenti come confermano i valori delle reazioni verticali dovute all'effetto del peso proprio.	59
Figura 6.1 Rappresentazione della geometria per la costruzione del modello parametrico in OpenSees. È visibile l'asse baricentrico della trave posizionato fra i due archi ad una quota $Y=H/2$. La trave è divisa in	

8 elementi delimitati dai nodi con numerazione da 30 a 38. La travatura ad arco in direzione Z positiva è definita dagli elementi che collegano i nodi con numerazione da 40 a 59. Per chiarezza di rappresentazione la travatura nel piano XY con Z negativa non presenta i pendini inclinati, il tirante e la numerazione. Questi elementi sono identici alla travatura riportata completamente con Z positivo. La numerazione di questa travatura è effettuata nello stesso modo ma la numerazione dei nodi si sviluppa dal numero al 10 al numero 29.	65
Figura 6.2 Legge costitutiva elastica lineare presente nella libreria OpenSees. È necessario definire il modulo elastico E. Immagine tratta da [30].	68
Figura 6.3 Andamento del rapporto carico sui sistemi di rinforzo sul carico totale applicato alla trave. Le travature ad arco sono vincolate con un appoggio fisso ed uno scorrevole. La sezione dell'arco e del tirante è rappresentata da un tubolare di diametro esterno 200 mm e spessore 16 mm.	73
Figura 6.4 Andamento del rapporto carico sui sistemi di rinforzo sul carico totale applicato alla trave. Le travature ad arco sono vincolate con appoggi fissi e la sezione dell'arco e del tirante è rappresentata da un tubolare di diametro esterno 200 mm e spessore 16 mm.	73
Figura 6.5 Sollecitazione di trazione nel tirante delle travature ad arco (vincolamento con un appoggio fisso ed un appoggio scorrevole). Il carico uniforme applicato sulla trave è pari a 10 kN/m.	75
Figura 6.6 Reazioni orizzontali esplicitate dai vincoli esterni delle travature ad arco (caso appoggi fissi). Il carico uniforme applicato sulla trave è pari a 10 kN/m.	75
Figura 6.7 Andamento del rapporto carico sui sistemi di rinforzo sul carico totale applicato alla trave. Le travature ad arco sono vincolate ognuna con due appoggi fissi. Il rapporto f/l è costante pari a 0.05.	77
Figura 6.8 Andamento del rapporto carico sui sistemi di rinforzo sul carico totale applicato alla trave. Le travature ad arco sono vincolate ognuna con un appoggio fisso ed uno scorrevole. Il rapporto f/l è costante pari a 0.05.	77
Figura 7.1 Vista laterale tracciato cavi di precompressione esterna (in rosso). Misure in cm.	81
Figura 8.1 Sezione trasversale profili costituenti gli elementi dell'arco, del corrente inferiore e dei diagonali	91
Figura 8.2 Geometria arco da ottimizzare. È riportata la numerazione dei nodi (modellazione OpenSees). Le diverse colorazioni indicano le diverse sezioni utilizzate: in verde gli elementi dell'arco, in rosso il corrente inferiore, in blu i diagonali.	91
Figura 8.3 Risultati algoritmo genetico (caso $\alpha=0.7$).	94
Figura 8.4 Tassi di sfruttamento elementi travatura di consolidamento. Si riporta per semplicità metà struttura vista la simmetria. Gli elementi con i tassi di sfruttamento più elevati sono i numeri 2, 3, 4, 6 e suggeriscono la suddivisione in gruppi dei diagonali per ottenere soluzioni ottimali.	97

Figura 8.5 Tassi di sfruttamento dei diagonali. Si nota una grande variabilità (0.19 – 0.81) che suggerisce la suddivisione in gruppi degli elementi e la modifica del design vector che permetta di utilizzare diverse sezioni trasversali per i diagonali e non una unica per tutti gli elementi..... 98

Figura 8.6 Trave in c.a.p. consolidata con travature metalliche in acciaio (modello MidasGen) 98

Elenco delle Tabelle

Tabella 4.1 Caratteristiche trave	35
Tabella 4.2 Caratteristiche archi.....	36
Tabella 4.3 Risultati ripartizione.....	36
Tabella 5.1 Caratteristiche trave con soletta collaborante.....	43
Tabella 5.2 Materiale trave	43
Tabella 5.3 Caratteristiche trefoli da precompressione	43
Tabella 5.4 Cavi da precompressione e parametri perdite per attrito	45
Tabella 5.5 Effetti peso proprio	47
Tabella 5.6 Effetti carico distribuito uniforme.....	47
Tabella 5.7 Effetti precompressione.....	48
Tabella 5.8 Combinazione effetti.....	49
Tabella 5.9 Geometria archi.....	51
Tabella 5.10 Caratteristiche acciaio archi (S275)	51
Tabella 5.11 Caratteristiche sezione archi.....	52
Tabella 5.12 Caratteristiche dei diagonali.....	52
Tabella 5.13 Arco effetti peso proprio	54
Tabella 5.14 Trave rinforzata e trave non rinforzata	56
Tabella 5.15 Sollecitazioni archi.....	57
Tabella 5.16 Perdita precompressione sulla trave rinforzata.....	61
Tabella 7.1 Coefficienti di sfruttamento (trave non consolidata).....	80
Tabella 7.2 Forze equivalenti precompressione esterna.....	82
Tabella 7.3 Effetti precompressione esterna	82
Tabella 7.4 Coefficiente sfruttamento post-intervento precompressione esterna.....	83
Tabella 7.5 Coefficiente sfruttamento post- intervento di consolidamento con travature metalliche ad arco	84
Tabella 8.1 Influenza del coefficiente α	96
Tabella 8.2 Risultati intervento di consolidamento con travature ottimizzate	97
Tabella 8.3 Confronto economico degli interventi di consolidamento.....	99

Capitolo 1

1 Introduzione

I ponti possono essere considerati gli elementi più importanti di ogni infrastruttura viaria. Uno stato di non operatività, completa o parziale, di tali opere d'arte genera infatti rilevanti problemi sull'intera rete [1]. Su queste strutture è quindi necessario realizzare un attento monitoraggio, interventi di manutenzione ordinari e straordinari atti a garantire il mantenimento nel tempo di adeguati livelli di funzionalità e sicurezza. In Europa, un considerevole numero di questi manufatti, sono stati realizzati fra gli anni '50 e '70 in concomitanza del periodo di massimo sviluppo delle reti stradali utilizzando la tecnologia del cemento armato precompresso [2]. Tale tecnica, essendosi affermata a partire dagli anni '50, era relativamente giovane, con la conseguenza che le tecnologie, i materiali, il processo costruttivo non poterono fare affidamento su una esperienza consolidata. In aggiunta, il processo di progettazione era ancora principalmente incentrato sul concetto di resistenza, dando poco peso al requisito di durabilità [3] [4]. Ne consegue che oggi, a decine di anni dalla loro realizzazione ed essendo spesso al termine della loro vita di servizio, molte di queste opere d'arte presentano rilevanti segni di degrado con conseguenze anche gravi sui livelli di sicurezza e funzionalità. Ne sono testimonianza diretta i diversi crolli verificatisi recentemente in Italia, tra i più noti è possibile citare il collasso del Viadotto Tangenziale Fossano (2017) e del Viadotto Polcevera (2018). Fra le maggiori criticità si riscontra sicuramente la perdita di precompressione dovuta alla corrosione dei cavi. Nelle strutture post-tese, una delle cause che può agevolare tale processo è rappresentata dall'inadeguatezza del processo di iniezione delle guaine in fase di costruzione. In seguito ad alcuni crolli di ponti post-tesi il Regno Unito arrivò al punto di proibire l'utilizzo di tale tecnica fra gli anni 1992 e 1996 [3]. Allo stesso tempo anche i volumi di traffico ed il numero di veicoli pesanti transitanti hanno raggiunto livelli che non erano previsti nelle norme di riferimento all'epoca della progettazione, contribuendo ulteriormente al deterioramento delle opere. Una soluzione potrebbe essere la completa sostituzione dell'opera, ma spesso si rivela la scelta più costosa e impattante, non solo per costi diretti di costruzione ma anche indiretti quali l'interruzione del traffico, il sovraccarico della viabilità alternativa ecc. [5] La scelta ricade, ove possibile, sulla

realizzazione di interventi di rinforzo che possano estendere la vita utile dell'opera, ripristinando livelli di funzionalità e sicurezza adeguati. La definizione del sistema di rinforzo dipende dalle valutazioni del progettista che richiedono forte esperienza e conoscenze teoriche, individuando a fondo le criticità, e selezionando la miglior soluzione dal punto di vista tecnico, realizzativo ed economico. Ogni intervento di consolidamento presenta vantaggi e svantaggi: un intervento relativamente semplice dal punto di vista realizzativo (materiali di uso comune, manodopera comune, agevole messa in opera ecc.) potrebbe non essere sufficientemente efficiente nel ripristinare i livelli prestazionali richiesti. All'opposto un intervento estremamente efficiente dal punto di vista strutturale, ma che prevede l'utilizzo di tecnologie avanzate (nuove tecnologie, necessità di manodopera e aziende altamente specializzate per l'installazione ecc.), potrebbe far lievitare i costi e rendere, in estremo, l'intervento antieconomico. Ne consegue che la proposta e lo studio di nuove tecniche di consolidamento è un argomento di estremo interesse ed attualità. Il presente lavoro si propone di elaborare e studiare una soluzione innovativa per il rinforzo di una trave precompressa in calcestruzzo. L'obiettivo è proporre una soluzione adatta per ponti con impalcati a graticcio, ossia costituiti da più travate longitudinali affiancate e collegate da trasversi. L'idea, come verrà descritto dettagliatamente nel seguito, consiste nell'utilizzare due travature reticolari a forma di arco da accoppiare alla trave esistente da consolidare. Queste ultime, se opportunamente collegate alla trave, realizzano un sistema in parallelo e consentono di sgravare la stessa di una parte del carico cui è soggetta.

Capitolo 2

2 Ponti a travata precompressi e cause di degrado

Attualmente la maggior parte dei ponti che si costruiscono nel mondo sono realizzati in cemento armato precompresso. Il completo sfruttamento delle sezioni di calcestruzzo e delle caratteristiche degli acciai armonici, l'alto impiego della prefabbricazione nella realizzazione di conci e travi, l'utilizzo di svariati sistemi di varo fortemente automatizzati li ha resi molto competitivi nel campo delle medie e grandi luci [6]. Mentre le grandissime luci sono coperte da soluzioni strallate e sospese, luci inferiori sono superate con soluzioni a travata, a telaio o ad arco. Nei ponti a travata gli elementi principali sono costituiti da travi, cioè da elementi sollecitati prevalentemente a flessione e taglio. Le soluzioni più utilizzate prevedono impalcati a graticcio o a cassone. Focalizzandoci sull'impiego del calcestruzzo armato precompresso come materiale costituente le travi o i conci, le luci coperte vanno dai 30 ai 50 m per la prima tipologia e fino a circa 150 m per la seconda. Gli impalcati a graticcio sono realizzati mediante l'affiancamento di più travi longitudinali collegate da elementi trasversali (traversi) e una soletta superiore, solitamente gettata in opera. Le travi longitudinali sono solitamente prefabbricate con sezioni ad I o a V (cassoncino) pre-tese in stabilimento, post-tese in opera o adottando una soluzione mista. Lo schema statico più frequente è quello in semplice appoggio grazie alla rapidità di montaggio [4]. Per questo motivo, come accennato in introduzione, questa tipologia di impalcato è stata molto utilizzata nella ricostruzione nel periodo del Dopoguerra ed in concomitanza dello sviluppo delle reti autostradali a partire dagli anni '60. A causa della loro età, di difetti di progettazione, costruzione (non accurata iniezione delle guaine, mancanza o degrado dell'impermeabilizzazione dell'impalcato), di scarsa manutenzione si trovano sempre più spesso in situazioni critiche. Dopo un breve cenno sulla tecnologia del cemento armato precompresso in questo capitolo tratteremo la tipologia di ponti a graticcio e le loro patologie.

2.1 Generalità cemento armato precompresso

Il calcestruzzo, come è noto, è un materiale caratterizzato da buona resistenza a compressione e scarsa a trazione. Per questo motivo viene accoppiato ad armature metalliche alle quali è affidato il compito di raccogliere gli sforzi di trazione. Ne deriva un materiale composito che sfrutta al meglio le proprietà dei due materiali (acciaio e calcestruzzo) e che prende il nome di *cemento armato*. In esercizio le tensioni di trazione nel calcestruzzo danno origine a fessure che parzializzano la sezione. L'importanza nella limitazione all'apertura di queste fessure, anche per evitare problemi di corrosione, impone il contenimento delle tensioni nell'acciaio. L'impiego di acciai speciali ad alta resistenza sembrerebbe precluso, a meno di generare opportuni stati tensionali nella sezione imponendo deformazioni impresse alle armature. Queste generano uno stato di coazione che permette alla sezione di risultare compressa preliminarmente all'applicazione dei carichi e anche successivamente (*precompressione integrale*), evitando la parzializzazione o comunque limitando di molto le tensioni di trazione nel calcestruzzo [7]. Possiamo considerare la precompressione come il precarico di una struttura prima dell'applicazione dei carichi di servizio [7]. Le tecniche per realizzare una struttura precompressa sono la *precompressione a cavi pre-tesi*, la *precompressione a cavi post-tesi aderenti*, la *precompressione a cavi post-tesi non aderenti*, *precompressione a cavi post-tesi esterni alla sezione*.

2.1.1 Precompressione a cavi pre-tesi

Questa tipologia di precompressione è solitamente realizzata in stabilimento nella prefabbricazione di elementi in calcestruzzo. L'armatura di precompressione (solitamente fili o trefoli) viene pretensionata fra due punti fissi prima del getto del calcestruzzo. In seguito al getto, che avviene in un cassero appositamente predisposto attorno ai cavi, il calcestruzzo viene lasciato maturare. Raggiunta la resistenza richiesta si effettua il processo di rilascio delle armature tagliando le estremità rimaste fuori dal cassero. Essendo il calcestruzzo a diretto contatto con i cavi, questi, grazie all'aderenza fra i materiali, mettono in compressione l'elemento (Figura 2.1). Lo stato tensionale delle sezioni dipenderà dalla tensione di tesatura, dalla quantità di armatura pretesa e dalla sua posizione rispetto all'asse baricentrico. Uno degli svantaggi di questa tecnica è rappresentato dalla rigidità del percorso dei cavi. La pretensione impone infatti tracciati rettilinei o al più con qualche punto di deviazione realizzabili mediante la predisposizione di deviatori di non facile utilizzo. La quantità di precompressione può essere modulata intubettando parte dei cavi nelle zone in cui questa risulterebbe non utile se non eccessiva (es. estremità di una trave semplicemente appoggiata).

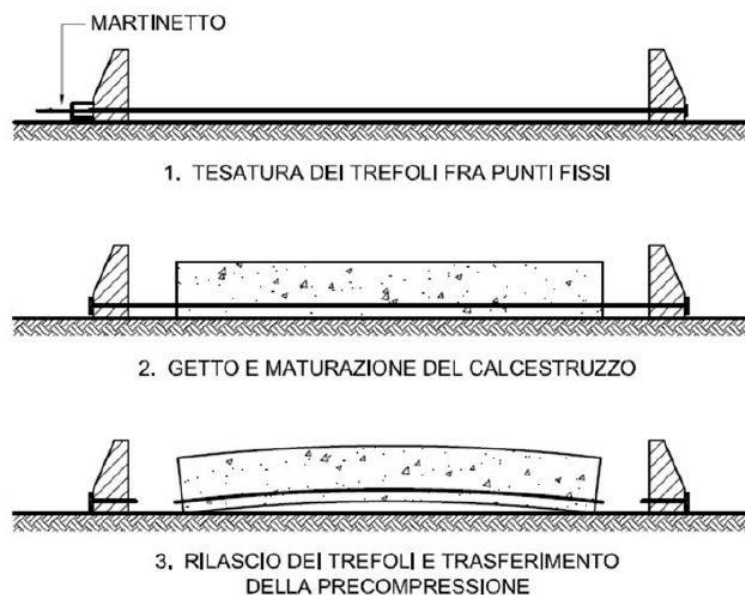


Figura 2.1 Realizzazione di elementi precompressi mediante *pretensione*. Figura tratta da [8].

2.1.2 Precompressione a cavi post-tesi aderenti

Nella precompressione a *cavi post-tesi aderenti*, solitamente effettuata direttamente in opera, l'armatura viene tesata a getto già indurito. Nel processo di tesatura l'armatura (cavi costituiti da più trefoli) deve essere indipendente dal calcestruzzo. Per tale scopo vengono predisposte apposite guaine tubolari nel cassero. Uno dei vantaggi rispetto al metodo precedente è la maggiore flessibilità nella scelta del tracciato dei cavi, è possibile quindi scegliere un percorso che contrasti in modo più efficace le sollecitazioni cui la struttura sarà assoggettata. A getto indurito i cavi vengono inseriti nelle guaine, tesati con appositi martinetti ad una o ad entrambe estremità e bloccati con dispositivi di ancoraggio. Il processo di messa in tensione dei cavi genera delle perdite di precompressione dovute all'attrito fra cavo e guaina che vanno opportunamente considerate. La fase successiva consiste nell'iniezione di boiaccia cementizia per riempire il vuoto residuo fra cavi e guaina. Questa operazione permette di rendere solidale l'armatura al calcestruzzo e, di conseguenza, sfruttare l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane a partire da quel momento, con uguali deformazioni fra fibre di calcestruzzo e acciaio allo stesso livello (sino a che la sezione è interamente reagente). L'operazione di iniezione è di fondamentale importanza anche perché ha dirette conseguenze sulla durabilità dei cavi e quindi sulla capacità portante dell'elemento. La presenza di vuoti nelle guaine favorisce i processi di corrosione localizzati, invisibili ad occhio nudo e difficilmente individuabili e quantificabili anche con tecniche avanzate. Nel passato la scarsa attenzione in fase

costruttiva, l'alta percentuale di riempimento delle sezioni delle guaine da parte dei cavi, i cattivi processi di iniezione hanno portato a risultati scadenti nell'esecuzione di questa delicatissima operazione. La cattiva iniezione, con conseguente innesco di corrosione nei cavi, è certamente uno dei maggiori fattori di rischio delle opere in cemento armato precompresso post-tese esistenti. Come accennato il rischio è ulteriormente amplificato dalla difficile ispezionabilità e quantificazione dello stato dei cavi lungo il tracciato. Il processo di corrosione è spesso localizzato, la perdita di uno o più cavi può portare all'improvviso collasso anche sotto il solo peso proprio, senza segni premonitori evidenti.



Figura 2.2 Realizzazione di elementi precompressi mediante *post-tensione*. I cavi, dopo le operazioni di tesatura, sono resi aderenti mediante iniezione. Figura tratta da [8].

2.1.3 Precompressione a cavi post-tesi non aderenti

La tecnica è simile alla precedente ma i cavi non sono aderenti dato che non si effettua il processo di iniezione con malta cementizia. Si ricorre a tale soluzione quando si vogliono ridurre le perdite per attrito che si avrebbero a causa di lunghi tracciati dei cavi e deviazioni angolari accentuate. Alcuni esempi potrebbero essere le solette o strutture adibite a serbatoio [7]. I cavi, detti *unbounded*, sono in questo caso inseriti in guaine riempite di grasso protettivo che riduce il coefficiente di attrito e protegge l'armatura dalla corrosione. I cavi con l'armatura sono alloggiati nel cassero prima del getto e a maturazione avvenuta indurito vengono tesati. In questo caso, anche in esercizio, le deformazioni fra acciaio e calcestruzzo allo stesso livello risultano differenti. Le tensioni del cavo saranno sensibilmente costanti, difficilmente si riuscirà ad attingere alla resistenza ultima del materiale come invece può avvenire allo stato limite ultimo nel caso di cavi aderenti [7].

2.1.4 Precompressione a cavi post-tesi esterni alla sezione

In questa tecnica i cavi risultano esterni alla sezione e hanno andamento rettilineo o costituito da più spezzate se si utilizzano opportuni sistemi di deviazione. Anche in questo caso l'armatura è posta all'interno di guaine riempite di grasso o cera con la funzione di protezione.

Questa tecnica è molto utilizzata nel rinforzo di strutture esistenti che per ammaloramento o nuova destinazione necessitano di un incremento del livello di precompressione e verrà analizzata con maggior dettaglio nel Capitolo 3.

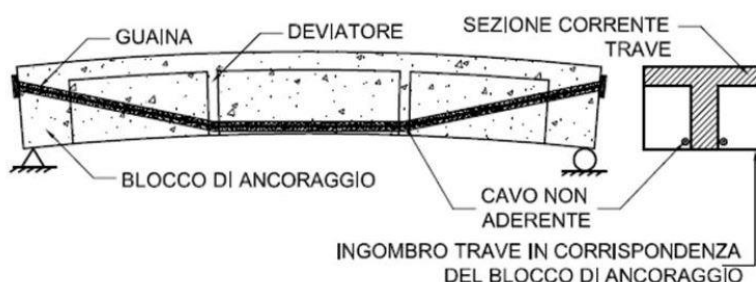


Figura 2.3 Elementi precompressi esternamente. È possibile notare il tracciato dei cavi costituito da più tratti rettilinei compresi fra i punti di deviazione. Figura tratta da [8].

2.1.5 Stato limite ultimo per flessione e sforzo normale

La valutazione della capacità flessionale delle strutture in cemento armato precompresso può essere effettuata seguendo due approcci differenti: considerando la precompressione fra le *azioni sollecitanti* o esclusivamente *lato resistenza* [8]. È necessario, come primo passo, determinare la deformazione impressa all'acciaio da precompressione. Per ogni cavo, nota la forza di precompressione $P_d(x, t)$ in funzione della sezione x e del tempo t , è possibile calcolare la *deformazione impressa* $\bar{\epsilon}(x, t)$:

$$P_d(x, t) = \gamma_{p, fav} * P_m(x, t)$$

$$\bar{\epsilon}(x, t) = \frac{P_d(x, t)}{E_p A_p}$$

dove:

- $P_m(x, t)$ è il valor medio della forza di precompressione nella sezione x al tempo t
- $\gamma_{p, fav}$ è un coefficiente di sicurezza pari a 1 nelle situazioni in cui la precompressione genera un effetto favorevole sulla struttura (situazione più ricorrente);

- E_p è il modulo elastico dell'acciaio da precompressione;
- A_p è l'area di acciaio del cavo da precompressione considerato nella sezione x

La *deformazione impressa* $\bar{\epsilon}(x, t)$ genera delle sollecitazioni sulla sezione che dipendono unicamente da posizione, inclinazione e forza nel cavo. Per strutture isostatiche si ottengono banalmente come:

$$N_{p,iso} = \bar{\epsilon}(x, t) * E_p * A_p * \cos\beta$$

$$M_{p,iso} = N_p * e$$

dove:

- $N_{p,iso}$ e $M_{p,iso}$ sono rispettivamente lo sforzo normale ed il momento prodotti dalla precompressione nella sezione x al tempo t
- e è l'eccentricità del cavo rispetto al baricentro geometrico della sezione x
- β è l'inclinazione del cavo nella sezione x

Per strutture iperstatiche è necessario considerare anche gli effetti della nascita di reazioni vincolari originate per contrastare gli spostamenti non compatibili richiesti dalla precompressione.

Gli effetti descritti, nascita di $N_{p,iso}, M_{p,iso}$ e reazioni, sono detti *effetti agenti* e vengono distinti dai cosiddetti *effetti resistenti*. I primi, come è stato descritto, sono

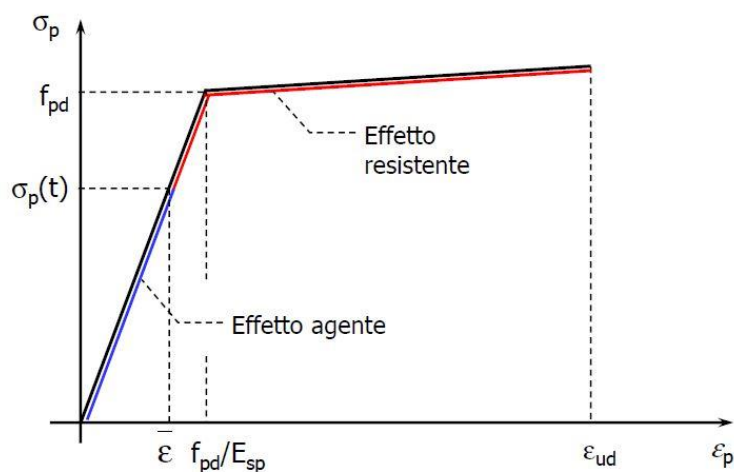


Figura 2.4 Legge costitutiva dell'acciaio da precompressione. Si distingue l'*effetto agente* dall'*effetto resistente*. Il primo è legato alle risorse già impegnate per precomprimere la struttura. Si tratta, in altri termini, della pre-deformazione $\bar{\epsilon}$ impressa ai cavi. L'*effetto resistente* è invece rappresentato dalle ulteriori risorse disponibili sino alla rottura. La figura è tratta da [8].

direttamente legati alla pre-deformazione $\bar{\epsilon}$ impressa all'armatura da precompressione, mentre i secondi sono legati alle ulteriori risorse disponibili al di là di quelle impegnate nella messa in tensione e successive cadute (Figura 2.4).

Metodo 1 – precompressione lato azioni

La precompressione è vista in parte come *effetto agente* e in parte come *effetto resistente*. L'effetto agente ($\bar{\epsilon}$) e di conseguenza i suoi effetti in termini di sollecitazioni (N_p, M_p) sulla struttura sono introdotti nel computo delle sollecitazioni:

$$N_{Ed} = \gamma_G N_G + \gamma_P N_P + \gamma_Q (N_{Q,1} + \sum_j \psi_{0,j} N_{Q,j})$$

$$M_{Ed} = \gamma_G M_G + \gamma_P M_P + \gamma_Q (M_{Q,1} + \sum_j \psi_{0,j} M_{Q,j})$$

dove:

- N_{Ed}, M_{Ed} sforzo normale e momento flettente sollecitante di progetto;
- N_G, M_G sforzo normale e momento flettente dovuto ai carichi permanenti;
- N_Q, M_Q sforzo normale e momento flettente dovuto ai carichi variabili (principale e combinati);
- γ coefficienti di sicurezza delle azioni;
- $\psi_{0,j}$ coefficienti di combinazione delle azioni variabili;
- N_P, M_P sforzo normale e momento flettente dovuti alla precompressione. Nel caso di strutture isostatiche coincidono con $N_{P,iso}, M_{P,iso}$ mentre in strutture iperstatiche porta alla nascita di reazioni ottenendo quindi un *contributo iperstatico* $N_{P,iper}, M_{P,iper}$. In definitiva si ha: $(N_P, M_P) = (N_{P,iso}, M_{P,iso}) + (N_{P,iper}, M_{P,iper})$

Solitamente M_P è di segno opposto rispetto al momento sollecitante che deriva dal peso proprio (M_G) e dai carichi variabili (M_Q), ne consegue che la precompressione contribuisce a ridurre le sollecitazioni sulla sezione. In aggiunta, lo sforzo normale N_P è solitamente benefico nei confronti della capacità portante.

L'*effetto resistente* è legato alle ulteriori risorse resistenti disponibili oltre a quelle impegnate nella pre-deformazione $\bar{\epsilon}$ e successiva caduta. Ne consegue che, nella valutazione del momento resistente, l'armatura da precompressione è considerata come armatura ordinaria con legge costitutiva ottenuta da quella dell'acciaio da precompressione traslando nel punto $(\bar{\epsilon}, \sigma_p(\bar{\epsilon}))$ l'origine degli assi (Figura 2.4). Con le consuete equazioni di equilibrio, effettuando alcune iterazioni e ponendo $N_{Rd} = N_{Ed}$ è possibile ottenere M_{Rd} (Figura 2.5).

Di seguito si riportano, per una sezione rettangolare e assunto per tentativo il polo nel calcestruzzo e l'acciaio snervato ($\epsilon_c = \epsilon_{cu2}; \epsilon_s > \epsilon_{yd}$) i diagrammi di deformazione e tensione allo *stato limite ultimo* (Figura 2.5).

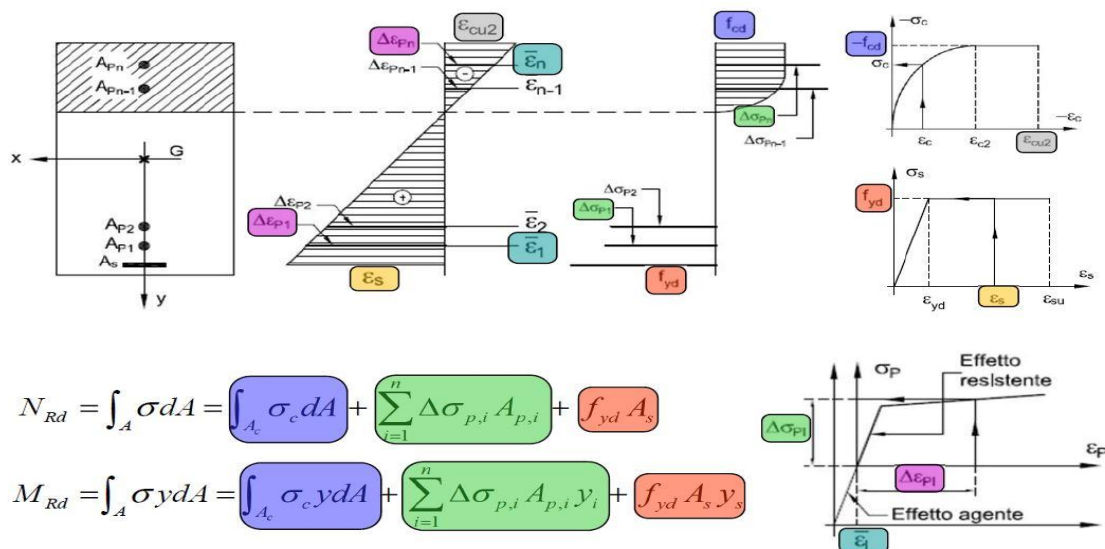


Figura 2.5 Configurazione di *stato limite ultimo per presso-flessione semplice* con rottura lato calcestruzzo con *precompressione lato azioni*. Sulla destra, partendo dall'alto, sono riportati i diagrammi delle leggi costitutive del calcestruzzo, dell'acciaio ordinario e dell'acciaio da precompressione. Per le considerazioni fatte, la legge costitutiva da considerare per quest'ultimo materiale ha origine traslata nel punto $(\bar{\epsilon}, \sigma_p(\bar{\epsilon}))$ del diagramma originale. Inoltre, sono riportate le equazioni che permettono di determinare il momento resistente M_{Rd} . La figura è tratta da [8].

Metodo 2 – precompressione lato resistenza

In questo approccio la precompressione è vista interamente come *effetto resistente*. La quota isostatica dell'*effetto agente* (gli effetti di $\bar{\epsilon}$), a differenza del metodo 1, non contribuisce alla riduzione delle sollecitazioni sulla sezione ma viene spostata lato resistenza. La tensione nell'acciaio è ottenuta considerando la deformazione totale, somma della pre-deformazione impressa $\bar{\epsilon}$ e dell'incremento di deformazione $\Delta\epsilon_p$ (effetto resistente). Si intende che la legge costitutiva dell'acciaio da precompressione è utilizzata per intero, senza effettuare la traslazione descritta nel metodo 1. Nel computo delle sollecitazioni rimane solamente l'eventuale quota iperstatica degli effetti prodotti dalla precompressione ($N_{P,iper}, M_{P,iper}$):

$$N_{Ed} = \gamma_G N_G + \gamma_P N_{P,iper} + \gamma_Q (N_{Q,1} + \sum_j \psi_{0,j} N_{Q,j})$$

$$M_{Ed} = \gamma_G M_G + \gamma_P M_{P,iper} + \gamma_Q (M_{Q,1} + \sum_j \psi_{0,j} M_{Q,j})$$

Anche in questo caso posto $N_{Rd} = N_{Ed}$ e valutando correttamente i termini delle equazioni di equilibrio è possibile ottenere il momento resistente M_{Rd} (Figura 2.6).

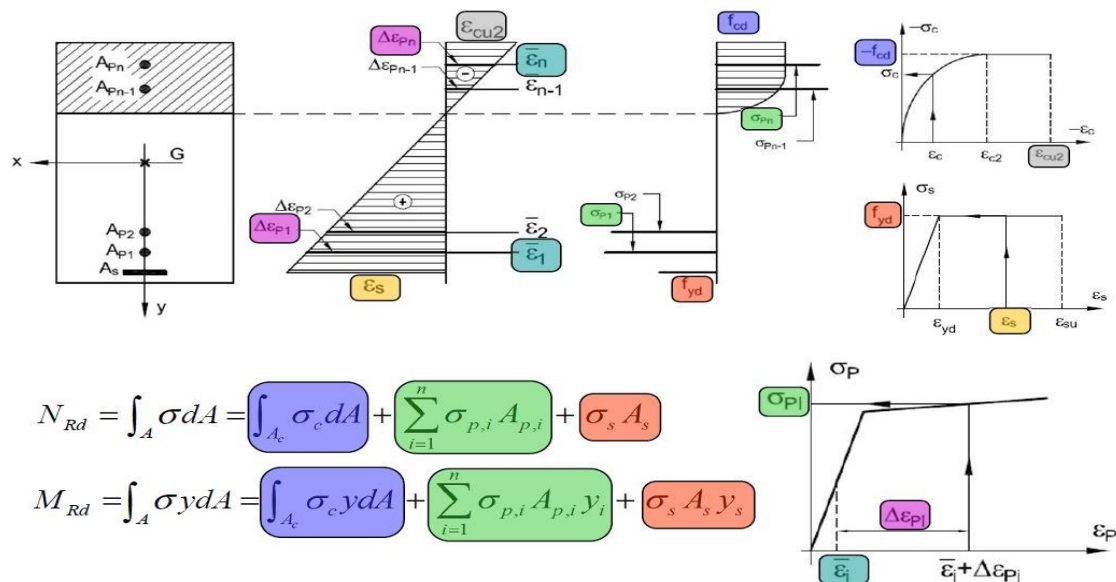


Figura 2.6 Configurazione di *stato limite ultimo per presso-flessione semplice* con rottura lato calcestruzzo con *precompressione lato resistenza*. Sulla destra, partendo dall'alto, sono riportati i diagrammi delle leggi costitutive del calcestruzzo, dell'acciaio ordinario e dell'acciaio da precompressione. In questo caso la legge costitutiva dell'acciaio da precompressione è utilizzata nella sua interezza. Sono riportate, con le dovute modifiche rispetto al *metodo 1* le equazioni che permettono di determinare il momento resistente M_{Rd} . La figura è tratta da [8].

In definitiva la capacità portante dell'elemento è, per ovvi motivi, sempre la stessa ma cambiano le azioni sollecitanti che devono essere confrontate. Nel primo caso (*metodo 1*) la precompressione riduce (di solito) le sollecitazioni, nel secondo (*metodo 2*) questo non avviene ma la legge costitutiva dell'acciaio da precompressione è considerata per intero ed il momento resistente sembra maggiore.

2.2 Impalcati a graticcio con elementi precompressi

I ponti a graticcio, come già introdotto ad inizio capitolo, sono molto diffusi. Le luci coperte arrivano sino ad un massimo di 40 - 50 m circa [4] e lo schema statico più usuale è quello di tante travi in semplice appoggio. L'utilizzo del cemento armato precompresso *post-teso* o *pre-teso* è altrettanto ricorrente, anche grazie ai vantaggi del ricorso alla prefabbricazione degli elementi. In questo paragrafo analizziamo brevemente le soluzioni più frequentemente adottate per la realizzazione di impalcati a graticcio in calcestruzzo armato precompresso.

2.2.1 Impalcato a graticcio gettato in opera

È una soluzione adottata in passato, quando il costo della manodopera per la realizzazione di casseforme era inferiore. Oggi si predilige l'utilizzo di elementi prefabbricati. Le luci possono arrivare sino a circa 40 m. L'impalcato è costituito da travi longitudinali, trasversi ed una soletta superiore tutte realizzate gettando il calcestruzzo in casseri opportunamente predisposti. Il numero di travi trasversali varia usualmente da 3 o 5. Oggi vi sono soluzioni con trasversi solo in corrispondenza degli appoggi ma richiedono alla soletta prestazioni più elevate. A maturazione avvenuta si effettua il processo di precompressione delle travi tramite post-tensione. L'interasse fra le travi longitudinali varia fra 1,80 m e 3 m per considerazioni sulla minimizzazione del costo dovuto alla realizzazione dei casseri e all'uso del materiale. La sezione delle travi longitudinali ha una larghezza che è solitamente compresa fra 35 e 55 cm, prestando particolare attenzione allo spazio richiesto dalle armature. La soletta superiore deve essere almeno di 25 cm per problemi di durabilità, in passato non sempre questo limite inferiore è stato rispettato. L'utilizzo di uno schema statico a trave continua permetterebbe una più efficiente distribuzione dei momenti. In questo caso però, nelle zone di momento negativo e quindi in corrispondenza degli appoggi, la parte della sezione compressa non potrebbe far affidamento sulla sezione a T generata dalla soletta collaborante superiore (con conseguenti problemi di duttilità). Si potrebbe pensare di realizzare una soletta anche inferiormente ma questo presenta notevoli difficoltà costruttive. In definitiva, questa soluzione è adatta per schemi statici in semplice appoggio [9].

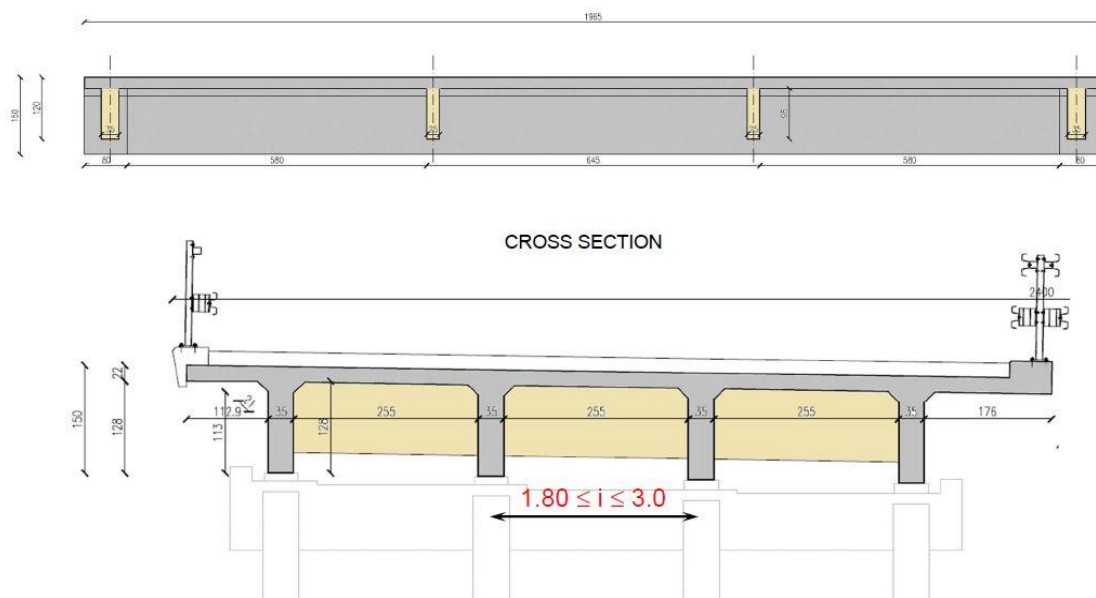


Figura 2.7 Esempio di impalcato a graticcio gettato in opera. Vista laterale (in alto) e sezione trasversale (in basso). In colorazione beige sono visibili gli elementi trasversali. La figura è tratta da [9].

2.2.2 Impalcato a graticcio con travi a I prefabbricate e soletta gettata in opera

La differenza con il caso precedente è dettata dalle travi longitudinali che sono prefabbricate e non gettate in opera, eliminando i tempi e costi relativi alla cassetta in opera. Con questa soluzione si arriva a coprire luci di circa 35 m, limite principalmente dettato da motivi logistici nel trasporto di elementi di grosse dimensioni. Le travi longitudinali possono essere pre-tese o post-tese, o adottare una soluzione mista. La soletta superiore di collegamento e le travi trasversali sono usualmente gettate in opera. Le travi trasversali devono essere efficacemente collegate a quelle longitudinali. Il collegamento è realizzato da armatura di precompressione alloggiata nelle travi trasversali e passante per l'anima degli elementi prefabbricati. Vista la difficoltà di connessione si cerca di limitare il numero dei traversi, prevedendoli in corrispondenza delle pile e uno o due in campata. Di fondamentale importanza è la connessione mediante apposita armatura (*connettori*) fra le travi longitudinali e la soletta collaboranti per ottenere una sezione collaborante a T e non solo a I come si avrebbe con la trave isolata. All'opposto i traversi possono o meno essere collegati alla soletta [9].

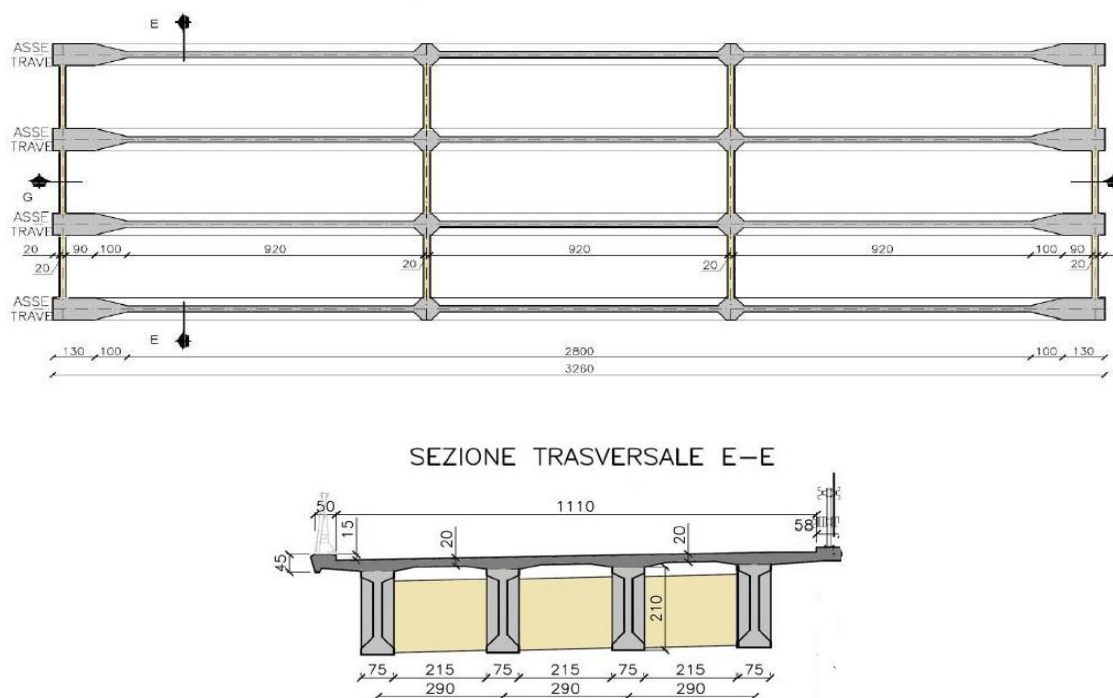


Figura 2.8 Esempio di impalcato a graticcio con travi longitudinali prefabbricate ad I. Vista in pianta (in alto) e sezione trasversale (in basso). In corrispondenza degli appoggi la sezione è rettangolare piena per aumentare la resistenza a taglio e per aumentare lo spazio a disposizione per i sistemi di ancoraggio dei cavi di precompressione. Nell'esempio riportato i traversi non sono collaboranti con la soletta. La figura è tratta da [9].

Quando si utilizzano soluzioni prefabbricate completate con parti gettate in opera come in questi casi vanno presi in conto ulteriori aspetti [4]:

- il calcestruzzo gettato in opera ha solitamente caratteristiche meccaniche differenti da quello con cui sono stati realizzati gli elementi precompressi. Le caratteristiche geometriche ed inerziali della sezione vanno opportunamente ricavate con adeguati coefficienti di omogeneizzazione.
- il calcestruzzo gettato in opera è completamente soggetto al fenomeno di ritiro mentre gli elementi prefabbricati ne hanno già scontato una parte.

Grazie all'impiego della prefabbricazione e di moderni sistemi di varo, con conseguenti riduzione dei tempi e costi di realizzazione, i ponti di questo tipo sono molto competitivi per le piccole e medie luci.

2.2.3 Impalcato a graticcio con travi a V prefabbricate e soletta gettata in opera

La differenza in questo caso risiede nella sezione degli elementi longitudinali che presenta una forma a V e non più a I. Le luci coperte sono limitate a circa 35 m per i motivi descritti nel paragrafo precedente. Il getto della soletta dà origine a sezioni chiuse, anche dette a *cassoncino*, dotate di elevata rigidezza torsionale. Per questo motivo tale soluzione è spesso adottata per ponti ferroviari. Le travi sono solitamente pre-tese, con l'armatura disposta nella parte bassa della sezione, perché lo spessore ridotto delle anime causerebbe problemi nel garantire il copriferro ai cavi da post-tensione con gravi conseguenze sulla durabilità [9].

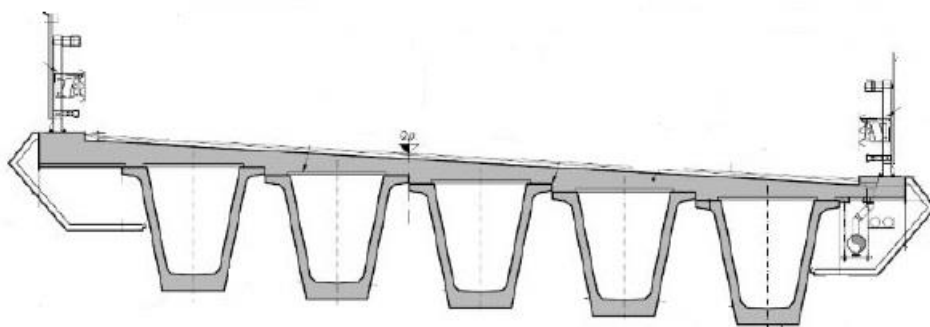


Figura 2.9 Esempio di impalcato realizzato con travi longitudinali prefabbricate ad V e soletta di completamento gettata in opera. La figura è tratta da [9].

2.3 Cause di degrado

I ponti, come tutti i manufatti antropici, nel tempo subiscono processi di degrado che portano a danni più o meno gravi con conseguenti riduzione di funzionalità e prestazioni o, in ultimo, all'inservibilità dell'opera. Il processo di danneggiamento può evolvere nel tempo in tempi più o meno rapidi ed è strettamente connesso al concetto di durabilità, inteso capacità di mantenimento nel tempo delle prestazioni originarie [4]. Quest'ultimo aspetto è diventato centrale nelle normative e nella sensibilità dei progettisti solamente negli ultimi decenni, anche in seguito al progressivo emergere di criticità sulle strutture esistenti. In questo paragrafo, vista la loro ampia diffusione e le numerose criticità emerse, ci concentreremo sulle principali patologie che affliggono i ponti realizzati con elementi prefabbricati in cemento armato precompresso. Le cause dei difetti possono essere divise in tre categorie: *difetti di progettazione, difetti di costruzione, deficienze di manutenzione* [10].

2.3.1 Concezione strutturale non idonea e difetti di progettazione

I primi anni di utilizzo del cemento armato precompresso furono caratterizzati da grande entusiasmo e fiducia nei confronti di questa nuova tecnologia. L'assenza di fessurazioni nei casi di precompressione integrale portò a ritenere il calcestruzzo impermeabile e ne conseguirono diversi difetti [11] [10]:

- assenza di impermeabilizzazione dell'impalcato
- posizionamento degli ancoraggi in zone a rischio percolazione e cattiva protezione degli stessi: particolarmente critici sono risultati essere gli ancoraggi in soletta, oggi non più realizzati
- scarsa attenzione ai sistemi di drenaggio e convogliamento dei liquidi provenienti dall'impalcato
- spessori del copriferro inadeguati con conseguente corrosione dell'armatura, espulsione del calcestruzzo e ulteriore esposizione agli agenti aggressivi

Lo schema statico più ricorrente per questa tipologia di ponti è quello a più campate isostatiche in successione. Da un lato, presenta vantaggi quali rapidità e velocità di costruzione, insensibilità a cedimenti ed effetti termici ma allo stesso tempo richiede un elevato numero di discontinuità (giunti) che danno origine a problemi di durabilità. In ambienti aggressivi o dove si fa uso di sali disgelanti durante il periodo invernale, i giunti, spesso non adeguatamente mantenuti, rappresentano punti critici per la percolazione dei liquidi di impalcato. La percolazione lungo i giunti è particolarmente grave perché va ad interessare zone delicate dove sono presenti testate di ancoraggio, dispositivi di appoggio, pulvino e pile innescando rapidi processi di degrado (Figura 2.11).



Figura 2.10 Mancato rispetto delle distanze minime fra le guaine dei cavi di precompressione. La distanza insufficiente impedisce il corretto costipamento del calcestruzzo e protezione delle guaine, con evidenti problemi per la durabilità delle stesse e dell'armatura in esse contenuta. La figura è tratta da [10].



Figura 2.11 Importanti fenomeni di degrado diffuso sulle zone terminali delle travi, sul pulvino e sulle pile. Si osservano ampie zone caratterizzate da corrosione delle armature e distacco dei copriferri. Il fenomeno è originato con ogni probabilità dalla percolazione disordinata e non correttamente regimata dei liquidi di impalcato attraverso i giunti. La figura è tratta da [35].

Altri difetti derivanti da una cattiva progettazione sono:

- mancato rispetto delle distanze minime tra guaine o armature ordinarie con conseguente formazione di vespai [10] (Figura 2.10);
- spessore delle anime eccessivamente ridotto rispetto alle dimensioni delle guaine;
- eccessiva presenza di armatura nelle guaine che rende difficoltosa la successiva procedura di iniezione.;

Ulteriori criticità possono essere rappresentate dalle fessurazioni che, durante il processo di tesatura, si sviluppano lungo il tracciato dei cavi partendo dalle zone di ancoraggio. Tali fessurazioni si stabilizzano dopo la fase di messa in tensione delle armature e non creano problemi dal punto di vista strutturale ma possono rappresentare vie preferenziali per l'accesso dell'acqua e di agenti aggressivi all'interno della struttura [10]. L'assenza di adeguati sistemi di scolo, con la conseguente percolazione disordinata dei liquidi di impalcato lungo le superfici degli elementi, favorisce l'ingresso dell'acqua e degli agenti aggressivi in queste fessurazioni (Figura 2.12).



Figura 2.12 Fessurazioni lungo lo sviluppo longitudinale dei cavi con formazione di efflorescenze. La figura è tratta da [10].

2.3.2 Difetti di costruzione

I principali difetti di costruzione che si riscontrano frequentemente in strutture di non recente costruzione sono la *carente impermeabilizzazione* dell'impalcato e la *cattiva iniezione delle guaine* [10]. È comune trovare guaine iniettate solo parzialmente, con vuoti e discontinuità lungo il tracciato dei cavi, situazione critica per l'innesco della corrosione (Figura 2.13). Anche la natura della malta, per errata composizione o rapporto a/c, può inficiare l'efficacia dell'iniezione e quindi la durabilità delle armature [11]. Un altro difetto che agevola il processo di corrosione deriva dalla cattiva sigillatura degli ancoraggi dei cavi di precompressione. In ultimo, le zone con alta concentrazione di cavi

e armatura ordinaria rendono difficoltose le operazioni di vibrazione del calcestruzzo con conseguente formazione di zone di segregazione degli inerti e cattiva compattazione [10].



Figura 2.13 Cavi di precompressione all'interno di una guaina completamente non iniettata. La figura è tratta da [10].

2.3.3 Deficienze di manutenzione

Dopo la loro costruzione le strutture, ed in particolar modo quelle esposte direttamente a severe condizioni atmosferiche come i ponti, hanno bisogno di regolari ispezioni e manutenzioni. Una scarsa attenzione a questi processi è certamente fra le cause principali dello stato di degrado in cui versano diverse opere d'arte [4] in cemento armato precompresso e non solo. La manutenzione per il corretto funzionamento dei sistemi di scolo e dei giunti è una operazione abbastanza banale e non costosa, fondamentale per la durabilità dell'opera. È però ricorrente imbattersi in pluviali otturati o mancanti, giunti intasati di detriti con gravi conseguenze in termini di degrado. Gli effetti di una percolazione disordinata dei liquidi provenienti dall'impalcato sono già stati descritti al paragrafo 2.3.1. Un ulteriore errore commesso durante i processi di manutenzione è la mancata investigazione dello stato dell'impermeabilizzazione dell'impalcato durante il rifacimento delle superfici di rotolamento. Anche in questo caso un cattivo stato della membrana impermeabile favorisce la permeazione dell'acqua e di sostanze nocive verso gli elementi strutturali innescando o accelerando processi di degrado.

2.3.4 Corrosione delle armature di precompressione

La corrosione delle armature è certamente uno dei problemi centrali per le strutture in cemento armato precompresso [12]. È frequente osservare problemi di corrosione in

opere che hanno superato la loro vita di servizio, ma possono manifestarsi anche prima nel caso di manufatti non adeguatamente concepiti, eseguiti e mantenuti.

La maggior parte dei fenomeni corrosivi sono causati dall'acqua e dall'umidità che, riuscendo a penetrare attraverso fessure e porosità del calcestruzzo, raggiunge le guaine da precompressione [10]. Queste ultime spesso non sono adeguatamente iniettate e l'acqua, talvolta con l'aggiunta di sostanze aggressive (es. cloruri), riesce ad entrare in contatto con le armature innescando il processo di corrosione. Gli acciai ad alta resistenza sono inoltre particolarmente suscettibili ai fenomeni di *stress corrosion* da infragilimento da idrogeno [10] [12]

Nelle strutture in cemento armato ordinario il processo corrosivo è evidenziato da tracce di ruggine visibili sulla superficie di calcestruzzo ma essendo molto frequenti non sempre vengono considerate un segnale di allarme. All'opposto, nelle strutture in precompresso la corrosione può verificarsi senza alcun segnale apprezzabile dall'esterno [10] [12], ne sono testimonianza anche alcuni crolli improvvisi che si sono verificati [13]. Uno dei problemi maggiori per queste opere è dato dalla distribuzione spaziale casuale della corrosione. Vi possono essere cavi corrosi affiancati a cavi non corrosi nella stessa sezione, uno stesso cavo lungo il suo sviluppo può avere zone danneggiate e zone integre (Figura 2.14) [10].



Figura 2.14 Intradosso di una trave precompressa con armatura di precompressione fortemente danneggiata. Si nota la distribuzione casuale dei fenomeni corrosivi, nella stessa sezione coesistono cavi completamente corrosi e cavi integri. Lo stesso cavo lungo il proprio sviluppo presenta forti eterogeneità nella percentuale di area resistente persa. La figura è tratta da [10].

Quest'ultimo aspetto rende particolarmente difficoltosa la quantificazione dello stato delle armature in strutture esistenti.

La corrosione delle armature genera diverse problematiche: riduzione della sezione resistente, variazione delle proprietà meccaniche e della duttilità dell'armatura, diminuzione dell'aderenza acciaio-calcestruzzo, riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato a causa dell'effetto espansivo dei prodotti di corrosione [1] [12]. Questi effetti si ripercuotono sulle prestazioni dell'intera sezione, e di conseguenza su quelle dell'intera struttura.

In ultimo dobbiamo osservare come le strutture realizzate mediante post-tensione sono risultate generalmente più vulnerabili a gravi processi di corrosione rispetto a quelle pretese. I motivi principali sono principalmente da ricercarsi nei processi di iniezione delle guaine che, in particolar modo in passato, non sempre sono stati eseguiti con attenzione. In seguito ad alcuni crolli di ponti post tesi il Regno Unito proibì l'utilizzo di tale tecnica fra il 1992 e il 1996 [13].

2.4 Necessità di intervento

Data la vetustà di molte delle opere esistenti il degrado è certamente uno dei fattori per i quali è richiesta la messa in atto di interventi di rinforzo. Corrosione delle armature o dei sistemi di precompressione, deterioramento del calcestruzzo per attacco chimico, conducono ad una progressiva riduzione della capacità portante e quindi dei margini di sicurezza che devono in qualche modo essere ripristinati. Il degrado non è però l'unico fattore a rendere necessari interventi di rinforzo. Un incremento nei volumi di traffico e/o nell'entità dei carichi circolanti ammessi, una eccessiva perdita di precompressione per fenomeni lenti (ritiro e viscosità del calcestruzzo), errori di progettazione o esecutivi impongono al gestore dell'infrastruttura adozioni di limitazioni del traffico o attuazione di interventi di rinforzo [14]. L'imposizione di restrizioni al traffico e ai carichi transitanti è la soluzione più rapida ma ha un rilevante impatto (code, necessità percorsi alternativi per i veicoli interdetti, maggior consumo di carburante ecc.) sulla funzionalità dell'intera rete [5]. Per questo motivo questa soluzione viene adottata perlopiù in via provvisoria, in vista di successivi interventi di rinforzo che possano ripristinare interamente le funzionalità dell'opera. Ultima opzione possibile, adottata quando il rinforzo risulta tecnicamente irrealizzabile o economicamente insostenibile, risulta essere la demolizione e sostituzione integrale del manufatto.

Capitolo 3

3 Rinforzo travi da ponte mediante precompressione esterna

La scelta del sistema di rinforzo adatto richiede la presa in considerazione di numerosi fattori. Il tipo di struttura, l'incremento di capacità richiesta, i costi dell'intervento sono i principali parametri che influenzano la decisione. La valutazione economica deve prendere in considerazione anche i futuri costi di manutenzione dell'opera rinforzata: costi eccessivi a lungo termine potrebbero rendere più economica la sostituzione del manufatto. È importante valutare le condizioni degli elementi da rinforzare e delle altre componenti dell'opera nel suo complesso, inclusa la sottostruttura (fondazioni, pile, spalle ecc.) [15] [14]. Un problema di impermeabilizzazione potrebbe aver compromesso lo stato dell'armatura di precompressione, senza alcun segno visibile. Procedere con una nuova impermeabilizzazione senza ulteriori considerazioni potrebbe dare origine a gravi conseguenze. La fase di ispezione, conoscenza e diagnosi dello stato di fatto del manufatto è fondamentale. Vanno identificate le cause che hanno generato la riduzione dei livelli di funzionalità e sicurezza (es. corrosione delle armature) e tali riduzioni delle prestazioni devono essere quantificate (es. diminuzione della capacità portante) [15]. Considerazioni sull'invasività dell'esecuzione dell'intervento di rinforzo in termini di interferenza con il traffico e valutazioni di natura estetica sono altrettanto rilevanti nella scelta della tecnologia adatta.

In questo capitolo ci concentreremo sul rinforzo mediante precompressione esterna, tecnica molto diffusa per opere in cemento armato precompresso. Verranno illustrate le principali caratteristiche, vantaggi e svantaggi di tale sistema.

3.1 Generalità precompressione esterna

Nella precompressione esterna i cavi sono esterni alla sezione e non aderenti al calcestruzzo ma i principi alla base non cambiano. Anche in questo caso viene opportunamente applicato un carico assiale alla struttura in modo da ottenere un precarico

favorevole della stessa, incrementando la capacità flessionale e migliorando le prestazioni sotto i carichi di esercizio [14]. In linea generale possiamo considerare una precompressa esternamente come l'accoppiamento di due sottosistemi: la trave in calcestruzzo ed i cavi esterni [16] (Figura 3.1).

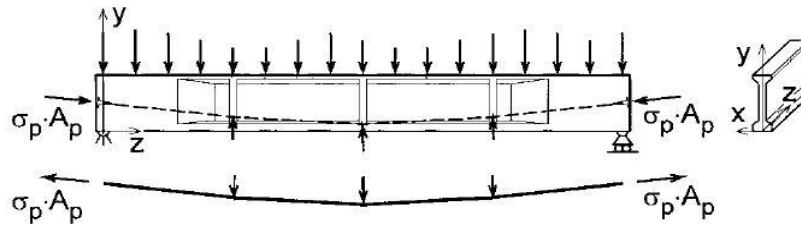


Figura 3.1 Effetti *precompressione esterna* come carichi equivalenti esterni. In linea generale, è possibile considerare due sottosistemi: la trave ed i cavi esterni. Questi ultimi trasmettono alla trave, in corrispondenza degli ancoraggi e dei punti di deviazione, forze concentrate la cui intensità dipende dalla tensione nel cavo e dalla forma del suo tracciato. Per il principio di azione e reazione la trave trasmetterà nei medesimi punti le forze in senso opposto ai cavi. La trave inoltre è caricata con ulteriori carichi esterni rappresentati dalle forze dirette verso il basso visibili all'estradosso della stessa. Figura tratta da [16].

La forza di precompressione non è trasmessa per aderenza ma tramite un sistema di ancoraggi e deviatori, per questo motivo il profilo dei cavi è limitato a tracciati rettilinei o realizzati da più spezzate.

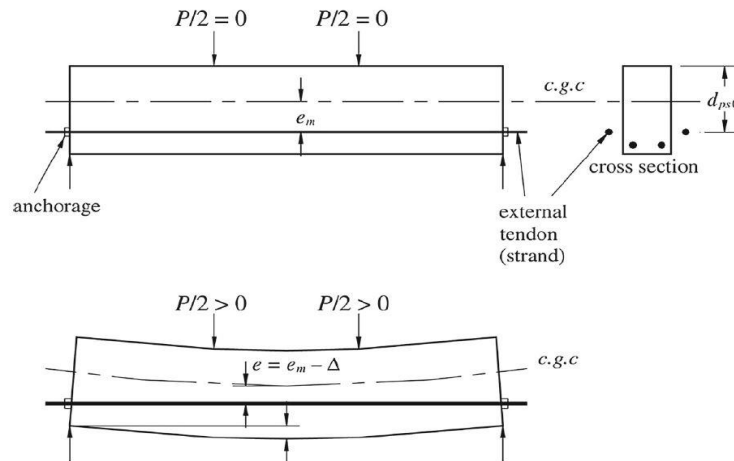


Figura 3.2 Effetti della deformazione della struttura sull'eccentricità dei cavi di precompressione esterni. In seguito all'applicazione dei carichi concentrati $P/2$ l'eccentricità iniziale dei cavi e_m si riduce della quantità Δ . L'effetto negativo consiste in una riduzione del momento $M_{p,iso}$. Per limitare almeno in parte questo tipo di problemi è possibile inserire in più punti degli elevatori che vincolino i cavi a seguire il più possibile la deformazione della trave. Figura tratta da [17].

Uno degli svantaggi principali risiede nel fatto che l'incremento di tensione nell'armatura al crescere del carico dipende dell'allungamento complessivo del cavo che è a sua volta funzione della deformabilità dell'intera struttura e non solo dalla sezione in esame [8]. L'incremento tensionale è notevolmente inferiore a quello che si avrebbe in una struttura a cavi aderenti ed il calcolo risulta non immediato. In assenza di analisi più approfondite viene ritenuto nullo o preso in misura massima del 5%. In altri termini la precompressione esterna è meno efficiente allo stato limite ultimo.

Un ulteriore svantaggio è dato dalla riduzione dell'eccentricità del cavo in seguito alla deformazione della struttura, in particolar modo se vi sono pochi punti di deviazione. (Figura 3.2) [17].

La precompressione esterna è molto utilizzata nel rinforzo di ponti esistenti (Figura 3.3) in calcestruzzo precompresso anche grazie ai vantaggi che verranno illustrati nel prossimo paragrafo.



Figura 3.3 Utilizzo di cavi di *precompressione esterna* per il rinforzo di un ponte in c.a.p. esistente. È Possibile notare i dispositivi di deviazione e di ancoraggio. Figura tratta da [10].

3.1.1 Valutazione capacità flessionale

La verifica allo stato limite ultimo per flessione e sforzo normale può essere eseguita come introdotto al sottoparagrafo 2.1.5. Nel caso di precompressione esterna, come introdotto, l'assenza di aderenza acciaio-calcestruzzo rende difficile la quantificazione dell'incremento tensionale nei cavi allo stato limite ultimo ($\Delta\sigma_p$). In assenza di analisi più approfondite che considerino l'intero comportamento della struttura, ed essendo tale

incremento notevolmente inferiore rispetto a quello che si ottiene in caso di cavi aderenti, l'*Eurocodice 2* permette in via convenzionale di assumerlo nullo o pari a 100 Mpa. In altri termini, per la valutazione del momento resistente la sezione viene trattata come se fosse in cemento armato ordinario [8].

3.2 Vantaggi e svantaggi dell'uso della precompressione esterna per il rinforzo di ponti esistenti

L'aggiunta di precompressione esterna come tecnica per il rinforzo di ponti esistenti ha visto una notevole diffusione negli ultimi anni. Di seguito si illustrano i principali vantaggi che contribuiscono al suo frequente utilizzo [14] [18]:

- si ha un incremento della capacità flessionale senza rilevanti incrementi di peso proprio;
- si ottiene un incremento della resistenza al taglio;
- i componenti sono facili da ispezionare, aumentando l'affidabilità del ponte rinforzato. Eventuali danneggiamenti sono facilmente individuabili.;
- nel caso di perdite di precompressione dovute a fenomeni lenti, corrosione ecc. i cavi possono essere tesi nuovamente o sostituiti;
- il processo di installazione del sistema di rinforzo può essere condotto senza interrompere il traffico e senza l'imposizione di ulteriori limitazioni rispetto a quelle già presenti sul ponte rinforzare;
- il profilo dei cavi può essere scelto in modo da massimizzare l'eccentricità dove richiesto, ad esempio installando i cavi sotto l'intradosso della trave;
- le perdite di precompressione per attrito sono ridotte perché i cavi sono collegati alla struttura solamente nei punti di ancoraggio e di deviazione;
- è possibile correggere il comportamento in esercizio eliminando eccessive fessurazioni.

Nella scelta del sistema di rinforzo naturalmente bisogna considerare anche gli svantaggi dell'utilizzo della precompressione esterna [14] [18]:

- l'installazione del sistema di rinforzo deve essere affidata a ditte specializzate con forte esperienza nell'utilizzo di questa tecnica. In Italia, ad oggi, non sono numerose le imprese specializzate in questo settore, questo può limitare, rendendo più difficoltoso e/o costoso il ricorso a tale sistema di rinforzo;
- il calcestruzzo deve essere in buone condizioni per poter sopportare le sollecitazioni derivanti dalla precompressione addizionale. È importante fare una

valutazione dello stato e della qualità del calcestruzzo per evitare eccessive sollecitazioni di compressione nel calcestruzzo in seguito all'aggiunta di precompressione (considerazione che verrà approfondita al paragrafo 3.3);

- le perdite di precompressione per *creep* e rilassamento devono essere considerate, ma la possibilità di tesare nuovamente i cavi permette di oltrepassare questo problema;
- l'installazione dei punti di ancoraggio e dei deviatori può essere difficoltosa, in queste zone si verificheranno forti concentrazioni degli sforzi da valutare attentamente;
- l'incremento di resistenza al taglio è difficile da quantificare, per questo motivo l'uso di precompressione esterna è solitamente rivolto all'aumento della capacità flessionale;
- cavi, ancoraggi, deviatori sono posti esternamente, spesso in prossimità di punti critici per la percolazione dei liquidi di impalcato (es. giunti), e soggetti agli eventi atmosferici. Per questo i cavi vanno adeguatamente protetti e ispezionati;
- un eccessivo incremento di sforzo assiale dovuto alla precompressione potrebbe essere sfavorevole per la capacità portante. In questo caso una soluzione può essere incrementare l'eccentricità dei cavi;
- l'aggiunta di precompressione esterna potrebbe portare ad una riduzione duttilità a livello sezionale perché l'armatura non raggiunge lo snervamento e il collasso avviene per rottura del calcestruzzo in compressione;
- la rottura di un ancoraggio genera la completa perdita della precompressione fornita da quel cavo. In caso di cavi aderenti la precompressione, dopo un certo tratto, può invece continuare ad essere trasferita per aderenza acciaio-calcestruzzo [19];
- nelle zone di deviazione i cavi sono sollecitati da elevate pressioni trasversali. I deviatori devono essere opportunamente studiati per limitare il più possibile attriti e danni ai cavi [19];
- essendo posti esternamente i cavi sono soggetti a vibrazioni e quindi la loro luce libera andrebbe limitata [19] [20];
- il sistema di rinforzo potrebbe non essere particolarmente piacevole dal punto di vista estetico.

3.3 Considerazioni preliminari nel progetto del sistema di rinforzo

Per procedere alla progettazione del sistema di rinforzo è necessario aver raggiunto un livello di conoscenza sufficientemente approfondito dell'opera da rinforzare. È necessario relazionarsi con i gestori dell'opera, recuperare i certificati dei materiali e di collaudo, le relazioni di calcolo e i disegni esecutivi. Si devono considerare le normative in vigore al tempo della progettazione e interpretare le scelte del progettista alla luce di queste. Lo stato attuale dell'opera deve essere valutato con le migliori tecniche disponibili in modo da quantificare i parametri necessari alla definizione della capacità attuale della struttura e alla progettazione del successivo intervento di rinforzo.

Nelle strutture in cemento armato precompresso la determinazione dello stato tensionale attuale presenta notevoli incertezze. La strada da seguire sarà allora quella di considerare dei range di variazione plausibili per i parametri di interesse i cui estremi sono ottenuti a partire dai risultati delle indagini e dalle informazioni note [15]. Le incertezze crescono ulteriormente nel caso si riscontrino fenomeni di degrado, ad esempio la corrosione dei cavi. Un cavo di precompressione totalmente corroso in una sezione, e quindi completamente inefficace, ma ancora integro altrove potrebbe esplicare nuovamente il suo effetto dopo una sufficiente lunghezza di ancoraggio. Nelle sezioni adiacenti a quella che presenta il cavo corroso, l'attrito che può svilupparsi fra cavo e boiacca cementizia

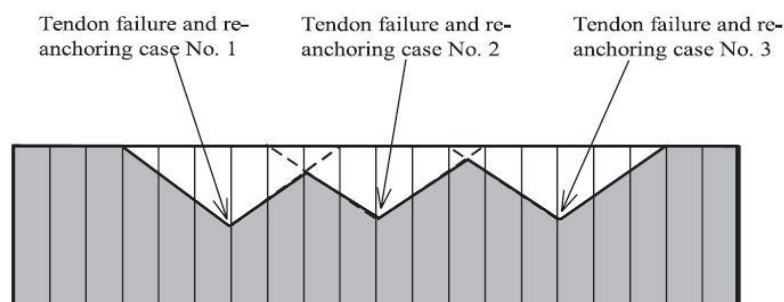


Figura 3.4 Distribuzione dello sforzo totale di precompressione in seguito a fenomeni di corrosione localizzata dei cavi in tre sezioni della trave. La trave è rappresentata come tanti elementi rettangolari affiancati delimitati nella rappresentazione da linee verticali nere. Se l'elemento è completamente colorato di grigio significa che lo sforzo di compressione è interamente attivo. Nelle sezioni in cui si presenta la corrosione, indicate dalle frecce, si ha una caduta dello sforzo di precompressione (area grigia ridotta). Nelle sezioni adiacenti a quella danneggiata, nell'ipotesi che le guaine siano iniettate ed i cavi nuovamente integri, si sviluppano tensioni tangenziali che possono portare al *riancoraggio* dei cavi. Dopo una certa distanza la precompressione può essere nuovamente attiva completamente (area dell'elemento totalmente di colore grigio). La determinazione della lunghezza di ri-ancoraggio è un problema molto complesso. Figura tratta da [21].

usata per l'iniezione delle guaine può permettere il ri-ancoraggio del cavo (Figura 3.4). La distanza dopo la quale il cavo può considerarsi nuovamente ancorato, e quindi attivo, dipende dall'entità della forza di precompressione e da fattori non facilmente quantificabili. Fra questi rientrano lo stato di conservazione e le caratteristiche meccaniche dei materiali usati per l'iniezione delle guaine. Anche la quantità di armatura a taglio che confina le guaine ha un contributo nella determinazione della lunghezza di ri-ancoraggio. La possibile presenza di zone non iniettate lungo lo sviluppo del cavo complica ulteriormente il problema. Il tema è analizzato dettagliatamente in [21].

Vista la difficoltà, con gli attuali strumenti di diagnostica e ispezione, nel quantificare i parametri che determinano la lunghezza di ri-ancoraggio e la complessità del problema un approccio semplificativo consiste nel considerare inattivo il cavo per tutto il suo sviluppo. Il progetto della precompressione esterna con tale ipotesi di fondo può apparire a favore di sicurezza ma allo stesso tempo può generare gravi conseguenze. Le sollecitazioni aggiuntive (principalmente sforzo normale di compressione e momento flettente) prodotte dal sistema di precompressione esterna hanno certamente un effetto positivo in quelle sezioni dove si è realmente manifestata la caduta di precompressione per perdita di sezione resistente dei cavi. È stato però sottolineato come, ad una certa distanza dalle sezioni interessate da tale fenomeno, i cavi interni potrebbero essere nuovamente attivi ed esplicare il loro effetto. Gli effetti della precompressione esterna si sviluppano però per tutta l'estensione dell'elemento e questo può generare eccessive tensioni nel calcestruzzo compresso. In altri termini, nelle sezioni in cui gli effetti dei cavi interni (corrosi in un'altra sezione ma ora nuovamente attivi per il fenomeno del ri-ancoraggio) si sommano agli effetti della precompressione esterna (dimensionata non considerando il fenomeno del ri-ancoraggio) le tensioni di compressione nel calcestruzzo possono risultare eccessive, prossime o oltre la soglia di rottura. La presa in conto di due situazioni limite, cavo completamente inattivo e ancora integro, potrebbe essere un modo per garantire una maggiore affidabilità nello studio del sistema di rinforzo tramite precompressione esterna.

La stima del livello di precompressione attuale in presenza di corrosione dei cavi nelle strutture precompressione è molto complessa ed ancora oggi oggetto di ricerca. Non vi sono metodologie consolidate ed applicabili su larga scala ma è sempre necessario operare caso per caso. Ad esempio, riscontrare la comparsa di fessurazioni regolari sotto il solo peso proprio in elementi che dovrebbero essere totalmente compressi fa presagire ad una perdita di precompressione. Noti i parametri geometrici e considerando gli effetti tempo dipendenti è possibile, in prima approssimazione, stimare un valore limite superiore dello sforzo di precompressione attuale nella struttura (al di sopra di questo non vi sarebbe fessurazione) [22]. Ma allo stesso tempo una struttura che non presenta fessurazioni può ugualmente aver subito significative perdite di precompressione senza che queste si siano manifestate con evidenza.

In definitiva, la valutazione dello stato attuale della struttura è decisivo per la corretta progettazione dell'intervento di rinforzo ma il processo è caratterizzato da forti incertezze. È fondamentale essere a conoscenza di queste incertezze, individuare situazioni limite entro le quali vi è una ragionevole confidenza che ricadano i parametri di interesse, individuare e provare diverse soluzioni (es. diversi tracciati dei cavi, diversi sistemi di rinforzo ecc). Per questi motivi, nei capitoli successivi, verrà proposto e studiato un nuovo sistema di consolidamento nel tentativo di superare alcune di queste incertezze.

Capitolo 4

4 Rinforzo di una trave mediante travature reticolari ad arco in acciaio

Il tema centrale che si vuole sviluppare nella tesi consiste nello studio di un nuovo sistema di consolidamento per ponti a graticcio (*girder bridge*). La struttura portante che realizza l'impalcato, come abbiamo già sottolineato, è costituita da più travi longitudinali affiancate (spesso costituite da elementi prefabbricati in calcestruzzo armato precompresso) collegate da traversi e da una soletta superiore. Ne consegue che gli interventi di rinforzo, necessari in seguito alla manifestazione di fenomeni di degrado o per l'incremento della domanda da carichi verticali sulla struttura, si concentrano su questi elementi. L'intenzione è quella di affiancare ai lati della trave due travature metalliche reticolari a forma di arco, valutare la ripartizione del carico fra queste e quantificare gli eventuali effetti benefici del rinforzo nei confronti della trave originale. In generale, un elemento a forma di arco ed una trave rettilinea presentano comportamenti diversi. Il primo è un elemento che, se ben progettato, lavora e resiste alle sollecitazioni esterne sfruttando la sua *forma*. Le forze vengono convogliate verso il terreno attraverso un canale definito dalla geometria dell'elemento curvilineo stesso, ed i momenti flettenti sono idealmente assenti [23]. Viceversa, una trave rettilinea resiste alle sollecitazioni per *materia*, sfruttando le caratteristiche di inerzia e dei materiali che costituiscono le sezioni dell'elemento. È possibile considerare le strutture che resistono per *forma* (archi, volte, cupole) *staticamente superiori* a quelle che resistono per *materia* [23]. A partire da queste prime considerazioni si è scelto di utilizzare una forma ad arco per le travature di consolidamento della trave. Si intende instaurare un'interazione fra elementi con comportamenti diversi e valutare gli eventuali benefici prodotti da tale interazione. In funzione della rigidità degli elementi e del collegamento fra gli stessi, le travature metalliche ad arco raccoglieranno una parte del carico totale agente sulla trave. In altri termini la trave sarà assoggettata ad un carico inferiore, con conseguente riduzione delle azioni sollecitanti. Operando una riduzione delle azioni sollecitanti e non, come più frequente, un aumento della capacità resistente è possibile superare alcuni dei problemi esposti nel capitolo precedente. Non aggiungendo precompressione esterna all'elemento da consolidare infatti non si presentano le criticità precedentemente esposte legate al

fenomeno del ri-ancoraggio e dell'eccessiva sollecitazione del calcestruzzo in compressione.

È necessario specificare che il presente lavoro si propone in primo luogo di studiare e definire il sistema di rinforzo da un punto di vista teorico, indagandone il comportamento strutturale ed i campi di possibile applicazione. Non saranno trattati problemi tecnologici (dettagli costruttivi, interferenze con strutture esistenti, progettazione esecutiva ecc.) che certamente rivestono un ruolo altrettanto fondamentale nella completa definizione e valutazione di una tecnica di consolidamento. Il presente capitolo, partendo da considerazioni teoriche, ha l'intenzione di introdurre e giustificare in modo semplificato le ragioni che hanno portato allo studio del nuovo sistema di consolidamento.

4.1 Concezione del nuovo sistema di rinforzo

L'idea nasce dal tentativo sfruttare il comportamento ad arco, inteso come struttura che lavora per forma, inserendo due archi metallici ai lati della trave per coadiuvare la stessa nel resistere alle azioni verticali. Dopo un breve confronto introduttivo tra il comportamento ad arco ed il comportamento a trave, verranno riportati alcuni modelli semplificati che sono stati utili nella fase di concezione e valutazione preliminare del nuovo sistema di rinforzo.

4.1.1 L'arco e la trave

Il comportamento statico di un arco presenta notevoli vantaggi rispetto al comportamento di una trave rettilinea soggetta agli stessi carichi e di uguale luce. Mettendo a confronto un arco a tre cerniere e una trave rettilinea, di uguale luce e sezione trasversale $A=bh$, soggetti ad una semplice condizione di carico simmetrica (Figura 4.1) è possibile mettere in luce alcuni di questi vantaggi. Considerata la sezione di chiave dell'arco, per simmetria sarà presente solo lo sforzo normale e la conseguente tensione normale:

$$N = H = \frac{Pa}{f} \quad , \quad \sigma_a = \frac{Pa}{Af}$$

Riferendosi alla trave si hanno il momento in mezzera e la conseguente tensione massima pari a:

$$M = Pa \quad , \quad \sigma_t = 6 \frac{Pa}{bh^2}$$

È possibile scrivere:

$$\sigma_t = \sigma_a \frac{6f}{h}$$

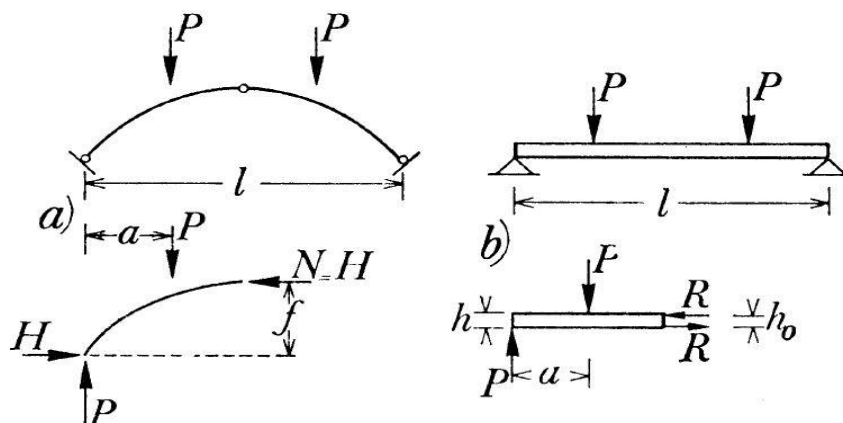


Figura 4.1 Confronto fra un arco a tre cerniere (a) ed una trave semplicemente appoggiata (b) soggetti alla stessa condizione simmetrica di carico. Nella parte inferiore della figura l'arco e la trave sono semplificati e risolti con semplici considerazioni di simmetria. Figura tratta da [23].

Essendo in genere $f \gg h$ è evidente come, nella sezione di mezzeria e per la condizione di carico considerata, la trave risulti notevolmente più sollecitata dell'arco. Tale differenza dipende dal fatto che la coppia Pa nel caso dell'arco è equilibrata dalla azione H cui è associato il braccio f mentre, nella trave, l'azione equilibrante è sviluppata dalle risultanti delle tensioni R di braccio h_0 , molto minore di f [24].

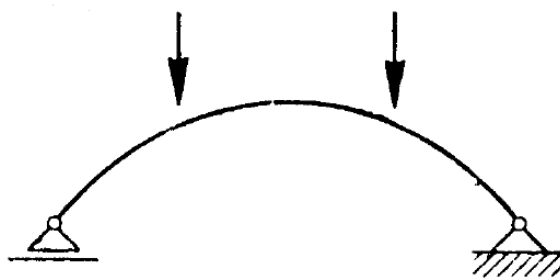


Figura 4.2 Struttura ad arco vincolata con un carrello ed un appoggio fisso e caricata simmetricamente da due forze concentrate dirette verso il basso. Il carrello non permette la nascita di una reazione orizzontale H . Il carrello subisce uno spostamento orizzontale verso sinistra che dipende dall'entità dei carichi esterni applicati e dalle caratteristiche della trave. Il comportamento non differisce molto da quello di trave semplicemente appoggiata soggetta ai medesimi carichi.

La presenza della spinta orizzontale H alle imposte dell'arco, e di conseguenza lo sforzo normale generato, costituisce la differenza sostanziale fra gli archi e le travi e ne influenza positivamente il comportamento [23]. Se si pensa infatti ad un arco vincolato con un carrello ed un appoggio fisso alle estremità (Figura 4.2) lo stato di sollecitazione differisce poco da quello della trave ugualmente vincolata, in particolare i diagrammi di momento flettente coincidono [24].

Se al posto di un carrello è invece presente un ulteriore appoggio fisso, vincolo in grado di esplicare reazioni orizzontali, si realizza la configurazione del noto *arco a due cerniere* (Figura 4.3).

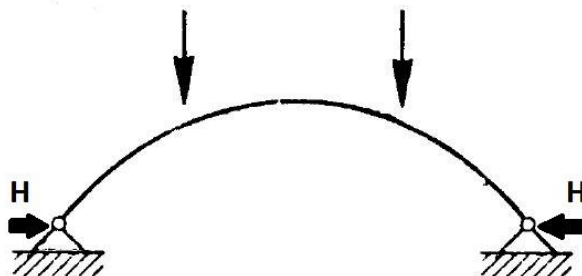


Figura 4.3 Arco a due cerniere caricato simmetricamente da due forze concentrate dirette verso il basso. In questo caso i vincoli esterni impediscono gli spostamenti orizzontali alle imposte dell'arco dando origine alle reazioni orizzontali H .

Nel caso precedente, dove era presente un appoggio scorrevole, la resistenza dell'arco ai carichi era affidata solamente alla rigidità dello stesso che si opponeva alla diminuzione di curvatura, ossia all'appiattimento dell'arco. Nel caso di vincoli fissi, sono invece questi ultimi che si oppongono all'appiattimento dell'arco, impedendo alla corda di allungarsi [25]. Quest'ultima configurazione è quindi notevolmente più vantaggiosa, la spinta H che nasce alle imposte genera momenti flettenti e tagli di segno opposto a quelli indotti dai carichi nella struttura semplicemente appoggiata [26]. Indicati con M_0 , V_0 , N_0 le caratteristiche di momento flettente, taglio, e sforzo normale dovute ai soli carichi e reazioni verticali (senza cioè la presenza di H) le sollecitazioni effettive sull'arco a due cerniere possono calcolarsi come [27]:

$$M = M_0 - H * y \quad , \quad V = V_0 - H * \text{sen}\vartheta \quad , \quad N = N_0 - H * \text{cos}\vartheta$$

dove:

- y indica la distanza fra la corda e l'arco misurata sulla verticale nella sezione considerata;
- ϑ è l'angolo fra l'orizzontale e la tangente all'asse dell'arco nella sezione considerata.

Da queste ultime relazioni appare ancora più evidente l'effetto benefico della spinta H alle imposte, assente in una trave semplicemente appoggiata.

La reazione H , staticamente indeterminata, è ottenibile rendendo scorrevole uno degli appoggi ed imponendo nullo lo scorrimento orizzontale. In altri termini, se i vincoli non sono cedevoli, l'accorciamento della corda prodotto dalla reazione H deve essere pari all'allungamento che produrrebbero i carichi esterni [27].

Continuando nel confronto fra i comportamenti di un arco a due cerniere e di una trave di uguale luce si può osservare come anche in termini di deformabilità sotto carichi verticali l'arco risulti più efficiente. Presa in considerazione una trave semplicemente appoggiata caricata da una forza concentrata F in mezzeria è noto come la freccia δ_t nella stessa sezione valga:

$$\delta_t = \frac{Fl^3}{48E_tI_t}$$

dove:

- l è la luce della trave;
- E_t è il modulo elastico del materiale costituente la trave;
- I_t è il momento d'inerzia della sezione.

Il valore dell'abbassamento in chiave δ_a di un arco parabolico a due cerniere, soggetto alla stessa condizione di carico è invece pari a [28]:

$$\delta_a = \frac{Fl^3}{2048E_aI_c}$$

dove:

- l è la luce dell'arco
- E_a è il modulo elastico del materiale costituente l'arco
- I_a è il momento d'inerzia della sezione di chiave. Dove quest'ultimo, per la formula riporta, è assunto variare lungo lo sviluppo con legge $I = I_a/\cos\theta$

Si deve inoltre notare come l'espressione di δ_a riportata sia leggermente sottostimata in quanto non tiene conto della deformabilità dovuta allo sforzo normale e al taglio [28]. In ogni caso è evidente come, per questa configurazione di carico, il comportamento dell'arco sia notevolmente più rigido rispetto a quello della trave:

$$\delta_a = \frac{3}{128} \delta_t$$

4.1.2 Ripartizione di un carico concentrato fra una trave ed un arco

Con l'obiettivo di analizzare in modo estremamente semplice l'interazione che si instaura fra una trave ed un arco di ugual luce sotto una semplice condizione di carico si può far riferimento allo schema statico riportato in Figura 4.4. In questa configurazione troviamo due archi parabolici a due cerniere che affiancano una trave semplicemente appoggiata di ugual luce realizzando una condizione di simmetria strutturale. In mezzeria è presente un traverso ipotizzato infinitamente rigido che collega la sezione di mezzeria della trave con le sezioni di chiave degli archi. Nella mezzeria del traverso agisce una forza concentrata F , la struttura è caricata simmetricamente.

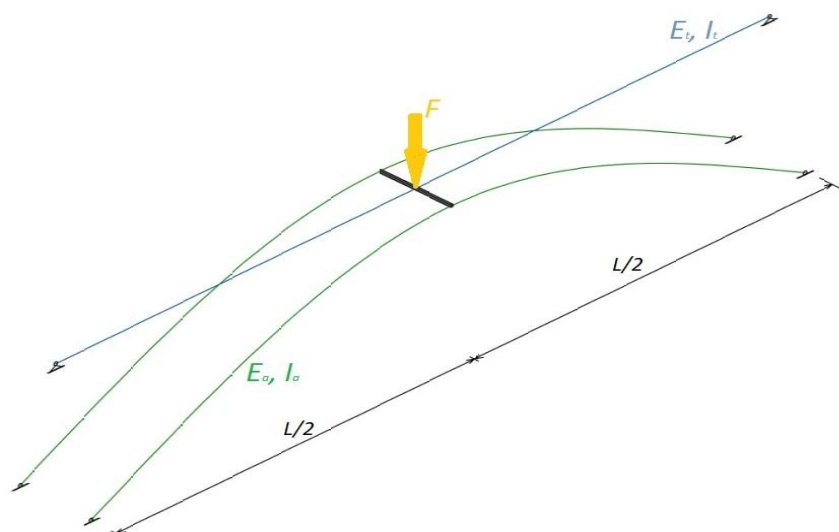


Figura 4.4 Configurazione di strutture in parallelo costituito da una trave e due archi a due cerniere. La trave (in azzurro) e gli archi (in verde) hanno nell'ordine moduli elastici e momenti d'inerzia pari a E_t , E_a , I_t , I_a .

L'applicazione della forza F e l'ipotesi di traverso rigido impongono alla sezione di mezzeria della trave e le sezioni di chiave degli archi uno spostamento verso il basso δ . Il sistema rappresentato è un sistema detto "in parallelo" e la forza F si ripartirà fra gli archi e la trave in proporzione alle loro rigidezze agli spostamenti verticali. Dal paragrafo precedente è noto che gli spostamenti verticali δ_a e δ_t , rispettivamente per un arco e una trave caricati in mezzeria da una forza concentrata, valgono:

$$\delta_a = \frac{F_a l^3}{2048 E_a I_a} \quad , \quad \delta_t = \frac{F_t l^3}{48 E_t I_t}$$

Semplificando la notazione possiamo scrivere:

$$\delta_a = F_a/K_a \quad , \quad \delta_t = F_t/K_t$$

dove K_a e K_t rappresentano le rigidità di arco e trave. F_a e F_t sono le frazioni della forza F che gravano rispettivamente sull'arco e sulla trave.

Il traverso rigido, come già sottolineato, impone la condizione:

$$\delta_a = \delta_t = \delta$$

D'altra parte, la forza F applicata sullo stesso si ripartirà fra gli archi e la trave, e l'equilibrio alla traslazione verticale permette di scrivere:

$$F = F_t + 2F_a = (K_t + 2K_a)\delta$$

Indicato con K il termine entro parentesi e ricavato lo spostamento verticale δ del traverso è possibile agevolmente ottenere le forze F_a e F_t , ossia determinare la ripartizione della forza F fra le strutture collegate in parallelo:

$$\delta = F/K,$$

$$F_a = K_a * \delta = K_a \frac{F}{(K_t + 2K_a)} \quad , \quad F_t = K_t * \delta = K_t \frac{F}{(K_t + 2K_a)}$$

Volendo riportare un esempio numerico consideriamo trave di luce 36 m in calcestruzzo C30/37 con sezione a doppio T. Le dimensioni in centimetri sono riportate in Figura 4.5 ed i valori di E_t , I_t , K_t in Tabella 4.1.

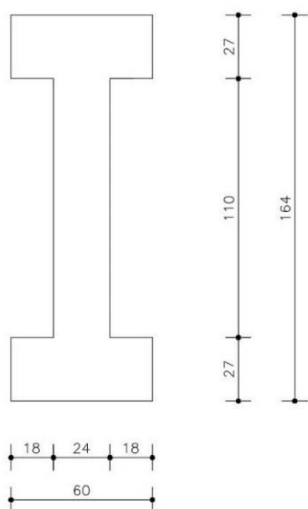


Tabella 4.1 Caratteristiche trave

<i>Sezione doppio T</i>	
E_t [Mpa]	$3,2836 \cdot 10^4$
I_t [mm ⁴]	$1.806 \cdot 10^{11}$
K_t [N/mm]	$6,102 \cdot 10^3$

Figura 4.5 Sezione a doppio T. Dimensioni in cm.

Gli archi sono realizzati con una sezione tubolare cava in acciaio, anche in questo caso si riportano i valori di E_a e I_a (Figura 4.6) e la forma della sezione (Tabella 4.2).

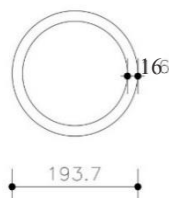


Figura 4.6 Sezione tubolare.
Dimensioni in mm.

Tabella 4.2 Caratteristiche archi

<i>Tubolare 193x16 mm</i>	
E_a [Mpa]	$2,100 \cdot 10^5$
I_a [mm ⁴]	$3,554 \cdot 10^7$
K_a [N/mm]	$3,276 \cdot 10^2$

Per valutare la ripartizione del carico F fra gli archi e la trave si riportano i rapporti K_a/K e K_t/K (Tabella 4.3).

Tabella 4.3 Risultati ripartizione

<i>Ripartizione carico F</i>	
$2 \cdot K_a/K$	0.10
K_t/K	0.90

Nella configurazione statica, di vincoli e di carico descritte e con le sezioni di esempio riportate si può osservare come, nonostante le rigidità dell'arco e della trave differiscano di un ordine di grandezza, gli archi sopportano comunque una quota non trascurabile del carico esterno F (quasi il 10%). Se le sezioni tubolari fossero disposte orizzontalmente ("a trave rettilinea") e non a realizzare strutture ad arco, la frazione di carico sopportata da queste ultime sarebbe del tutto trascurabile viste le differenze di inerzia delle sezioni. In aggiunta, il solo effetto del peso proprio certamente non permetterebbe di utilizzare sezioni tubolari di dimensioni così ridotte per coprire luci così importanti.

Il modello considerato è naturalmente estremamente semplificato e non esaustivo ma può già fornire uno spunto iniziale ed uno stimolo nel procedere nello studio di un sistema di rinforzo che preveda l'accoppiamento di una trave da consolidare con travature ad arco opportunamente collegate. Il sistema collegherà rigidamente in più punti le travature ad arco e la trave (non solo in mezzera come nell'esempio mostrato), aumentando ulteriormente l'efficienza del sistema.

4.1.3 Rinforzo di travi da ponte

Il nuovo sistema di rinforzo che si intende analizzare ha l'obiettivo di essere utilizzato nel rinforzo delle travate dei ponti a graticcio. Come già sottolineato in precedenza questa tipologia di ponti è frequentemente realizzata utilizzando travi prefabbricate in cemento armato precompresso (pre-tese, post-tese o soluzioni miste) con luci sino a 35 – 40 m circa. Lo schema statico adottato è nella maggior parte dei casi quello di semplice appoggio, ripetuto in serie per più campate se si vogliono realizzare viadotti di maggior estensione. Le travi hanno un'altezza che, a seconda delle luci da coprire e dei carichi, può variare da 1,2 m a 2,5 m. Alla luce di queste considerazioni geometriche l'idea consiste nel realizzare travature di rinforzo ad arco con una monta pari all'altezza della trave da consolidare. Gli archi, come già mostrato precedentemente negli schemi semplificati, saranno due per ogni trave e dovranno essere opportunamente collegati alla trave in più punti (Figura 4.7). La trave e gli archi si appoggeranno sulle pile (o sulle spalle) su dispositivi appoggio separati ed indipendenti.

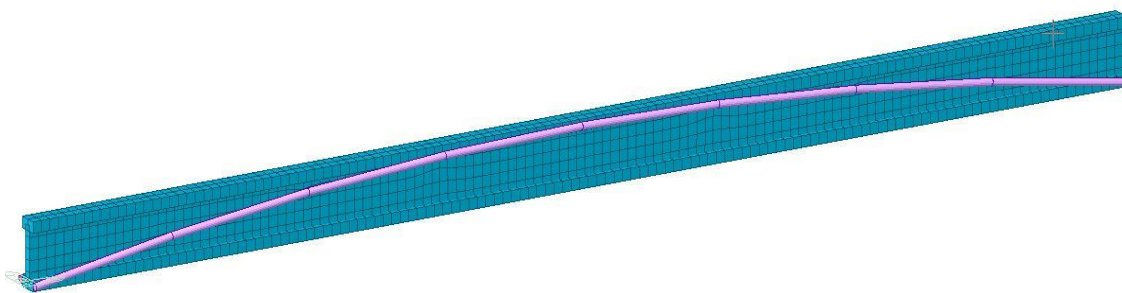


Figura 4.7 Una trave con sezione trasversale ad I accoppiata lateralmente a due archi con sezione tubolare in acciaio (il secondo arco, sull'altro lato non è visibile). Questi ultimi saranno collegati in più punti alla trave per instaurare la collaborazione fra le strutture.

Negli schemi semplificati mostrati sino ad ora e nella figura precedente la struttura di rinforzo è composta da due archi a due cerniere, ossia i vincoli alle imposte sono rappresentati da due appoggi fissi. In tale configurazione l'arco genera sui vincoli forti spinte orizzontali, tanto più marcate quanto più è ridotta la monta dello stesso (forte ribassamento). Per ovviare a questo problema è possibile far ricorso al cosiddetto *arco a*



Figura 4.8 *Arco a spinta eliminata*. Il tirante di lunghezza l , area A_t e modulo elastico E_t ha il compito di assorbire la spinta H alle imposte sgravando così i vincoli esterni da quest'ultima. Figura tratta da [25].

spinta eliminata. In questa configurazione la spinta viene fatta assorbire ad un tirante che collega le estremità dell'arco, sgravando in questo modo i vincoli esterni (Figura 4.8).

Lo svantaggio principale risiede nel fatto questa soluzione è meno rigida rispetto al caso di arco a due cerniere. L'allungamento del tirante può infatti ridurre notevolmente la spinta H [25] rispetto a quella che si avrebbe in condizione di appoggi fissi, e di conseguenza i benefici da essa generati, già citati nel paragrafo 4.1.1. Volendo estremizzare il comportamento dell'arco a spinta eliminata è possibile pensare ad un tirante infinitamente rigido (inestensibile) e ad uno estremante flessibile (rigidezza assiale nulla). Nel primo caso la struttura ricade nella configurazione a due cerniere: i punti A e B non si spostano come in presenza di appoggi fissi, e la spinta H coincide con quella di tale schema. Nel secondo caso si ricade nella configurazione rappresentata in Figura 4.2, dove la spinta H ed i suoi benefici sul comportamento statico non sono più presenti.

Alla luce di queste considerazioni e riferendosi all'utilizzo di elementi ad arco nel rinforzo di travate da ponte, per evitare di affidare le forti spinte orizzontali provenienti dalla struttura spingente alle pile e alle spalle, si ricorrerà all'utilizzo di archi a spinta eliminata. Oltre all'inserimento del tirante, si prevede inoltre di inserire dei diagonali inclinati di collegamento fra l'arco e la catena, così ottenere una struttura come rappresentata nella figura sottostante. I diagonali sostengono la catena e ne aumentano la rigidezza flessionale.

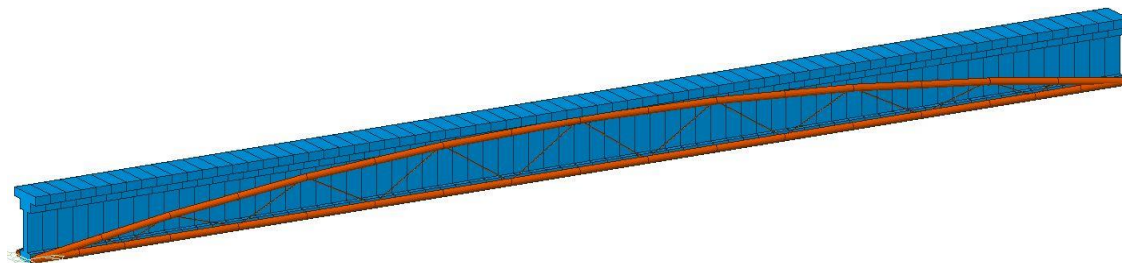


Figura 4.9 Trave rinforzata con due strutture ad arco a spinta eliminata. Gli archi saranno collegati in più punti alla trave per instaurare una collaborazione con la stessa. Rispetto ai casi esposti sino ad ora si prevede di inserire dei diagonali di collegamento come visibile in figura.

4.2 Caso studio

Con l'obiettivo di confrontarsi con situazioni e problematiche reali le successive analisi prenderanno come riferimento una trave di un ponte a graticcio realmente esistente. Il è composto da quattro campate isostatiche rispettivamente di luci 38 m, 31 m, 31 m e 30 m. Gli impalcati sono realizzati da travi in cemento armato precompresso post-tese collegate da travi trasversali. Queste ultime sono presenti in corrispondenza delle zone di

appoggio (pile e spalle) e in posizioni intermedie delle travate. Concentrandosi sul primo impalcato, questo è costituito da 8 travate longitudinali con sezione trasversale ad I. I traversi sono gettati in opera ed hanno sezioni rettangolari. Superiormente è presente una soletta collaborante con le travi longitudinali di spessore pari a 24 cm gettata in opera. Nel presente capitolo ci concentreremo sul rinforzo di una trave esterna dell'impalcato di luce 38 m, per questo motivo verranno fornite le informazioni geometriche, meccaniche ed i dati sulla precompressione esclusivamente di tale elemento.

4.2.1 Materiali e sezione

Consultata la relazione di calcolo si ricava che le travi prefabbricate sono realizzate in calcestruzzo C30/37 mentre la soletta gettata in opera è costituita da calcestruzzo C30/37. I cavi da precompressione sono costituiti da trefoli da 0.6'' del tipo Y1860S7.

La trave prefabbricata presenta sezione trasversale ad I, ha un'altezza di 160 cm ed una base di larghezza 60 cm (Figura 4.10). Alle estremità, per una estensione di 170 cm, le sezioni sono piene per motivi legati all'introduzione della precompressione nella trave. In corrispondenza dell'appoggio sulla spalla la sezione è rettangolare di dimensioni 160x60 cm. In corrispondenza dell'altro supporto (sulla pila) la sezione presenta una rastremazione come visibile in Figura 4.11.

SEZIONE TRASVERSALE

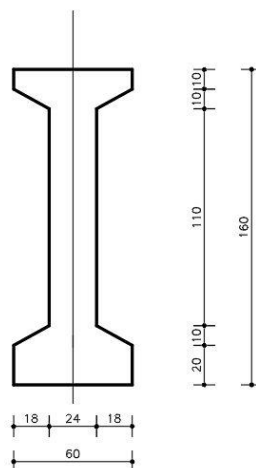


Figura 4.10 Sezione trasversale di una travata di impalcato del viadotto scelto come caso studio. Le misure sono in cm.

I traversi in corrispondenza della spalla, della pila e in posizione intermedia hanno sezioni rettangolari rispettivamente pari a 160x40 cm, 100x80 cm, 160x30 cm.

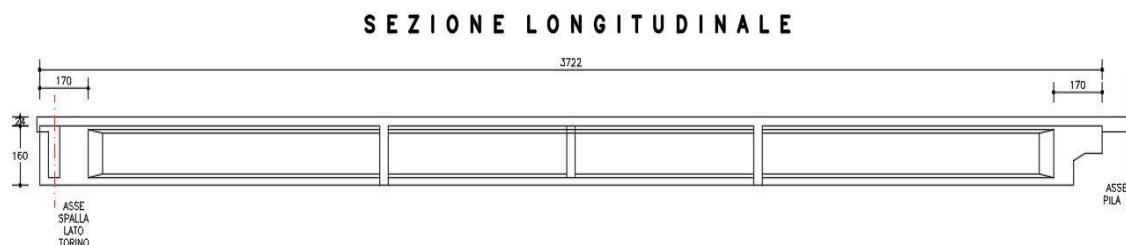


Figura 4.11 Sezione longitudinale di una trave di impalcato del viadotto scelto come caso studio. Le misure sono in cm.

4.2.2 Precompressione

La trave considerata è precompressa tramite 4 cavi post-tesi resi aderenti tramite iniezione. Tre cavi sono composti da 12 trefoli da 0.6" mentre il quarto è realizzato da sei trefoli da 0.6".

La tesatura dei cavi è avvenuta da entrambi i lati per ridurre l'effetto delle perdite per attrito. I cavi sono stati tesati ad una tensione al martinetto pari a 1400 Mpa.

Il tracciato dei cavi è parabolico, l'andamento altimetrico lungo l'intero sviluppo longitudinale della trave è riportato in Figura 4.12 e con maggior dettaglio nell'*allegato 1*. È possibile notare come alcuni cavi siano ancorati in soletta, soluzione spesso adottata in passato ma oggi sconsigliata per la possibile insorgenza di problemi di durabilità [9]

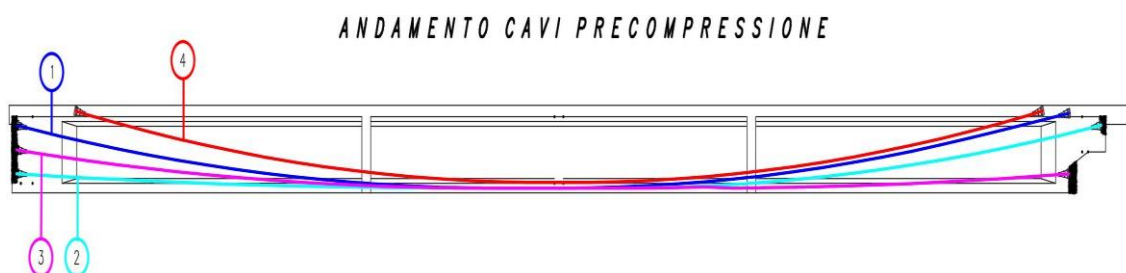


Figura 4.12 Vista laterale dell'andamento dei cavi di precompressione nella trave dell'impalcato scelto come caso studio.

Capitolo 5

5 Modellazione

Le considerazioni teoriche e i modelli semplificati esposti al capitolo precedente sono utili per fornire una giustificazione teorica allo studio del nuovo sistema di rinforzo ma non sono certamente sufficienti a decretarne l'efficacia. È necessario elaborare modelli con un maggior grado di dettaglio, che considerino le effettive caratteristiche degli archi e della trave e, in particolar modo, la loro interazione nel comportamento strutturale. Per questo motivo, nel presente capitolo, verrà eseguita una modellazione FEM della trave descritta nel caso studio e del suo rinforzo con il nuovo sistema con la tecnica proposta.

5.1 Il software MidasGen

Tutte le fasi di modellazione sono state realizzate utilizzando il software MidasGen[®], un codice di calcolo agli elementi finiti di tipo “general purpose”. Con questa definizione si intendono software pensati per l'applicazione dell'analisi FEM ad una svariata tipologia di problemi fisico-ingegneristici. Essendo un programma commerciale, MidasGen dispone di un'interfaccia grafica user friendly, un'ampia libreria di elementi finiti, materiali, sezioni, tipologie di carichi e vincoli. Comprende al suo interno i principali riferimenti normativi utilizzati nella progettazione strutturale (Eurocodici, NTC ecc.) ed è in grado di eseguire molteplici tipologie di analisi (statiche, dinamiche, non lineari ecc.). Queste caratteristiche rendono agevoli le fasi di modellazione, analisi e post-processamento, contribuendo alla diffusione e all'utilizzo del software in ambito professionale.

5.2 Trave non rinforzata

La prima fase ha riguardato lo studio della sola trave con l'obiettivo di ottenere un riferimento per le successive analisi che prevedono l'inserimento del sistema di rinforzo. Sono state effettuate alcune assunzioni semplificative per quanto riguarda la forma della sezione trasversale che verranno descritte nel presente paragrafo. La trave è stata modellata con elementi *beam*.

5.2.1 Sezione

La sezione trasversale originale a doppio T "smussata" riportata in Figura 4.10 è stata semplificata in una sezione effettivamente a doppio T, ottenendo la sezione doppiamente simmetrica rappresentata nella Figura 5.1(a). Inoltre, si è deciso di considerare l'effetto della soletta collaborante si spessore 24 cm e di larghezza assunta pari a 1.2 m. Questa sezione, riportata in Figura 5.1(b), è stata assunta costante per tutta la luce dell'elemento, a differenza della trave reale dove sono invece presenti rastremazioni e cambi di sezione in prossimità degli appoggi. In figura si è riportata anche la posizione del baricentro G .

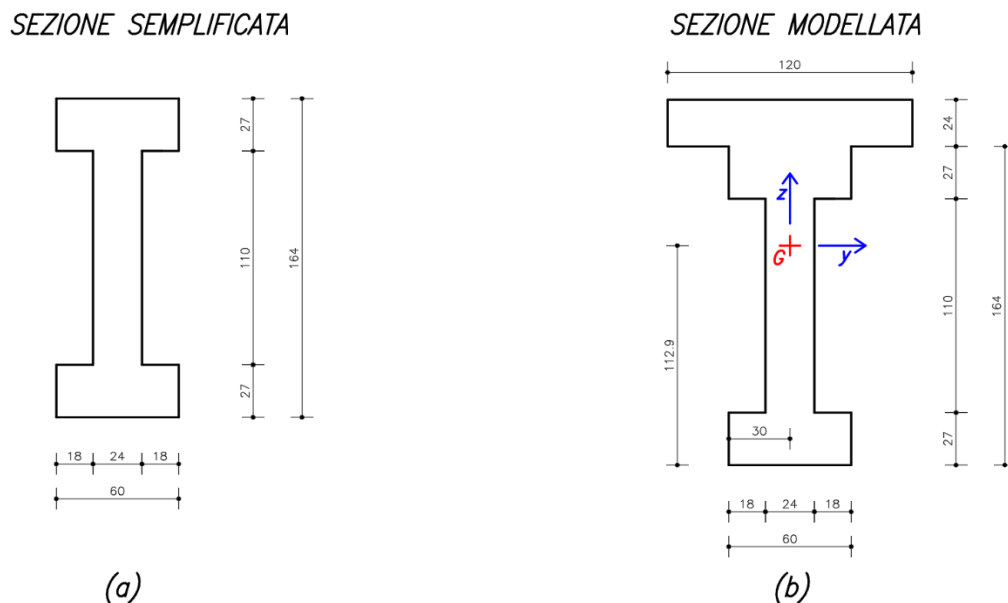


Figura 5.1 (a) La sezione di figura 4.10 semplificata. **(b)** la sezione modellata con la presa in conto del contributo della soletta superiore. È inoltre riportato il baricentro G . Tutte le misure sono in cm.

In tabella si riportano i valori di area A e momenti di inerzia I_{yy} e I_{zz} della sezione modellata.

Tabella 5.1 Caratteristiche trave con soletta collaborante

<i>Sezione modellata</i>		
A [mm ²]	I _{yy} [mm ⁴]	I _{zz} [mm ⁴]
8.76*10 ⁵	3.52813*10 ¹¹	4.55472*10 ¹⁰

5.2.2 Materiali

I materiali da definire in questa fase di modellazione sono il calcestruzzo per la trave e la soletta e l'acciaio armonico per i cavi da precompressione.

Calcestruzzo

Il calcestruzzo costituente la trave e la soletta è stato assunto di classe C30/37. In tabella si riportano le principali caratteristiche fisico-meccaniche (presenti anche nella libreria dei materiali del software).

Tabella 5.2 Materiale trave

<i>Calcestruzzo C30/37</i>		
f _{ck} [Mpa]	E _{cm} [Gpa]	p.s. [kN/m ³]
30.0	32.8	25.0

Acciaio da precompressione

I cavi da precompressione sono costituiti da trefoli in acciaio ad alta resistenza del tipo Y1860S7 di classe 2. Il diametro d e l'area del trefolo da 7 fili A , la resistenza caratteristica a trazione f_{pk} , la tensione al limite elastico $f_{p0,1k}$ ed il modulo elastico E_p sono riportati in tabella.

Tabella 5.3 Caratteristiche trefoli da precompressione

<i>Trefolo Y1860S7</i>					
d [mm]	A [mm ²]	f _{pk} [Mpa]	f _{p0,1k} [Mpa]	E _{cm} [Gpa]	ε _{uk}
15.2	139	1860	1640	196	3.50%

5.2.3 Modello

Definiti materiali e sezione è stato possibile procedere alla modellazione FEM della trave. In questa fase si è scelto di utilizzare elementi del tipo *beam* (general beam/taperd beam). L'orientamento locale degli assi per questa tipologia di elementi e le convenzioni dei segni delle caratteristiche delle sollecitazioni sono riportate in Figura 5.2.

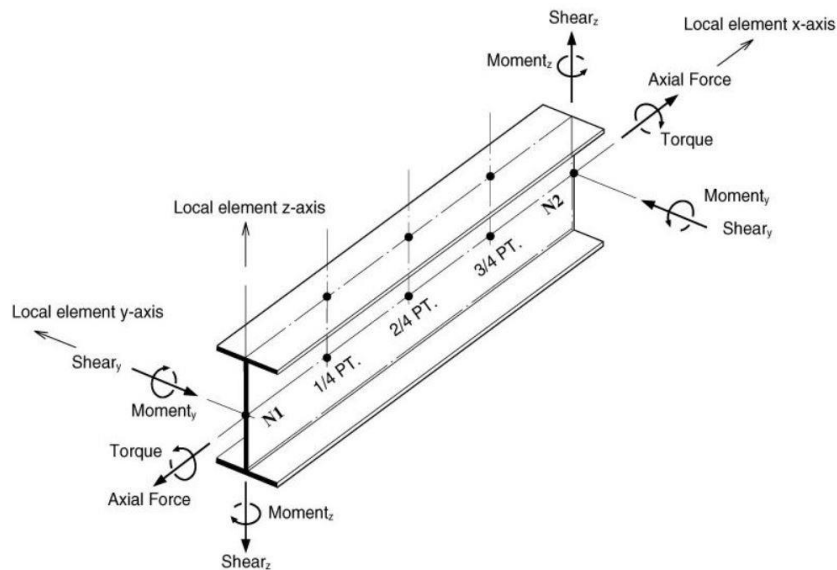


Figura 5.2 Elemento *beam* MidasGen®, convenzioni dei segni.

La trave modellata presenta una luce di 36 m ed è vincolata isostaticamente con un appoggio fisso ed uno scorrevole. Il modello è stato realizzato mantenendo la terna degli assi di riferimento locali della trave paralleli al riferimento globale del software, così come si può osservare in Figura 5.3.

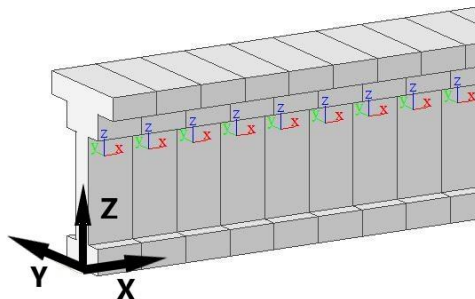


Figura 5.3 Sistema di riferimento globale (in nero) e sistemi di riferimento degli elementi beam modellati in MidasGen®.

Precompressione

Per gli *elementi beam* MidasGen® permette agevolmente di considerare la presenza della precompressione e valutarne gli effetti. È in grado di valutare diversi tipi di precompressione e nel caso della post-tensione determinare gli effetti di perdite per rientro ancoraggi, rilassamento, attrito. In alternativa è possibile valutare l'andamento delle tensioni nei cavi di precompressione a perdite scontate (rientro ancoraggi, attrito, rilassamento, fenomeni viscosi) con le formulazioni note dalla tecnica delle costruzioni. Successivamente la trave viene suddivisa in un numero finito di conci e ad ognuno di essi si applicano gli effetti della precompressione come forze equivalenti esterne.

Nel software Il primo passo definire le proprietà dei cavi nella sezione *tendon property*. Qui vengono richiesti il tipo di precompressione (esterna, interna, aderente, non aderente), il tipo di acciaio (precedentemente definito), l'area del cavo di precompressione (se costituito da più trefoli), di diametro della guaina, i coefficienti di attrito (k e μ) per valutare le perdite di precompressione lungo il cavo. In accordo con la trave del caso studio riportata al paragrafo 4.2.2 si sono definite le seguenti proprietà per i 4 cavi.

Tabella 5.4 Cavi da precompressione e parametri perdite per attrito

<i>cavi precompressione</i>						
	n° trefoli 0.6"	A [mm ²]	Φ_{guaina} [mm]	k [rad/m]	μ [1/rad]	Δa [mm]
<i>cavo 1</i>	12	1664	100	0.01	0.19	6
<i>cavo 2</i>	12	1664	100	0.01	0.19	6
<i>cavo 3</i>	12	1664	100	0.01	0.19	6
<i>cavo 4</i>	6	832	60	0.01	0.19	6

Il termine Δa rappresenta l'accorciamento per effetto del rientro degli ancoraggi alle testate.

I termini k e μ sono i coefficienti di attrito contenuti nella ben nota formula per il calcolo delle perdite per attrito:

$$\Delta P_{\mu} = P_0 - P(s) = P_0 * [1 - e^{-\mu(\alpha + ks)}]$$

dove:

- ΔP_{μ} , P_0 rappresentano rispettivamente la perdita per attrito all'ascissa curvilinea s del cavo ed il tiro iniziale al martinetto;

- α rappresenta la deviazione angolare che subisce il cavo nel tratto considerato

Definite come descritto le proprietà dei cavi è necessario definire la loro posizione plano-altimetrica all'interno dell'elemento. Per fare questo è necessario definire ed introdurre le coordinate del tracciato dei cavi all'interno della sezione *tendon profile*. Per ognuno dei quattro cavi di precompressione si sono inserite le coordinate (x,y,z) riportate in *allegato 1*. Il sistema di riferimento è orientato con l'asse x diretto lungo lo sviluppo longitudinale dell'elemento, l'asse z diretto come il sistema di riferimento globale e y a completare la terna. L'origine degli assi viene riferita all'estremo iniziale della trave e la definizione del profilo dei cavi risulta agevole. Il software raccorda i punti, che nel nostro caso sono numerosi, tramite una funzione *spline* (o con un cerchio se richiesto). Nell'inserimento del tracciato dei cavi si è assunto che tutti i tracciati giacciono nel medesimo piano x,z contenente l'asse baricentrico della trave. In altri termini l'eccentricità y dei cavi è stata sempre mantenuta nulla.

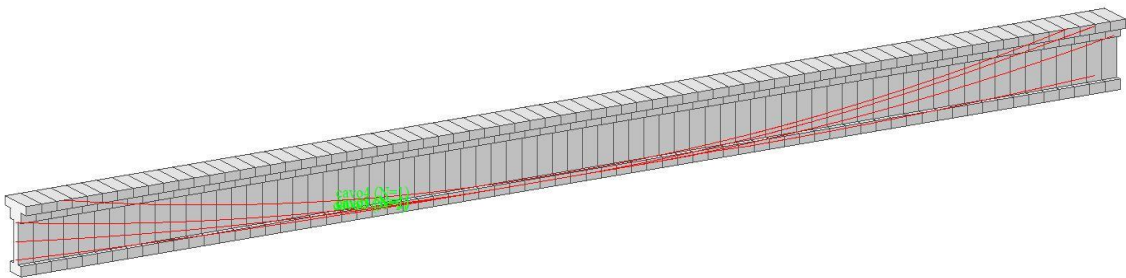


Figura 5.4 Trave modellata in MidasGen®. In rosso è visibile il tracciato dei cavi di precompressione inseriti con la procedura descritta nel presente paragrafo.

Carichi

I carichi considerati in questa fase di modellazione sono il peso proprio ed un carico uniforme distribuito sulla luce dell'elemento. Il primo viene automaticamente determinato dal software una volta definito il *load case* ed impostata adeguatamente la direzione dell'accelerazione di gravità g nella sezione *self weight* ($-z$ nel nostro caso). Il carico distribuito, che possiamo considerare come un sovraccarico variabile, è stato considerato agente con un'intensità pari a 10 kN/m.

Per considerare gli effetti dei cavi precompressione è necessario definire la tensione a cui sono tesi gli estremi dei cavi, e se questa operazione avviene ad entrambe le estremità (per permettere al software di determinare correttamente l'andamento della tensione nei cavi in seguito alle perdite per attrito, rientro ancoraggi ecc.).

Notiamo come, in questa fase dello studio del sistema di rinforzo, non ci interessa particolarmente che l'entità dei carichi rifletta fedelmente la realtà o le prescrizioni di normativa. Volendo studiare in prima battuta l'effetto dell'inserimento del sistema di rinforzo ad arco siamo più interessati ai rapporti di ripartizione di questi carichi fra trave ed arco e non tanto al valore assoluto dei carichi applicati.

5.2.4 Risultati

In vista dei successivi confronti con i risultati della struttura ugualmente caricata ma rinforzata, si sono scelti come termini di confronto alcune semplici quantità. Queste sono l'abbassamento ed il momento flettente in mezzeria e le reazioni verticali agli appoggi. Tutti i risultati presentati sono stati ottenuti con un'analisi statica elastica lineare.

Verranno indicati con δ_Z , M_y , rispettivamente la freccia ed il momento flettente in mezzeria riferite al sistema di riferimento e alle convenzioni già riportate

$F_{Z,1}$ e $F_{Z,2}$ rappresentano rispettivamente le reazioni verticali agli appoggi all'ascissa $x=0$ e $x=36$ m.

Peso proprio (p.p.)

Tabella 5.5 Effetti peso proprio

$\delta_{Z,pp}(l/2)$ [mm]	$M_{y,pp}(l/2)$ [kNm]	$F_{Z,1,pp}$ [kN]	$F_{Z,2,pp}$ [kN]
-39	3547.8	394.2	394.2

Variabile uniforme 10 kN/m (var.)

Tabella 5.6 Effetti carico distribuito uniforme

$\delta_{Z,var}(l/2)$ [mm]	$M_{y,var}(l/2)$ [kNm]	$R_{Z,1,var}$ [kN]	$R_{Z,2,var}$ [kN]
-18	1620	180.0	180.0

Precompressione (prec.)

Essendo la struttura isostatica la precompressione produce esclusivamente quelli che vengono chiamati *effetti isostatici della precompressione*. Come è noto, la presenza di uno sforzo di compressione ha un effetto benefico sulla sezione in calcestruzzo e con una

scelta opportuna del tracciato dei cavi, si origina un diagramma di momento flettente di segno opposto rispetto a quello dei carichi gravitazionali (es. peso proprio).

Tabella 5.7 Effetti precompressione

$\delta_{Z,prec}(l/2)$ [mm]	$M_{y,prec}(l/2)$ [kNm]
+67	-5839

Si riportano i diagrammi dello sforzo normale e del momento flettente ottenuti come output dal software per l'elemento a doppio T con soletta considerato sino ad ora.

sforzo normale $N_{x,precompr}$

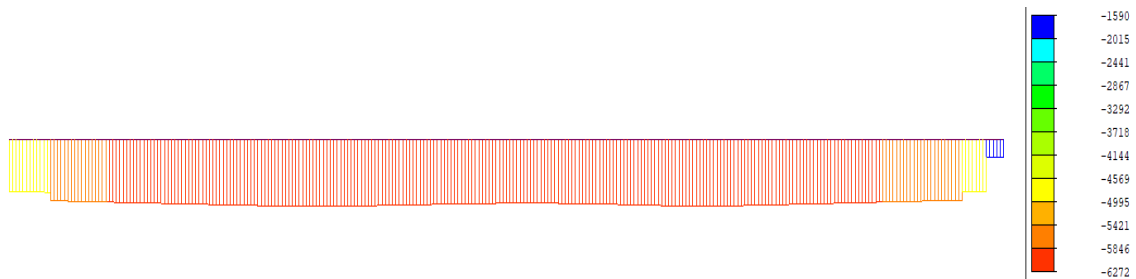


Figura 5.5 Diagramma di *sforzo normale N_x* da carichi di precompressione. I valori espressi nella legenda sono in kN.

momento flettente $M_{y,precompr}$

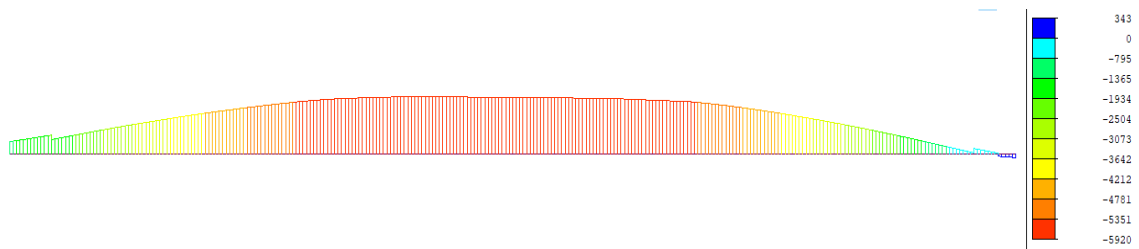


Figura 5.6 Diagramma *momento flettente M_y* da carichi di precompressione. I valori nella legenda sono espressi in kNm.

Sovrapposizione degli effetti

Può essere utile riportare in tabella i risultati ottenuti in forma aggregata. Si pensi all'effetto della precompressione che certamente agisce contemporaneamente all'effetto del peso proprio. Infine, si riporta anche la combinazione con la sovrapposizione di tutti gli effetti: peso proprio, precompressione e carico variabile.

Tabella 5.8 Combinazione effetti

	$\delta_z(l/2)$ [mm]	$M_y(l/2)$ [kNm]	$F_{z,1}$ [kN]	$F_{z,1}$ [kN]
p.p. + prec.	+28	-2291	394.2	394.2
p.p.+prec+var.	+10	-670	574.2	574.2

Si riporta il diagramma di momento flettente della struttura con gli effetti del peso proprio e della precompressione.

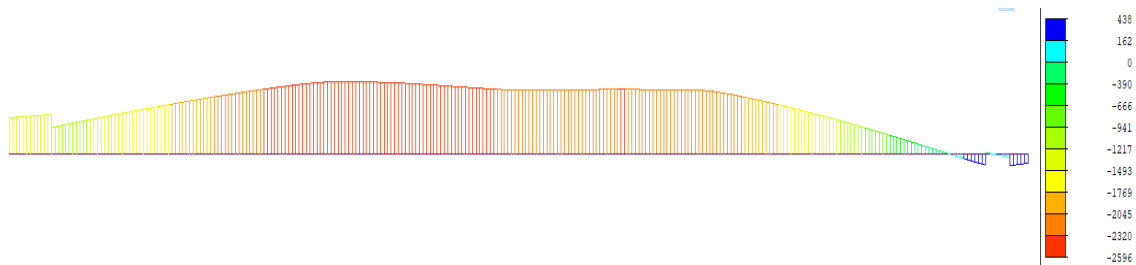


Figura 5.7 Diagramma del *momento flettente* M_y dato dalla sovrapposizione degli effetti del peso proprio della trave e dei carichi di precompressione. Il momento resta negativo ad eccezione che nella zona terminale della trave a destra. Questo è dovuto esclusivamente alla posizione che assumono i cavi di precompressione nel tratto finale. I valori nella legenda sono espressi in kNm.

5.3 Travatura di rinforzo ad arco in acciaio

Come struttura di rinforzo ad arco, per non far gravare sulle pile le spinte orizzontali, si è scelto di realizzare un arco a spinta eliminata in acciaio con pendini inclinati di collegamento fra l'arco ed il tirante. Tale struttura, se utilizzata nella realizzazione ponti, è denominata *struttura Nielsen* in onore dell'ingegnere svedese che nei primi decenni del secolo scorso adottò per primo una soluzione con pendini di sospensione dell'impalcato inclinati [29].

In questo paragrafo verranno descritte la geometria, le caratteristiche e i risultati dell'analisi strutturale dell'arco che verrà utilizzato per la successiva fase di consolidamento della trave in precompresso.

5.3.1 Geometria

La forma dell'arco, in termini di monta e corda, è vincolata dalle dimensioni della trave da consolidare. Come già descritto, l'intenzione è infatti quella di affiancare un arco parabolico alla trave. Ne consegue che la massima monta disponibile sarà pari all'altezza della trave (1.64 m) e la corda sarà uguale alla luce della trave (36 m). Considerando che gli elementi *beam* che modellizzano gli elementi reali sono posti sulla linea formata dai baricentri delle sezioni reali e considerando le dimensioni reali in gioco si è scelta la geometria riportata nella Figura 5.8.

L'asse baricentrico dell'arco in chiave e l'asse della catena, come visibile dalla linea tratteggiata di colore rosso, sono stati posizionati rispettivamente a metà altezza dell'ala superiore e dell'ala inferiore della sezione a doppio T. La sezione AA riportata in Figura 5.9 chiarisce questo aspetto. Con le scelte fatte la monta dell'arco che verrà modellato sarà pari a 1.37 m e la corda coincide con la luce della trave (36 m).

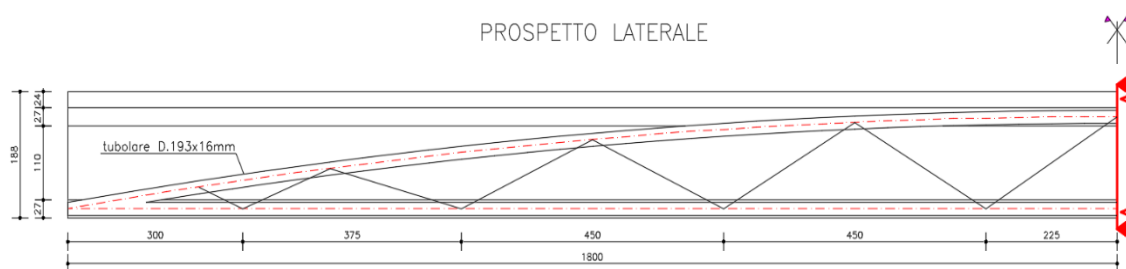


Figura 5.9 Prospetto laterale di metà trave in calcestruzzo con affiancato l'arco di consolidamento in acciaio. Le misure sono espresse in cm.

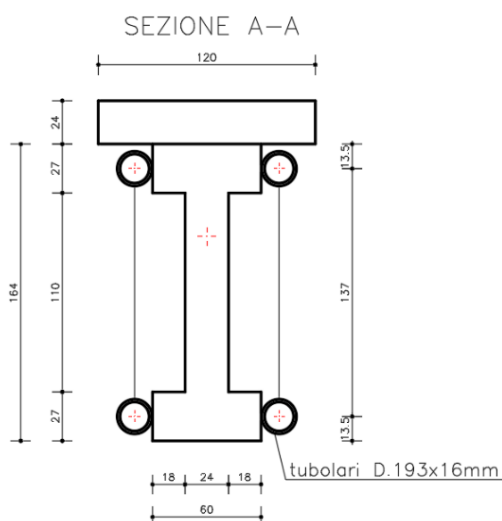


Figura 5.8 Sezione trasversale della trave con gli elementi di consolidamento. Le misure sono espresse in cm.

Ogni elemento (due travature ad arco e la trave) è vincolato esternamente (*boundary*) con un appoggio fisso ed uno scorrevole longitudinalmente (Figura 5.10). Notiamo come in questa fase considereremo solo carichi verticali (direzione -z) e non trasversali (es. azione del vento), per questo motivo il vincolamento trasversale sarebbe superfluo.

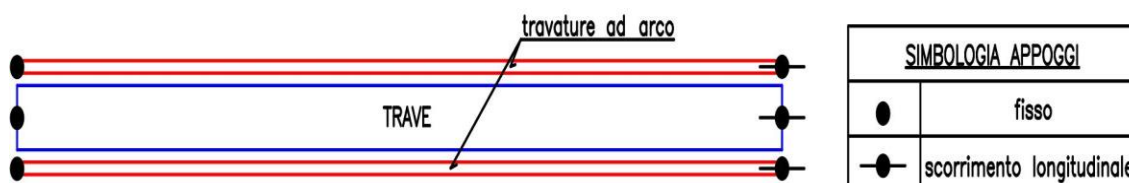


Figura 5.10 Schema di vincolo della trave consolidata. In rosso le travature ad arco e in blu la trave (vista in pianta dall'alto).

Tabella 5.9 Geometria archi

<i>Caratteristiche archi parabolici di consolidamento</i>	
monta [m]	1.37
corda [m]	36

Viste le dimensioni delle ali e anche per dare seguito alle considerazioni fatte nel paragrafo 4.1.2 si è scelto di utilizzare per l'arco e la catena una sezione tubolare in acciaio di diametro 193 mm e spessore 16 mm. In questo modo, l'ingombro dell'arco (nella sezione di chiave) e della catena (lungo tutto il suo sviluppo) non eccedono lo spessore delle ali (pari a 27 cm). Per i diagonal si è scelta una sezione circolare di diametro 22 mm. L'adeguatezza delle sezioni scelte sarà certamente da verificare alla luce dei risultati e delle considerazioni che verranno fatte nella fase di studio dell'interazione fra il comportamento della trave e quello della struttura ad arco.

5.3.2 Sezioni e materiali

Materiali

L'arco è realizzato interamente in acciaio strutturale S355.

Tabella 5.10 Caratteristiche acciaio archi (S355)

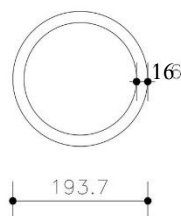
f_{yk} [Mpa]	E_s [Gpa]	$p.s.$ [kN/m ³]
355	210	76.98

Sezione

Le caratteristiche della sezione tubolare sono riportate in figura (misure in mm) ed in tabella.

Tabella 5.11 Caratteristiche sezione archi

<i>Tubolare 193x16 mm</i>	
A [mm ²]	8.932*10 ⁴
I [mm ⁴]	3.554*10 ⁷

**Figura 5.11** Sezione trasversale arco di consolidamento. Le dimensioni sono espresse in mm.

Si riporta anche l'area della sezione trasversale dei diagonali.

Tabella 5.12 Caratteristiche dei diagonali

<i>Diagonali $\Phi 22$ mm</i>	
A [mm ²]	3.801*10 ²

5.3.3 Modello

La modellazione della struttura ad arco è stata realizzata con elementi *beam* (*general beam/taperd beam*) ad eccezione dei diagonali che sono stati modellati con elementi *truss* che, come noto, sono pensati per sopportare sforzi assiali. Si riportano le convenzioni adottate da MidasGen per quest'ultima tipologia di elementi dato che quelle per gli elementi *beam* sono già state citate nella fase di modellazione della trave non rinforzata.

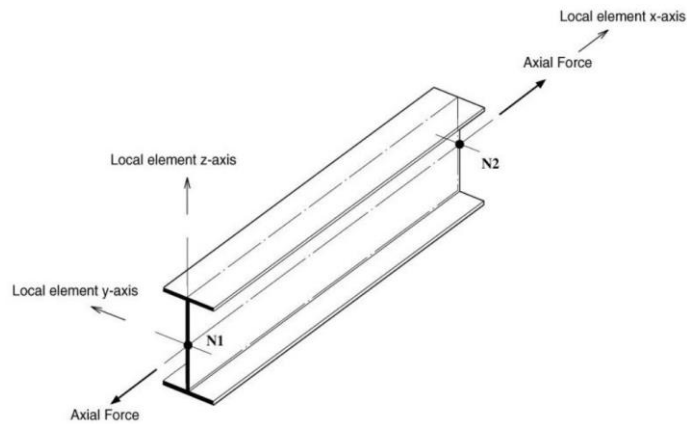


Figura 5.13 Elemento *truss* MidasGen®, convenzioni dei segni.

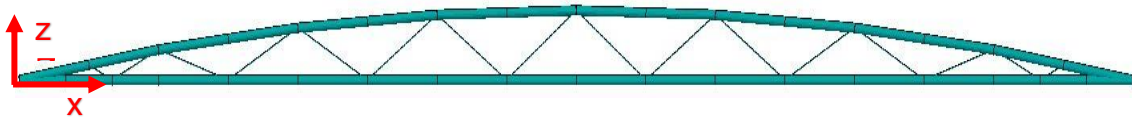


Figura 5.12 Arco di rinforzo in acciaio, vista laterale in MidasGen®

La struttura è stata vincolata isostaticamente con un appoggio fisso ed uno scorrevole all'estremità dell'arco (Figura 5.10).

Carichi

L'unico carico considerato in questa fase di modellazione della sola travatura ad arco è il peso proprio, computato automaticamente dal software.

5.3.4 Risultati

Come risultati principali si riportano l'abbassamento in chiave, le reazioni verticali agli appoggi ed i valori di sforzo normale nell'arco e nella catena dovuti all'effetto del peso proprio.

Tabella 5.13 Arco effetti peso proprio

$\delta_{Z,pp}(\text{chiave})$ [mm]	$F_{Z,1,pp}$ [kN]	$F_{Z,2,pp}$ [kN]
-29	25.31	25.31

Lo sforzo normale di compressione in chiave vale -166 kN mentre nella catena si ha uno sforzo di trazione di 164 kN.

5.4 Trave rinforzata

Definiti e modellati la trave e la struttura in acciaio di rinforzo si procede al loro accoppiamento per valutarne la risposta strutturale sotto l'azione dei carichi verticali. Come già descritto le strutture ad arco saranno due, affiancate ai lati della trave in calcestruzzo dando origine ad una configurazione simmetrica. Il sistema di rinforzo sarà collegato opportunamente all'elemento in calcestruzzo in modo da instaurare un'interazione fra i due sistemi strutturali.

5.4.1 Modello

La geometria, le sezioni della trave e dei componenti della struttura di rinforzo sono già state descritte nei paragrafi precedenti. In questa fase i vincoli esterni sono stati mantenuti delle medesime caratteristiche, ossia un vincolamento di tipo isostatico prodotto da un appoggio fisso ed uno scorrevole per ogni struttura (Figura 5.10).

Collegamento trave-struttura di rinforzo

Se si considera, come fatto sino ad ora per le strutture separate, solo l'azione di carichi verticali l'effetto che si vuole simulare è quello di un'azione di sostentamento generata dalle strutture ad arco nei confronti della trave. Un parallelo può essere fatto considerando un ponte ad arco a via inferiore, dove l'impalcato è sostenuto dall'arco mediante pendini di collegamento fra i due. Se nel caso del ponte ad arco è possibile pensare di affidare integralmente il sostentamento dell'impalcato all'arco, nel nostro caso ci si propone di affidare una percentuale del carico applicato alla trave alla struttura di rinforzo. Si è quindi ritenuto di vincolare rigidamente gli spostamenti relativi verticali fra arco e trave ad intervalli regolari per mezzo di *rigid link*. Riferendosi alla realizzazione in opera di tali vincoli si può pensare alla presenza di traversi che colleghino i due correnti inferiori degli archi e che siano a contatto con l'intradosso della trave, imponendo gli stessi spostamenti verticali agli elementi (travature metalliche e trave). In aggiunta anche gli archi, ad intervalli regolari, potranno essere collegati con tassellature all'anima della trave e anche

in questo caso vincolando gli archi e la trave a spostarsi verticalmente della stessa quantità. La disposizione di questi vincoli può essere osservata in Figura 5.14, ed anche in questo caso potrà richiedere ulteriori valutazioni nelle fasi successive dello studio.

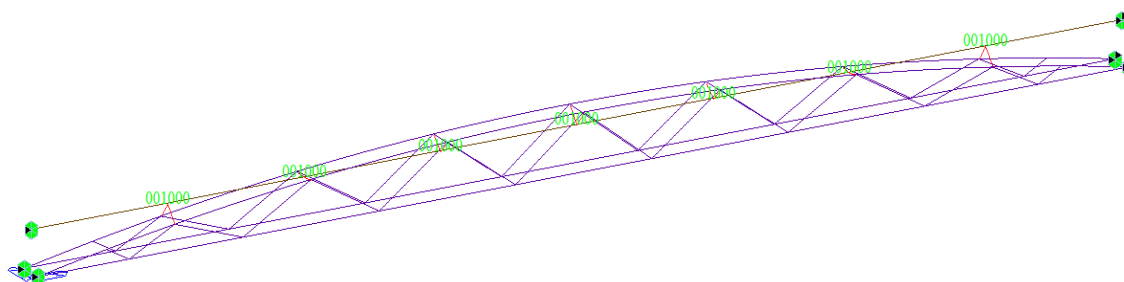


Figura 5.14 Modello in MidasGen® della trave (in marrone) rinforzata con gli archi in acciaio (in viola). Sono visibili i vincoli esterni costituiti da appoggi fissi alle estremità di sinistra della trave e dell'arco e appoggi scorrevoli all'altra estremità. In rosso sono visibili i collegamenti fra trave ed archi realizzati da *rigid link* che vincolano lo spostamento verticale dei nodi che collegano.

Notiamo come questi elementi genereranno molto probabilmente elevate concentrazioni degli sforzi che andranno adeguatamente considerate prima della messa in opera del sistema proposto. In questo lavoro non ci occuperemo di questa problematica.

Carichi

Sul modello descritto si è considerata l'applicazione di un carico variabile uniforme di intensità 10 kN/m agente sulla trave. Questo può essere considerato come un carico che viene applicato sulla struttura dopo che questa ha già visto l'applicazione del sistema di rinforzo. Riferendosi ad un ponte può essere rappresentato dalle azioni verticali provenienti dal traffico, dalla folla o da carichi variabili come la neve. Nella fase di analisi dei risultati sarà quindi possibile valutare l'effetto del sistema di consolidamento e discutere preliminarmente degli eventuali benefici. I motivi per i quali, temporaneamente, non si considerano gli effetti del peso proprio e della precompressione saranno chiariti successivamente.

5.4.2 Risultati

Considerando gli effetti in termini di deformazioni e sollecitazioni indotte dal carico variabile si notano, come era possibile aspettarsi, dei benefici rispetto al caso in cui la trave non era rinforzata. Si ha una riduzione dell'abbassamento in mezzeria ed una riduzione del momento flettente. La struttura di rinforzo, almeno in parte, si carica. Sull'arco nasce uno sforzo di compressione e sulla catena di trazione. Una quota del

carico variabile applicato alla trave è scaricata sull'arco e da qui ai vincoli esterni dello stesso.

Tabella 5.14 Trave rinforzata e trave non rinforzata

	<i>Trave non rinforzata</i>	<i>Trave rinforzata</i>
$\delta_{Z,var}(l/2)$ [mm]	-18	-15
$M_{y,var}(l/2)$ [kNm]	+1620	+1356
$R_{Z,1,var}$ [kN]	+180	+163
$R_{Z,2,var}$ [kN]	+180	+163

La freccia e il momento flettente in mezzeria della trave presentano una riduzione del 16% rispetto al caso senza la struttura di rinforzo. Si riporta la deformata della struttura sotto il carico verticale (Figura 5.15).

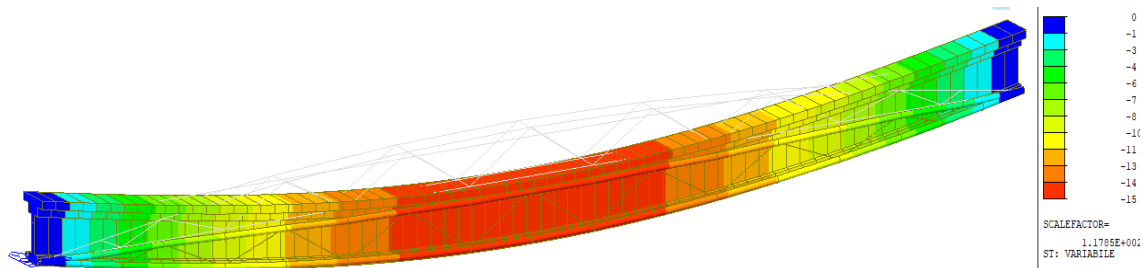


Figura 5.15 Deformata in direzione z della struttura consolidata caricata con il carico variabile uniforme di intensità pari a 10 kN/m. I valori riportati nella legenda sono espressi in mm.

Una quota parte del carico verticale è scaricata a terra dai vincoli verticali alla base dell'arco come è possibile vedere in Figura 5.16.

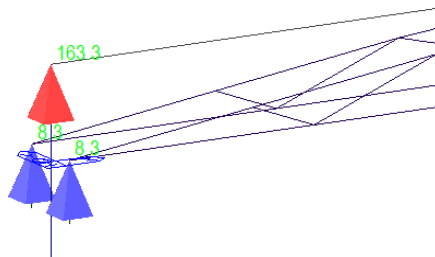


Figura 5.16 Reazioni verticali generate dall'applicazione del carico variabile. In rosso la reazione del vincolo della trave, in blu quelle dei vincoli degli archi di consolidamento.

In tabella si riporta l'intensità delle reazioni verticali esplicate dai vincoli esterni dell'arco ($R_{Z,ARCO}$). I due valori, separati dalla notazione "|", indicano le due reazioni esplicate dai vincoli degli archi adiacenti, di uguale intensità perché la configurazione è simmetrica.

Tabella 5.15 Sollecitazioni archi

<i>Arco di rinforzo</i>	
$R_{Z,1,ARCO,var}$ [kN]	+8 +8
$R_{Z,2,ARCO,var}$ [kN]	+8 +8
$F_{X,MIN,var}$ [kN]	-94
$F_{X,MAX,var}$ [kN]	+96

Con la notazione $F_{X,MIN}$ e $F_{X,MAX}$ si sono rispettivamente indicati il massimo sforzo di compressione in valore assoluto nell'arco e la massima trazione nella catena (anche in questo caso le sollecitazioni nelle due strutture di rinforzo sono identiche data la simmetria). Questi valori possono essere anche desunti dal diagramma di sforzo normale (Figura 5.17).

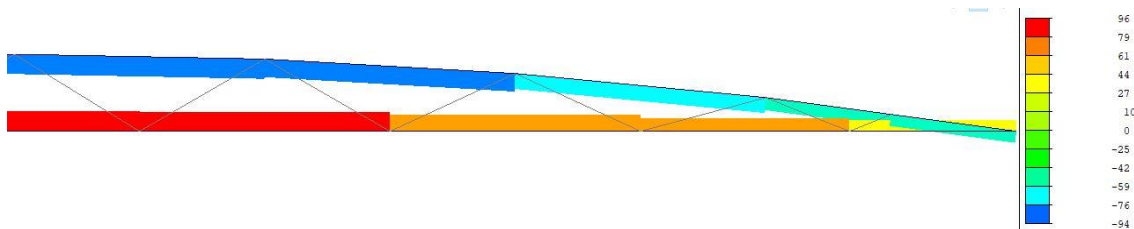


Figura 5.17 Diagramma sforzo normale N_x negli archi di consolidamento in seguito all'applicazione del carico uniforme variabile sulla trave. Si riporta metà struttura in quanto vi è simmetria. I valori riportati in legenda sono espressi in kN.

Riassumendo, sulla struttura rinforzata si osserva un generale miglioramento in termini di deformazioni e sollecitazioni in seguito all'applicazione di un carico distribuito uniforme. In altri termini, grazie alla struttura di rinforzo, si riesce ad ottenere un parziale scaricamento della trave a spese degli elementi ad arco che si caricano. I risultati sono certamente positivi e forniscono uno stimolo nel proseguire nelle analisi che, a questo punto, non potranno più prescindere dal considerare gli effetti del peso proprio e della precompressione sulla trave. La presa in conto di questi carichi, se da un lato riporterà l'analisi più vicina alla realtà del problema, dall'altro richiederà ulteriori considerazioni che verranno sviluppate nel paragrafo seguente.

5.5 Trave rinforzata – construction stage

Per come è stata modellata la struttura rinforzata nel paragrafo precedente i carichi considerati sono supposti agire sulla struttura già consolidata. Il software calcola i loro effetti (deformazioni, sollecitazioni ecc.) sulla struttura come se questa fosse “nata” nella configurazione che presenta già gli elementi di consolidamento a forma di arco. Tale situazione, a fini della presente ricerca, non rispecchia la realtà. La struttura di rinforzo verrà inserita per consolidare una trave precompressa esistente e quest’ultima, da sola, sarà certamente già assoggettata almeno agli effetti del peso proprio e della precompressione. Pensando alla precompressione come un carico equivalente questo è già presente ed agisce sulla sola trave prima dell’inserimento del rinforzo. Gli elementi ad arco verranno inseriti successivamente, e l’obiettivo è quello di valutare gli effetti degli ulteriori incrementi di carico sulla trave dopo che la stessa ha visto l’aggiunta della struttura di consolidamento. Come incrementi di carico sulla trave, nel caso più semplice, si può pensare ad un carico variabile agente sulla trave dopo che la struttura è stata rinforzata. Alcuni degli effetti positivi sono stati riportati nel paragrafo precedente e possono risultare molto utili se vi è, ad esempio, la necessità di un adeguamento del ponte (e quindi dei suoi elementi portanti come le travi) a nuovi carichi (nuovi adempimenti normativi, nuova classificazione del ponte ecc.). In aggiunta è molto utile pensare di analizzare l’effetto di eventuali perdite di precompressione sulla struttura dopo che è stata consolidata e valutare eventuali benefici dell’intervento. Alla luce delle considerazioni fatte, per inserire correttamente nel modello rinforzato gli effetti della precompressione e il peso proprio della trave (preesistenti sulla struttura) è necessario ricorrere all’utilizzo di un modello che tenga conto delle fasi realizzative dell’intervento di consolidamento (*fasi costruttive/construction stage*). Con il termine “fase costruttiva” possiamo indicare la configurazione della struttura in un determinato momento intesa come elementi strutturali presenti (travi principali, travi secondarie ecc.), disposizione e tipologia di vincoli, proprietà dei materiali a quel tempo t , carichi agenti. Nel nostro caso possiamo considerare due fasi costruttive principali. Nella prima fase sarà presente solo la trave non rinforzata con gli effetti del peso proprio e della precompressione, nella seconda fase saranno aggiunti gli elementi di rinforzo e collegati alla trave ritornando nella configurazione vista al paragrafo 5.4.

5.5.1 Modello con construction stage

Il software MidasGen permette effettuare analisi che tengano conto delle diverse fasi costruttive della struttura che si vuole modellare selezionando la voce *construction stage* nella sezione *load*. Il primo passo consiste nel definire i gruppi (*groups*) per gli elementi (*element groups*), i vincoli (*boundary groups*) ed i carichi (*load groups*). Una volta definiti i gruppi è possibile definire la configurazione di ogni singola fase costruttiva

(construction stage) attivando e disattivando opportunamente i diversi gruppi. Ogni *construction stage* occupa una durata nel tempo e il software permette di definire il tempo di attivazione o disattivazione dei gruppi, particolarmente utile in presenza di materiali con caratteristiche dipendenti dal tempo.

Construction stage 1

Questa fase costruttiva è rappresentata dalla trave esistente su cui si vuole effettuare un intervento di consolidamento. Di conseguenza saranno attivi gli elementi *beam* che modellano la trave, i due vincoli esterni di semplice appoggio della stessa, i carichi da peso proprio (ed eventuali ulteriori carichi permanenti) e i cavi da precompressione. I risultati in termini di sollecitazioni, deformazioni, reazioni vincolari sono naturalmente identici a quelli trovati al paragrafo 5.2.4 dove si è già modellata la trave.

Construction stage 2a

La seconda fase prevede l'attivazione, o in termini costruttivi la messa in opera, delle strutture di rinforzo ad arco. L'attivazione di questi elementi e dei rispettivi vincoli esterni

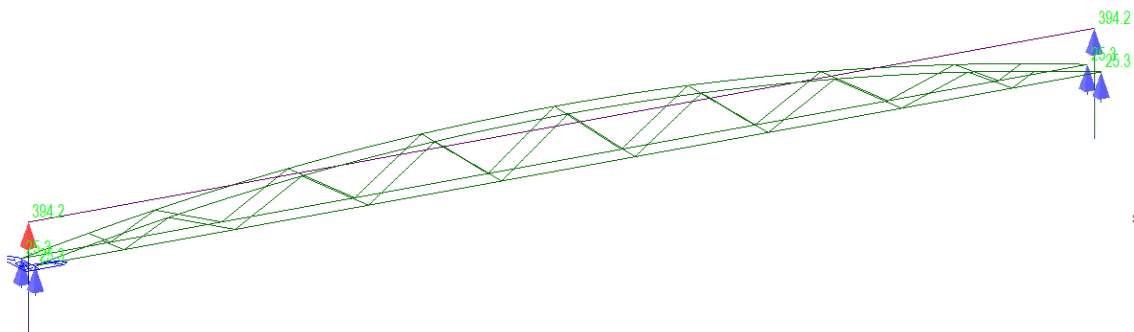


Figura 5.18 Configurazione strutturale al construction stage 2a. I rigid link di collegamento non sono ancora presenti e le strutture sono ancora indipendenti come confermano i valori delle reazioni verticali dovute all'effetto del peso proprio.

(un carrello ed un appoggio per ogni arco) non altera in alcun modo il comportamento della trave. Quest'ultima continua ad essere sollecitata dagli effetti preesistenti del peso proprio e della precompressione. Anche le strutture ad arco sono sollecitate esclusivamente dal proprio peso ed i risultati in termini deformazioni, sollecitazioni, reazioni vincolari coincidono con quelli del paragrafo 5.3.4 dove l'arco è modellato da solo. Tali comportamenti sono corretti considerando il fatto che trave e strutture di rinforzo non sono ancora collegate in alcun modo. In Figura 5.18 è possibile osservare le reazioni verticali esercitate dai vincoli esterni che, per i motivi descritti, coincidono con quelle trovate ai paragrafi 5.3.4 e 5.2.4. Volendo riferirsi agli spostamenti in mezzzeria la trave avrà una monta pari a 28 mm (effetti peso proprio e precompressione) mentre l'arco un abbassamento di 29 mm (dovuto al proprio peso) così come trovato nei rispettivi paragrafi in cui le strutture sono modellate separate.

Construction stage 2b

Per studiare l'interazione fra la trave e gli elementi di consolidamento si deve procedere al loro collegamento. Si tratta di attivare il gruppo dei *rigid link* imponendo che questi si attivino nella posizione deformata proveniente dal *construction stage 2a*. Anche questa operazione non modifica la distribuzione di sollecitazioni, reazioni e deformazioni della trave e degli archi rispetto alla configurazione precedente (*construction stage 2a*). Da questo punto in avanti però l'attivazione di nuovi carichi agirà sulla struttura rinforzata, potendo in questo modo nuovamente valutare gli effetti positivi dell'interazione fra la trave e gli archi di consolidamento.

Construction stage 2c

Dopo il *construction stage 2b* la struttura risulta consolidata ed ulteriori carichi applicati sulla trave risentono della collaborazione delle strutture di rinforzo. Applicando un carico distribuito uniforme è quindi possibile riottenere gli stessi risultati ottenuti al paragrafo 5.4.2. In aggiunta è possibile valutare l'effetto di una eventuale parziale perdita di precompressione, come a simulare il tranciamento di un cavo per corrosione o altre cause. Per fare questo è sufficiente disattivare uno o più cavi nel presente *construction stage* e confrontare i risultati ottenuti effettuando la stessa operazione ma sulla trave non consolidata. L'ipotesi semplificativa adottata consiste nel considerare completamente inattivo il/i cavo/i disattivati. Nella realtà, in caso di cavi aderenti, non è completamente vero. Ad una certa distanza dalla sezione dove avviene la perdita di sezione del cavo quest'ultimo può essere ancora integro e (grazie all'aderenza cavi-malta-guaina-calcestruzzo) fornire la sua quota di sforzo di precompressione [20]. In ogni caso in questa fase ci interessa esclusivamente stabilire se gli effetti negativi di una perdita di precompressione possono, almeno in parte, essere mitigati dalla presenza delle strutture di consolidamento in acciaio.

5.5.2 Risultati

Si è proceduto ipotizzando di perdere completamente il contributo dei cavi 1 e 4 che equivale alla perdita del 43% dello sforzo normale di precompressione in mezzeria. I risultati ottenuti per la struttura rinforzata sono stati confrontati con quelli della struttura non consolidata che subisce la medesima perdita di precompressione generata dal venir meno del contributo dei cavi 1 e 4. I confronti sono riportati in Tabella 5.16 e considerano gli effetti del peso proprio e della precompressione.

Anche in questo caso si notano miglioramenti, le struttura ad arco collaborano assumendo una quota del carico della trave. I cavi 1 e 4 non sono perfettamente simmetrici rispetto alla mezzeria della trave, all'atto della loro disattivazione producono abbassamenti non perfettamente simmetrici. Questo è il motivo della piccola differenza nell'intensità delle reazioni ai vincoli di inizio e fine trave.

Tabella 5.16 Perdita precompressione sulla trave rinforzata

<i>eliminazione cavi precompressione 1 e 4 (-43%)</i>		
	<i>trave non consolidata</i>	<i>trave consolidata</i>
$F_{Z,1,pp+prec}$ [kN]	394.2	369.9 (-6%)
$F_{Z,1,pp+prec}$ [kN]	394.2	374.0 (-5%)
$M_{y, pp+prec}(l/2)$ [kNm]	78	-263

Capitolo 6

6 Analisi parametrica

Le analisi svolte sino ad ora hanno permesso di evidenziare un contributo positivo del sistema di rinforzo alla risposta strutturale della trave. Si è notato come la presenza degli archi permetta di sgravare la trave di una parte del carico cui essa è soggetta, riducendo, ad esempio lo sforzo tagliante agli appoggi, il momento flettente e l'abbassamento in mezzera. Si è però analizzato un caso molto specifico, con geometrie, materiali, sezioni definite a priori. Risulta quindi molto utile effettuare un'*analisi di sensitività*, con l'obiettivo di generalizzare il problema ed individuare i parametri che influenzano maggiormente la soluzione. Svincolando le analisi da un caso specifico, oltre ad ottenere una maggior comprensione del sistema analizzato, sarà possibile effettuare operazioni di predimensionamento e confronto con altre tecnologie. Sarà quindi possibile determinare il campo di applicabilità del sistema proposto.

6.1 Parametrizzazione del modello

Per svincolarsi dal modello iniziale si intende far variare alcuni parametri di input e osservare come questa variazione influisce su uno o più indicatori di output.

Il sistema di rinforzo proposto nel presente lavoro vuole essere utilizzato nel rinforzo di travi precomprese da ponte che presentano altezze e luci variabili entro un certo intervallo noto dalle opere esistenti. Ne consegue che luce ed altezza della trave, da cui si determina anche il rapporto monta/luce degli archi di rinforzo, sono certamente parametri di input da considerare per l'analisi di sensibilità. Allo stesso tempo anche le caratteristiche sezionali degli archi si pensa possano avere un'influenza sulla risposta strutturale del sistema rinforzato, motivo per cui anche questo verrà assunto come parametro per l'analisi. Il modello andrà quindi costruito in funzione dei parametri scelti e si dovrà valutare se questi influenzano sensibilmente o meno la soluzione.

6.1.1 Parametri

I parametri sui cui impostare l'analisi di sensibilità sono:

- luce della trave (L);
- rapporto monta-luce delle travature ad arco (f/l);
- sezioni trasversali delle travature ad arco (diametro esterno Φ);
- condizioni di vincolo delle travature ad arco (appoggi esterni fissi o uno fisso ed uno scorrevole);

Luce della trave

Le luci sono fatte variare in un intervallo compreso fra 28 e 42 m, con incrementi di un metro. Questo intervallo è stato scelto perché è ritenuto rappresentativo delle luci coperte dai ponti realizzati con soluzioni a graticcio con travate precomprese.

La luce della trave fissa allo stesso tempo la luce dell'arco, come è già stato visto nella trave precedentemente analizzata.

Rapporto monta-luce (f/l)

La sezione considerata è sempre una sezione a doppio T vista precedentemente. L'altezza della trave, misurata da intradosso ad estradosso del doppio T, è ottenuta a partire dalla luce dell'elemento considerato una volta fissati diversi rapporti monta dell'arco/luce (f/l)

Come già ampiamente discusso la monta disponibile per l'arco è pari all'altezza della trave. Ne consegue che fissati diversi rapporti f/l e considerata una luce l è automaticamente fissata l'altezza h della trave e quindi la monta disponibile per l'arco. I rapporti f/l da far variare sono stati scelti in un intervallo che rappresenti le proporzioni più frequenti delle travi precomprese esistenti. Volendo fornire alcuni esempi la trave considerata nel capitolo precedente presentava un'altezza di 160 cm su una luce di 36 m. Il rapporto h/l (e quindi f/l) è pari a 0.044. La stessa trave, nello stesso ponte è utilizzata per luci di 28 m, facendo salire il rapporto a 0.057. I rapporti scelti sono quindi i seguenti:

- $f/l = 0.04$
- $f/l = 0.05$
- $f/l = 0.06$
- $f/l = 0.07$

Vincoli esterni travatura ad arco

Si intende analizzare anche l'influenza dei diversi gradi di vincolo agli scorrimenti longitudinali per le travature metalliche ad arco. In aggiunta al vincolamento con un appoggio fisso e uno scorrevole (come fatto sino ad ora) si analizzerà il caso con due

appoggi fissi. Quest'ultima configurazione può essere definita condizione di arco a due cerniere.

Area della sezione della travatura in acciaio ad arco

Si è deciso di far variare anche le caratteristiche delle sezioni trasversali degli elementi che si pensa influiscano maggiormente sulla rigidità globale della travatura: arco e corrente inferiore. Si è scelto di far variare il diametro esterno della sezione del tubolare (mantenendo sempre lo spessore costante di 16 mm) da un valore di 150 mm sino a 300 mm con un intervallo di 50 mm.

- $\Phi 150 \text{ mm s. } 16 \text{ mm, } A = 6732 \text{ mm}^2$
- $\Phi 200 \text{ mm s. } 16 \text{ mm, } A = 9249 \text{ mm}^2$
- $\Phi 250 \text{ mm s. } 16 \text{ mm, } A = 11762 \text{ mm}^2$
- $\Phi 300 \text{ mm s. } 16 \text{ mm, } A = 14275 \text{ mm}^2$

6.1.2 Geometria

La parametrizzazione della geometria del modello consiste nella definizione delle travature ad arco in funzione della luce e dell'altezza della trave. Definita la luce L della trave è automaticamente definita la lunghezza della corda dell'arco. Le due estremità di quest'ultima definiscono due coordinate dell'arco parabolico (le imposte dell'arco). Un terzo punto, quello con la massima montata, sarà in mezzzeria della trave e avrà altezza pari all'altezza della trave considerata. In questo modo, definite le coordinate di tre punti (le due imposte e la sezione di chiave dell'arco) è possibile definire i parametri della parabola passante per gli stessi. Viene definito un sistema di riferimento globale con origine all'intradosso e nella mezzzeria della trave, l'asse X diretto lungo lo sviluppo longitudinale della trave e l'asse Y verticale (Figura 6.1).

La trave, che si sviluppa nel piano YX , è rappresentata dal suo asse baricentrico posto ad un'altezza pari a $Y=H/2$ dove H è l'altezza della sezione (da intradosso ad estradosso del doppio T). Ne consegue che i nodi alle estremità della trave risultano avere coordinate pari a: $(-L/2, H/2, 0)$ e $(L/2, H/2, 0)$. In vista della successiva modellazione parametrica risulta utile effettuare una numerazione dei nodi (Figura 6.1). La trave è divisa in otto elementi di ugual lunghezza. Le travature ad arco, essendo nella realtà affiancate alla trave, sono anch'esse contenute in piani XY ma rispettivamente a distanza $Z=B/2$ e $Z=-B/2$. Con B si indica la larghezza della sezione trasversale della trave. Per definire l'equazione della parabola che permette di ricavare le coordinate Y dell'arco si hanno a disposizione le coordinate dei punti 40, 52, 48: $(-L/2, 0, B/2)$, $(0, H, B/2)$, $(L/2, 0, B/2)$. Per l'arco in direzione Z negativa la procedura non cambia, quest'ultimo è semplicemente contenuto nel piano $Z=-B/2$ e presenta numerazione dei nodi che si sviluppa dal numero 10 al numero 29. In definitiva, le coordinate lungo X di tutti i nodi sono espresse in

funzione del parametro L , luce dell'elemento. Allo stesso modo la geometria degli archi dipende dal parametro L e dall'altezza della trave H che permettono di ricavare tre punti della parabola che li descrive.

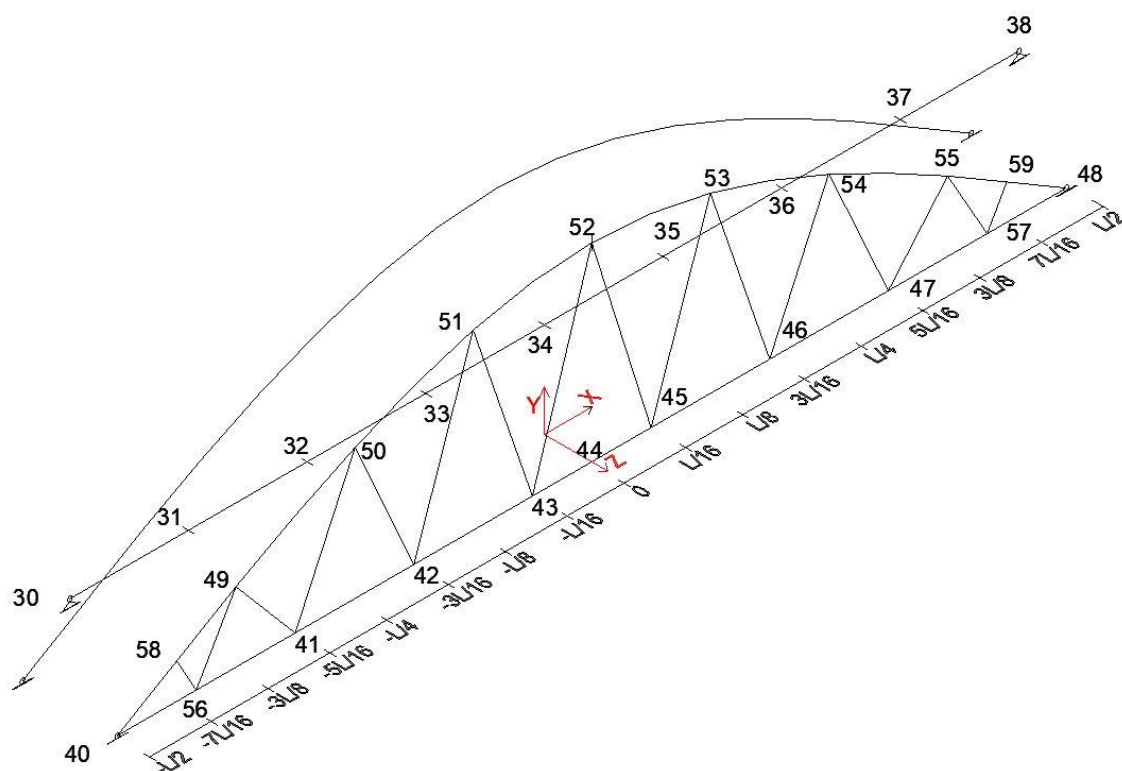


Figura 6.1 Rappresentazione della geometria per la costruzione del modello parametrico in OpenSees. È visibile l'asse baricentrico della trave posizionato fra i due archi ad una quota $Y=H/2$. La trave è divisa in 8 elementi delimitati dai nodi con numerazione da 30 a 38. La travatura ad arco in direzione Z positiva è definita dagli elementi che collegano i nodi con numerazione da 40 a 59. Per chiarezza di rappresentazione la travatura nel piano XY con Z negativa non presenta i pendini inclinati, il tirante e la numerazione. Questi elementi sono identici alla travatura riportata completamente con Z positivo. La numerazione di questa travatura è effettuata nello stesso modo ma la numerazione dei nodi si sviluppa dal numero al 10 al numero 29.

6.2 Implementazione dell'analisi parametrica

Utilizzando il software MidasGen® non è possibile svolgere un'analisi di tipo parametrica. Sarebbe al più possibile realizzare manualmente un numero N di modelli, uno per ogni combinazione di parametri di input scelti. Tale soluzione, anche per un

numero limitato di parametri in ingresso, risulta impercorribile in quanto richiederebbe un enorme dispendio di tempo e risorse. Per tali motivi la scelta ricade necessariamente sull'utilizzo di software che possano gestire autonomamente processi iterativi o interfacciarsi con programmi che svolgano questo compito. Il software Matlab[®] è certamente uno di questi essendo in grado di gestire un elevato numero di dati attraverso l'utilizzo di vettori, matrici, e operazioni elementari e logiche fra questi. Questo programma non permette però di risolvere agevolmente problemi di ingegneria strutturale con il *metodo degli elementi finiti* (FEM). Per assolvere tale compito ci si è affidati ad *OpenSees*, software framework di tipo *open source* sviluppato dall'Università di Berkeley per risolvere principalmente problemi di ingegneria sismica in campo strutturale e geotecnico [30]. Una delle peculiarità di tale programma è che permette di interfacciarsi agevolmente con Matlab[®], motivo per cui si sono scelti questi due programmi per effettuare le analisi parametriche.

6.2.1 Opensees e Matlab

La caratteristica di essere un software framework di tipo open source rende OpenSees estremamente flessibile alle necessità degli sviluppatori ed utilizzatori. OpenSees è basato sul linguaggio C++. Vi sono soluzioni già implementate che definiscono le tipologie più comuni di materiali (concrete, steel ecc.), elementi (beam, truss ecc.), analisi (statiche, non lineari ecc.). A differenza degli usuali software agli elementi finiti di tipo commerciale, *OpenSees* non presenta un'interfaccia grafica.

Costruire un modello agli elementi finiti con le regole tipiche dei linguaggi di programmazione (definizione di variabili, relazione fra queste ecc.), ha certamente grossi vantaggi nell'effettuazione di analisi parametriche.

Vista l'assenza in *Opensees* di un'interfaccia grafica, i risultati che si vogliono ottenere dall'analisi agli elementi finiti devono essere opportunamente "registrati" (specificandolo con apposite diciture nel codice *.tcl* di input). L'output è fornito sotto forma di file di testo (*.txt*). Questi ultimi, soprattutto in presenza di grosse quantità di dati, possono essere post-processati utilizzando altri software ad esempio *Matlab*[®]. Tale software è utile non solo nella fase di post-processamento, leggendo ed elaborando files di testo prodotti in output da OpenSees, ma permette anche di interfacciarsi direttamente con quest'ultimo. È infatti possibile definire i parametri in un apposito script *Matlab*[®] e tramite appositi comandi far automaticamente aprire (*fopen('file.tcl', 'wt')*) e compilare con le variabili scelte un *file .tcl* (*fprintf*). Questo file verrà eseguito da *OpenSees* e tale operazione può anche essere direttamente eseguita da *Matlab*[®] (*!opensees file.tcl*). È quindi possibile eseguire più volte questo processo avvalendosi di semplici *cicli for* in *Matlab*[®]. In questo modo è possibile eseguire agevolmente le analisi parametriche. Ad ogni ciclo infatti *Opensees* risolve il modello con i parametri forniti in input dal file *.tcl* compilato da *Matlab*[®]. Nello specifico,

verranno utilizzati diversi *cicli for* annidati, che avranno il compito di far variare i parametri precedentemente definiti negli intervalli scelti (luce, f/l , sezioni ecc.). Ad ogni ciclo è anche possibile memorizzare in apposite matrici i risultati di interesse forniti da *OpenSees* in modo da poterli utilizzare nella fase di post-processing (creazione di grafici, calcolo di ulteriori quantità ecc.).

6.2.2 Modello OpenSees

Per ottenere un modello eseguibile correttamente da *OpenSees* la scrittura del file in linguaggio TCL deve seguire regole precise.

È importante sottolineare che *OpenSees* non prevede la definizione diretta di unità di misura, queste saranno implicitamente definite dall'utente all'atto della scrittura del file *.tcl*. È quindi molto importante essere coerenti in tutta la fase di programmazione

Di seguito si riassumono i principali step effettuati nella costruzione del modello.

Definizione variabili

Il linguaggio TCL prevede la notazione **set nomevariabile valorevariabile** per la definizione delle variabili. Il valore della variabile può essere ottenuto in seguito ad operazioni matematiche (somma, moltiplicazione ecc.) con altre quantità ed altre variabili inserendo tali operazioni all'interno di parentesi quadre utilizzando la notazione **set nomevariabile [expr operazione]**.

Per richiamare una variabile precedentemente definita si utilizza il carattere **\$** seguito dal nome della variabile: **\$nomevariabile**.

È importante essere coerenti nell'utilizzo di valori che rispettino le unità di misura scelte (nel nostro caso si sono scelti N, mm, s).

Model basic builder

Permette l'avvio della modellazione sul framework. Si definisce la dimensione del problema e il numero di gradi di libertà di ogni nodo. Nel nostro caso trattiamo un problema tridimensionale con sei gradi di libertà per ogni nodo. La notazione corretta è: **model BasicBuilder -ndm -ndm3 -ndf6**.

Definizione nodi

Si definiscono le coordinate nodali degli elementi costituenti il modello con la notazione **node coordx coordy coordz**. In questa fase risulta estremamente utile lo schema

presentato in Figura 6.1. Le coordinate dei nodi possono essere espresse in funzione dei parametri definiti (ad esempio la luce L dell'elemento).

Definizione condizioni al contorno

La definizione dei vincoli avviene richiamando il nodo che si intende vincolare e specificando i gradi di libertà che si vogliono bloccare. Un valore 1 indica grado libertà bloccato mentre valore 0 indica libertà di movimento per quel grado di libertà. La notazione è **fix nomenodo 1 1 1 1 1 1**.

Nel nostro caso, in accordo con quanto fatto nel capitolo 5 e ricordando che considereremo solo l'azione di carichi verticali, i nodi 10, 30 e 40 saranno appoggi fissi mentre i nodi 18, 38, 40 appoggi scorrevoli (o fissi anch'essi quanto si studierà la "configurazione di arco a due cerniere"). Nel primo caso la notazione sarà **fix nomenodo 1 1 1 1 1 0** mentre nel secondo **fix tagnodo 0 1 1 1 1 0**.

Il collegamento fra le travature ad arco e la trave, che nella modellazione con MidasGen era eseguito attraverso l'utilizzo di rigid link, viene realizzato utilizzando la notazione **equalDOF tagnodo1 tagnodo2 0 1 0 0 0 0**. Con tale notazione vengono specificati i due nodi che devono avere gli stessi spostamenti (o rotazioni) nodali. Le componenti degli spostamenti (o rotazioni) vincolate ad essere uguali fra i nodi sono specificate indicando il valore 1 (uguali spostamenti o rotazioni) o 0 (spostamenti o rotazioni dei nodi indipendenti).

Definizione dei materiali

I materiali sono definiti utilizzando le leggi costitutive già presenti in libreria. Nel nostro caso verranno utilizzate leggi costitutive di tipo elastico lineare. Per la loro definizione è necessario esplicitare il valore del modulo elastico. La dicitura corretta è **uniaxialMaterial**

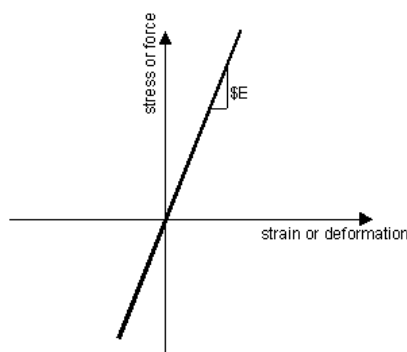


Figura 6.2 Legge costitutiva elastica lineare presente nella libreria OpenSees. È necessario definire il modulo elastico E . Immagine tratta da [30].

Elastic \$tagmateriale \$valoremoduloelastico (Figura 6.2). I valori di modulo elastico per l'acciaio ed il calcestruzzo sono gli stessi utilizzati nel capitolo 5.

Definizione proprietà sezionali

Le caratteristiche sezionali come momenti d'inerzia e area delle sezioni sono calcolate con le usuali regole di geometria delle aree. È conveniente ricavarle separatamente e assegnarle a variabili che poi verranno richiamate nella fase di creazione degli elementi.

Trasformazione

Prima della creazione degli elementi di collegamento fra i nodi è necessario definire una legge di trasformazione dal sistema locale degli elementi a quello globale. Gli elementi che utilizzeremo hanno l'asse x locale diretto secondo il loro sviluppo longitudinale. Definire la trasformazione consiste nel definire le componenti del vettore xz . Tale vettore è contenuto nel piano xz locale e permette in questo modo la definizione del terzo asse (y , perpendicolare a tale piano). La trasformazione, di tipo lineare, viene effettuata con il seguente comando `geomTransf Linear $tagtrasformaione 0 1 0` componenti del vettore xz locale espresse nel sistema di riferimento globale. Nel nostro caso l'asse z locale dell'elemento coincide con l'asse Y globale (per la trave).

Elementi

Tutti gli elementi, ad eccezione dei diagonali, sono stati modellati con elementi *beam*. In particolare, è necessario definire i nodi di estremità dell'elemento che si vuole definire, il modulo elastico e di taglio, le caratteristiche sezionali dell'elemento (area, momenti di inerzia ecc.) e la trasformazione geometrica del sistema di riferimento locale. Si utilizza la dicitura: `element elasticBeamColumn $tag_elemento $tag_nodo1 $tag_nodo2 $valore_area $valore_modulo_elastico $valore_modulo_di_taglio $momento_inerzia_torsionale $momento_inerzia_yy $momento_inerzia_zz $tagtrasformazione`.

Per la definizione dei diagonali si sono utilizzati elementi *truss*, ossia sollecitati solo da sforzi assiali. In questo caso è sufficiente definire i nodi di estremità, l'area della sezione trasversale dell'elemento ed il materiale. La definizione avviene nel modo seguente: `element Truss $tag_elemento $tag_nodo1 $tag_nodo2 $valore_area $tagmateriale`.

Carichi

In accordo con quanto fatto al *capitolo 5* la struttura consolidata viene sollecitata con un carico uniformemente distribuito sulla trave. Anche in questo caso si intendono quantificare gli effetti positivi prodotti dal sistema di rinforzo. È necessario definire una *time series*, nel nostro caso lineare e successivamente associare il *load pattern*. L'applicazione del carico uniformemente distribuito avviene con l'istruzione `eleload -ele $stagelementi -type -beamuniform- $intensità_carico_y $intensità_carico_z`.

Recorders

I recorders servono a definire quali quantità di interesse devono essere registrate e fornite come output in formato di testo (.txt). La dicitura in generale prevede la seguente sintassi: `recorder Node -file nomefileoutput.out -time node $tagnodo -dof grado_di_libertà disp`. La dicitura riportata si riferisce alla registrazione degli spostamenti nodali.

Nel nostro caso registreremo le reazioni verticali esplicitate dai vincoli esterni delle travature ad arco e della trave, le sollecitazioni in mezzzeria della trave, nell'arco e nel corrente inferiore. I dati di output saranno fondamentali per la fase di *post-processing* effettuata da *Matlab*[®].

Analisi

L'analisi effettuata è un'analisi di tipo *statica lineare*. È necessario definire attraverso una serie di comandi il tipo algoritmo risolutivo dell'analisi, il sistema di equazioni e la loro numerazione, la numerazione dei gradi di libertà, la procedura per l'applicazione del carico (integratore) ed il tipo di analisi (statica) [30].

Il modello realizzato in *OpenSees* oltre ad essere cruciale per lo sviluppo delle analisi parametriche costituisce anche un riferimento per l'ulteriore validazione dei risultati ottenuti con la modellazione effettuata in *MidasGen*[®].

6.3 Analisi dei risultati

Nel presente paragrafo vengono riportati ed analizzati i risultati ottenuti dall'analisi parametrica. Tale analisi consiste nella risoluzione di molteplici configurazioni strutturali definite al variare dei parametri di input precedentemente scelti e descritti. L'obiettivo principale è determinare se le variazioni di questi parametri influiscono sensibilmente o

meno sulla soluzione di output. Dall'osservazione dei risultati dell'analisi di sensitività si cerca di trarre conclusioni su quali parametri di input sono più influenti sulla soluzione, in che modalità e quantità influiscono. È possibile anche osservare un'insensibilità della soluzione a certi parametri di input, anche in questo caso si possono effettuare importanti considerazioni.

L'analisi di diverse configurazioni strutturali (diverse geometrie, luci, sezioni, carico totale applicato ecc) suggerisce l'individuazione e la scelta di uno o più parametri per il confronto delle diverse soluzioni. Si intende cioè individuare degli "indicatori" di output che permettano di effettuare confronti fra le diverse soluzioni. Scegliendo in modo appropriato uno o più indicatori e considerando tali indicatori in tutte le configurazioni, sarà possibile determinare efficacemente l'influenza dei diversi parametri di input sulla soluzione.

Considerando il problema in esame si è ritenuto utile utilizzare come parametro di confronto fra le diverse configurazioni strutturali la frazione di carico scaricata dagli archi rispetto al carico totale applicato sulla trave. Il calcolo di questo indicatore è immediato: si tratta di calcolare la somma delle reazioni verticali esplicitate dai quattro vincoli esterni delle travature ad arco e dividere per il carico totale applicato alla trave. In formule:

$$\text{frazione di carico scaricata sul sistema di consolidamento} = \frac{\sum R_{y,archi}}{q * L}$$

dove:

- $R_{y,archi}$ sono le intensità delle reazioni verticali esplicitate dai vincoli esterni delle travature ad arco.
- q è l'intensità del carico uniformemente distribuito per unità di lunghezze sulla trave
- L è la luce della trave

Il parametro scelto può essere considerato un *indicatore di efficienza* del sistema di consolidamento. Come è già stato sottolineato precedentemente, il sistema di rinforzo proposto ha l'obiettivo di sgravare la trave di una frazione del carico cui è assoggettata. Ne consegue che tanto più alto sarà il rapporto scelto tanto più il sistema di consolidamento sta svolgendo efficacemente il suo compito. Per meglio comprendere la natura di tale indicatore di efficienza si considerino i due valori estremi che può assumere: zero ed uno. Nel primo caso il carico applicato sulla trave non viene indirizzato in alcun modo verso le travature ad arco e ne consegue una totale inefficienza del sistema di consolidamento: la trave continua a sopportare tutto il carico applicato. Nel secondo caso, con un valore pari all'unità, tutto il carico viene invece sopportato dagli archi, sgravando totalmente la trave.

Risulta quindi chiaro come tale indicatore permetta di interpretare efficacemente i risultati dell'analisi di sensitività, individuando quali parametri di input influiscono maggiormente sull'efficienza del sistema di consolidamento.

Prima di presentare i risultati dell'analisi parametrica, si vuole sottolineare come i risultati forniti dal modello OpenSees, realizzato con gli stessi dati della modellazione in MidasGen (capitolo 5), ed i risultati forniti da quest'ultimo siano sovrapponibili. Tale corrispondenza può essere quindi considerata una validazione del buon funzionamento dei modelli.

6.3.1 Influenza del rapporto f/l e delle condizioni di vincolo

Per valutare l'influenza del rapporto f/l sul comportamento strutturale del sistema viene riportato l'andamento del parametro di efficienza scelto al variare delle luci e del rapporto f/l . Come riportato nel paragrafo 6.1.1, il rapporto f/l è stato fatto variare in un intervallo che copre le proporzioni h/l (altezza/luce) più frequenti per travi in c.a.p. utilizzate per la realizzazione dei ponti. Si vuole determinare se vi sono configurazioni in cui l'utilizzo del sistema di consolidamento proposto non è consigliabile perché non efficiente. In tal caso la scelta del sistema di consolidamento dovrebbe ricadere sull'utilizzo di altre tecnologie (es. precompressione esterna). In ogni caso si deve notare che il rapporto f/l viene fatto variare in un intervallo ristretto, la sua variazione in tale intervallo potrebbe determinare una scarsa influenza sui risultati di output (rapporto di efficienza). Le condizioni di vincolo prevedono inizialmente un appoggio fisso ed uno scorrevole, ma verrà effettuato il confronto anche con il caso con due appoggi fissi per ogni travatura ad arco. Il diametro della sezione del rinforzo ad arco è pari a 200 mm e rimane costante durante l'analisi.

Come ci si poteva aspettare, dai risultati si nota come la soluzione con gli appoggi fissi è più rigida (Figura 6.4), il parametro di efficienza assume infatti valori più elevati rispetto al caso con un appoggio fisso ed uno scorrevole (per ogni travatura ad arco) (Figura 6.3). Tale risultato non deve sorprendere, è già stato sottolineato al paragrafo 4.1.1 come una soluzione del tipo "arco a due cerniere" sia più efficiente di una soluzione ad arco a spinta eliminata. I risultati qui trovati lo confermano indirettamente: essendo la configurazione con appoggi fissi più rigida la frazione di carico assunta dalle travature ad arco è più elevata e così i valori del rapporto assunto come parametro di efficienza. Viceversa, la soluzione con un appoggio fisso ed uno scorrevole è più deformabile, ne conseguono valori del parametro di efficienza più bassi (Figura 6.3).

Nel primo caso il sistema di consolidamento riesce a raccogliere sino al 32% del carico totale applicato, mentre nel secondo caso questo valore scende a valori prossimi al 20%. Dai grafici si osserva una modesta variabilità del parametro al variare della luce e del rapporto f/l . In particolare, all'aumentare della luce il valore del parametro di efficienza

diminuisce. La diminuzione, nell'intervallo delle luci studiate, è di qualche punto percentuale. Osservando, a titolo di esempio, il caso con appoggi fissi e rapporto f/l pari a 0.04 (rappresentato dagli indicatori di colore verde) il rapporto passa da un valore massimo del 32% a 28 m ad un valore minimo di circa 29% a 42 m.

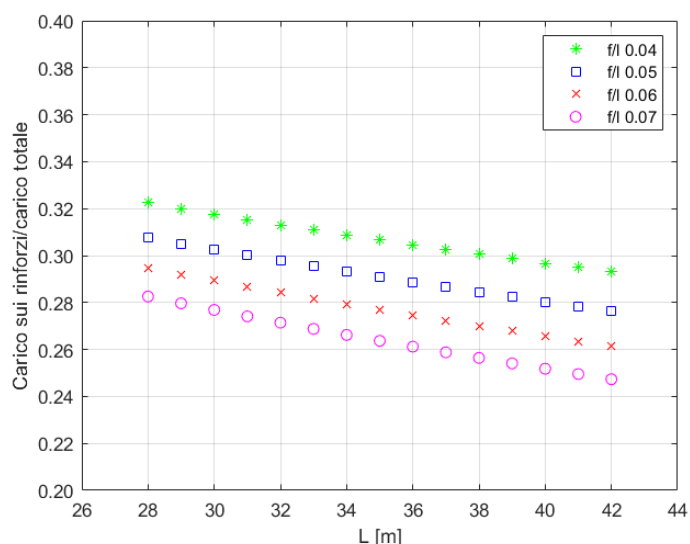


Figura 6.4 Andamento del rapporto carico sui sistemi di rinforzo sul carico totale applicato alla trave. Le travature ad arco sono vincolate con appoggi fissi e la sezione dell'arco e del tirante è rappresentata da un tubolare di diametro esterno 200 mm e spessore 16 mm.

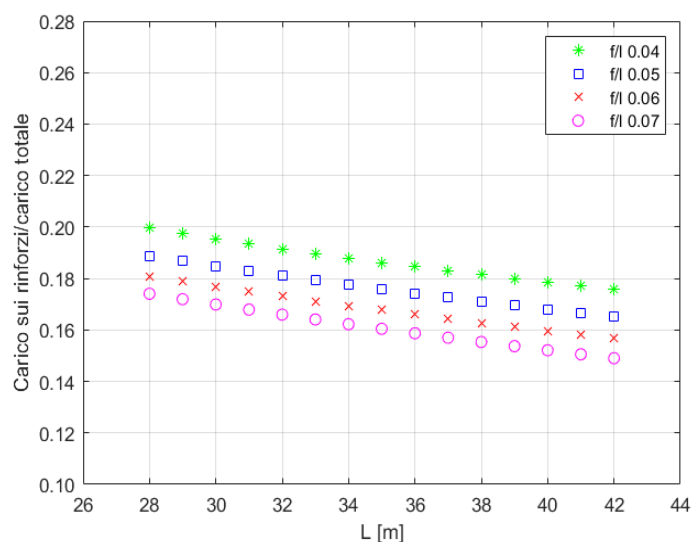


Figura 6.3 Andamento del rapporto carico sui sistemi di rinforzo sul carico totale applicato alla trave. Le travature ad arco sono vincolate con un appoggio fisso ed uno scorrevole. La sezione dell'arco e del tirante è rappresentata da un tubolare di diametro esterno 200 mm e spessore 16 mm.

Tale variabilità dipende dall'andamento relativo del rapporto fra rigidezze della trave e delle travature ad arco al variare della luce. Se, mantenendo il rapporto f/l costante, all'aumentare della luce la trave diventa relativamente più rigida per carichi verticali rispetto alle travature ad arco queste ultime raccoglieranno una frazione inferiore del carico totale applicato. Come già ampiamente discusso al paragrafo 4.1, le strutture lavorano infatti in parallelo, e i rapporti fra rigidezze determinano le percentuali di ripartizione dei carichi. Si sottolinea come in ogni caso questa variazione non è elevata ma dell'ordine di qualche punto percentuale, così come visibile dai grafici.

Sui grafici riportati è possibile osservare anche l'influenza del rapporto monta/luce (f/l). Si ricorda come tale rapporto indichi allo stesso tempo un parametro fondamentale per le strutture ad arco (il rapporto monta/luce) ma, data la natura del sistema proposto, anche il rapporto fra l'altezza della sezione della trave in calcestruzzo e la sua luce. Le travature ad arco sfruttano infatti l'altezza della sezione della trave per sviluppare la loro massima monta.

Dai grafici si osserva come anche la variazione del rapporto f/l abbia una modesta influenza sul parametro di osservazione scelto. Osservando per valori di luce costante l'andamento del rapporto carico scaricato sui rinforzi/carico totale si nota che questo diminuisce all'aumentare del parametro f/l . Anche in questo caso la variazione è modesta, di qualche punto percentuale. Osservando ad esempio il caso con appoggi fissi e fissata la luce di 28 m la percentuale di carico scaricato varia da un valore del 28% per f/l pari a 0.07 ad un valore del 32% per f/l pari a 0.04. Anche in questo caso la spiegazione risiede nei rapporti relativi di rigidezza nei confronti dei carichi verticali della trave e delle travature ad arco. Un rapporto f/l più elevato coincide, a parità di luce, con un'altezza della sezione della trave ed una monta maggiori rispetto ad un rapporto f/l inferiore. Un'altezza della sezione maggiore si riflette in un aumento del momento d'inerzia della stessa, e tale caratteristica ha certamente un'influenza sulla rigidezza della trave. Come osservato precedentemente se il rapporto delle rigidezze relative trave-arco aumenta a favore della trave quest'ultima assumerà una quota più rilevante del carico. Ne consegue che una frazione inferiore del carico totale graverà sulle travature ad arco e da qui la riduzione del rapporto di efficienza osservato.

Può essere utile osservare l'andamento della spinta orizzontale generata dalle travature ad arco. Nel caso di travature vincolate con appoggi fissi verranno riportate le reazioni orizzontali esplicitate dagli stessi (Figura 6.6). Quando le travature sono invece vincolate con un appoggio fisso ed uno scorrevole verrà riportato lo sforzo di trazione nel tirante (Figura 6.5). Tale soluzione, essendo a spinta eliminata, non genera azioni orizzontali sui vincoli. In entrambi i casi i valori sono riferiti all'applicazione di un carico distribuito uniforme di intensità pari a 10 kN/m su tutta la luce della trave. È possibile osservare che i valori delle reazioni orizzontali esplicitate dagli appoggi fissi sono maggiori rispetto alle corrispondenti sollecitazioni di trazione nel tirante nel caso di un appoggio fisso ed uno

scorrevole. Questo è in accordo con quanto trovato precedentemente: le travature vincolate con due appoggi fissi (configurazione “arco a due cerniere”) erano maggiormente caricate rispetto all’altra condizione di vincolo (configurazione “arco a spinta eliminata”). Come notato al paragrafo 4.1.3 l’allungamento del corrente inferiore (e quindi lo spostamento orizzontale dell’appoggio scorrevole) rende meno rigido il sistema a spinta eliminata rispetto alla configurazione con appoggi fissi.

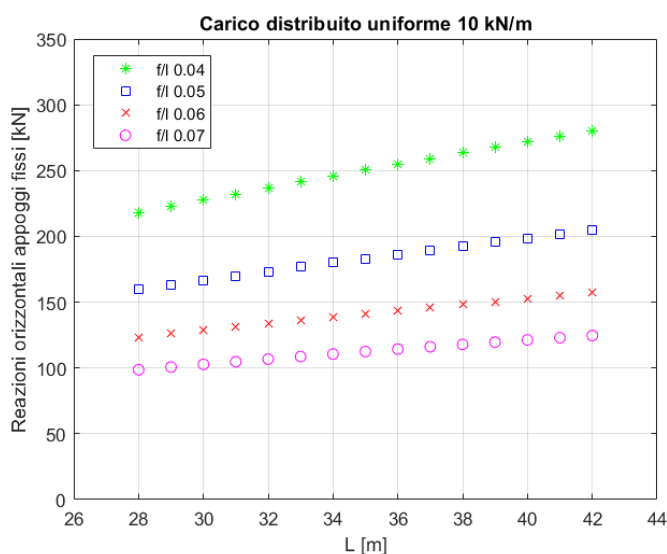


Figura 6.6 Reazioni orizzontali esplicitate dai vincoli esterni delle travature ad arco (caso appoggi fissi). Il carico uniforme applicato sulla trave è pari a 10 kN/m.

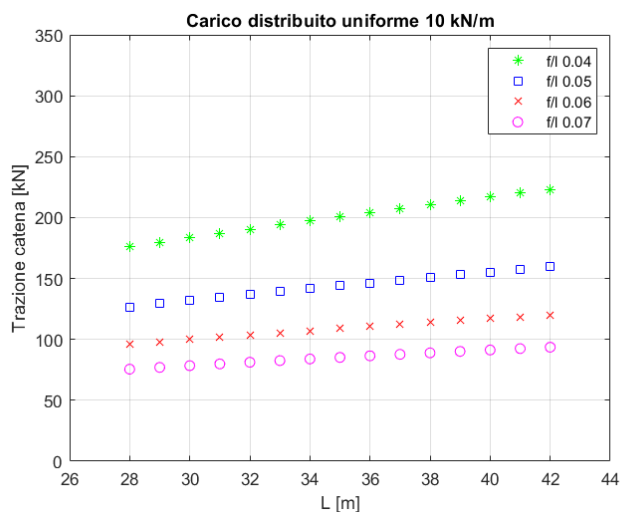


Figura 6.5 Sollecitazione di trazione nel tirante delle travature ad arco (vincolamento con un appoggio fisso ed un appoggio scorrevole). Il carico uniforme applicato sulla trave è pari a 10 kN/m.

In entrambi i casi si osserva che a livelli di ribassamento più alti corrispondono spinte orizzontali (o sollecitazioni di trazione nel tirante) più elevate. Tale fenomeno è ben noto dalla statica degli archi: in generale ribassamenti più elevati generano spinte più elevate.

Riassumendo i risultati trovati si può affermare che per le luci e per i rapporti f/l analizzati questi due parametri hanno una modesta influenza sul parametro di efficienza scelto (frazione di carico scaricato sulle travature ad arco rispetto al carico totale). Il rapporto f/l , come ci si attende, influenza significativamente l'intensità delle spinte (o sollecitazioni di trazione nel tirante) prodotte dalle travature ad arco.

La configurazione dei vincoli delle travature ad arco influenzano sensibilmente il valore del parametro di efficienza. È stato infatti notato come una configurazione di arco a due cerniere (due appoggi fissi per ogni travatura ad arco) renda il sistema di consolidamento più efficiente rispetto al caso in cui la spinta orizzontale è affidata al tirante (configurazione ad arco a spinta eliminata con un appoggio fisso ed uno scorrevole).

Una maggiore efficienza del sistema nella prima configurazione di vincolo genera però rilevanti spinte che dovranno essere assorbite da appositi dispositivi di appoggio e successivamente dalle pile (o dalle spalle). Tali spinte, se eccessive, potrebbero rendere più conveniente ricorrere alla configurazione di travatura ad arco a spinta eliminata pur essendo quest'ultima meno efficiente.

6.3.2 Influenza dell'area sezione trasversale delle travature ad arco

In questo paragrafo si vuole studiare l'eventuale influenza sul parametro di efficienza scelto della variazione delle caratteristiche sezionali delle travature di rinforzo costituenti l'arco ed il corrente inferiore. Fissato il rapporto f/l pari ad $1/20$ ($f/l=0.05$) verrà fatto variare il diametro esterno del tubolare costituente le travature da un valore di 150 mm ad un valore di 300 mm. Anche in questo caso verranno analizzate le due diverse configurazioni di vincolo delle travature: due appoggi fissi o un appoggio fisso ed uno scorrevole.

Dai grafici riportati si osserva che all'aumentare del diametro esterno delle sezioni delle travature dei rinforzi ad arco la frazione di carico convogliata sui rinforzi ad arco aumenta.

L'aumento del diametro comporta un aumento dell'area e del momento d'inerzia della sezione delle travature ad arco che si riflette un aumento della rigidità complessiva dell'arco stesso. Per le considerazioni fatte precedentemente, un aumento di rigidità delle travature ad arco rispetto a quella della trave determina un aumento del valore parametro di efficienza.

Anche in questo caso la soluzione che prevede vincoli di appoggio fisso alle estremità delle travature ad arco risulta più efficiente rispetto alla configurazione detta "arco a

spinta eliminata” ma le spinte orizzontali generate sono rilevanti. Osserviamo come nel primo caso, focalizzando l’attenzione ad una luce di 28 m e su una sezione di diametro 300 mm, la frazione di carico scaricato sul carico totale è pari a circa il 37% (Figura 6.7).

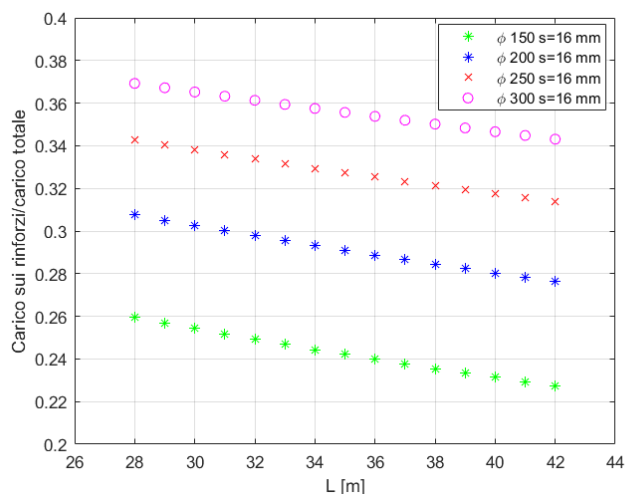


Figura 6.7 Andamento del rapporto carico sui sistemi di rinforzo sul carico totale applicato alla trave. Le travature ad arco sono vincolate ognuna con due appoggi fissi. Il rapporto f/l è costante pari a 0.05.

Lo stesso rapporto, nella configurazione che prevede un appoggio fisso ed uno scorrevole, scende ad un valore del 25% (Figura 6.8).

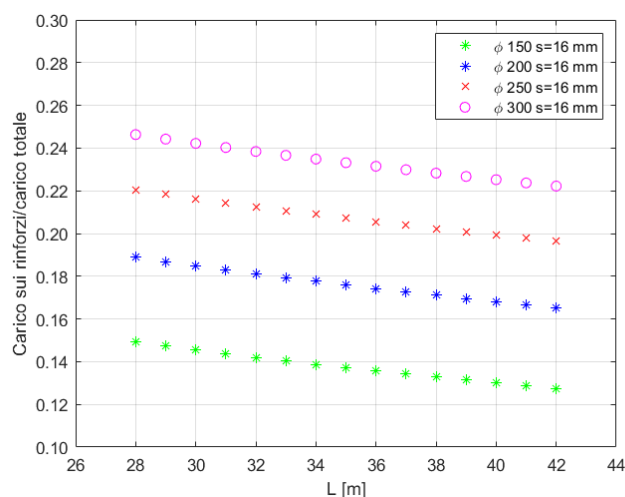


Figura 6.8 Andamento del rapporto carico sui sistemi di rinforzo sul carico totale applicato alla trave. Le travature ad arco sono vincolate ognuna con un appoggio fisso ed uno scorrevole. Il rapporto f/l è costante pari a 0.05.

La variabilità del rapporto di efficienza al variare della luce è già stata illustrata nel paragrafo precedente.

Riassumendo i risultati trovati si può affermare che le caratteristiche sezionali delle travature di rinforzo hanno una rilevante influenza sull'andamento del parametro di efficienza studiato. Sezioni trasversali maggiori aumentano la rigidità globale delle travature metalliche e danno luogo ad un aumento del parametro di efficienza analizzato.

Si osserva infine come le sezioni trasversali delle travature dovranno essere scelte anche in funzione delle sollecitazioni che si determineranno sulle stesse. Il motivo è che sino ad ora si è esclusivamente studiata la ripartizione dei carichi fra trave e travature di rinforzo (con un carico distribuito convenzionale di 10 kN/m), ma in seguito sarà necessario eseguire le opportune verifiche di sicurezza degli elementi. Tali verifiche dipenderanno dall'entità delle sollecitazioni sugli elementi che a loro volta sono funzione della reale intensità dei carichi esterni applicati.

Capitolo 7

7 Consolidamento mediante precompressione esterna e travature reticolari in acciaio

Nel presente capitolo si analizzerà nuovamente la trave del caso studio descritta al paragrafo 4.2 e al capitolo 5. In particolare, riferendosi alla sezione di mezzeria, saranno ipotizzate diverse configurazioni di degrado dei cavi di precompressione. Tali configurazioni consistono in una riduzione della sezione resistente dei cavi del 5%, 10%, 15% e 20% dell'area iniziale e intendono simulare situazioni di ammaloramento moderato che si possono frequentemente riscontrare in opere esistenti. Verrà valutato il *coefficiente di sfruttamento* M_{sd}/M_{rd} per i diversi scenari e, in caso di risultati insoddisfacenti (coefficiente maggiore dell'unità), verrà proposto il consolidamento dell'elemento. Per semplicità il coefficiente di sfruttamento verrà calcolato per una semplice condizione di carico costituita dal peso proprio della trave e da un carico uniformemente distribuito sulla luce. In tale configurazione la sezione più sollecitata risulta essere quella di mezzeria e per questo motivo il coefficiente sarà calcolato in tale sezione. Saranno predimensionati interventi di consolidamento mediante precompressione esterna e con la tecnica proposta nel presente lavoro (aggiunta di travature ad arco) con l'obiettivo di ripristinare il coefficiente di sfruttamento iniziale e ristabilire le condizioni di sicurezza. Si sottolinea come i valori proposti nel seguito non tratteranno in modo esaustivo tutti gli aspetti della progettazione definitiva ed esecutiva dell'intervento di consolidamento, compito che non rientra negli obiettivi del presente lavoro. L'intento è infatti quello di effettuare un confronto preliminare, anche di natura economica, fra diversi sistemi di consolidamento.

7.1 Coefficienti di sfruttamento per diverse condizioni di degrado

La trave considerata nel caso studio è una trave semplicemente appoggiata soggetta a semplici condizioni di carico (peso proprio ed un carico distribuito uniformemente). In tale configurazione la sezione più sollecitata per azioni flettenti è quella di mezzzeria. Per questo motivo il *coefficiente di sfruttamento* M_{sd}/M_{rd} è determinato in tale sezione.

Il calcolo del momento resistente M_{rd} viene effettuato considerando gli effetti della precompressione tutti lato resistenza (paragrafo 2.1.5), una legge costitutiva elasto-plastica perfetta per l'acciaio e avvalendosi del software *VcaSLU*.

Il momento resistente M_{rd} viene calcolato ipotizzando diverse situazioni di degrado rappresentate dalla riduzione di sezione resistente dei cavi di precompressione:

- *degrado 1*: riduzione sezione resistente dei cavi pari al 5% dell'area iniziale;
- *degrado 2*: riduzione sezione resistente dei cavi pari al 10% dell'area iniziale;
- *degrado 3*: riduzione sezione resistente dei cavi pari al 15% dell'area iniziale;
- *degrado 4*: riduzione sezione resistente dei cavi pari al 20% dell'area iniziale;

Il momento sollecitante M_{sd} è composto di due aliquote, momento da peso proprio della trave e momento dato dal carico uniforme distribuito (intensità pari 52 kN/m), valori ottenuti interrogando il modello MidasGen®.

In Tabella 7.1 si riportano i valori del *coefficiente di sfruttamento* M_{sd}/M_{rd} per le diverse configurazioni analizzate.

Tabella 7.1 Coefficienti di sfruttamento (trave non consolidata)

	M_{sd}	M_{rd}	M_{sd}/M_{rd}
<i>cavi integri</i>	11995	12621	0.95
<i>degrado 1</i>	11995	12145	0.99
<i>degrado 2</i>	11995	11632	1.03
<i>degrado 3</i>	11995	11094	1.08
<i>degrado 4</i>	11995	10541	1.14

Dai valori riportati si nota che la trave considerata risulta verificata a momento flettente in condizioni di cavi integri e di degrado 1. Per le condizioni di degrado 2, 3 e 4 la sezione risulta non verificata e richiede la messa in atto di interventi di consolidamento.

Di seguito verrà ipotizzato di trovarsi in una situazione di *degrado 3* (coefficiente di sfruttamento pari a 1.08), e verranno predimensionati gli interventi di consolidamento (con precompressione esterna e con la tecnica proposta) per ristabilire il coefficiente di sfruttamento iniziale (0.95).

7.2 Consolidamento con precompressione esterna (degrado 3)

Il consolidamento con la precompressione esterna prevede l'aggiunta di cavi esterni alla trave. Il tracciato è simmetrico e costituito da un spezzata con un tratto rettilineo e due inclinati. Il tratto orizzontale è disposto alla quota dell'intradosso della trave ed i punti di deviazione sono disposti ad $L/4$ dalle estremità della trave (Figura 7.1).

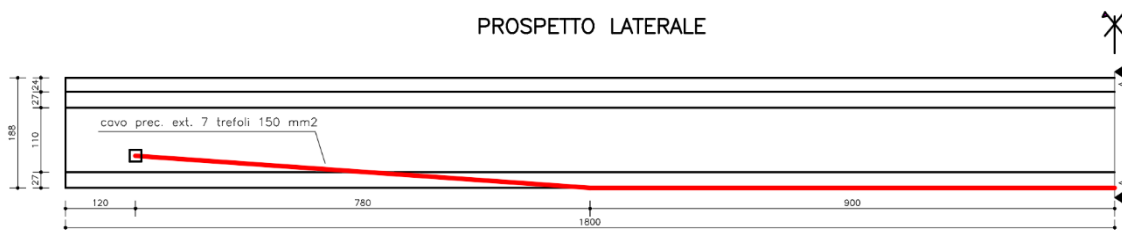


Figura 7.1 Vista laterale tracciato cavi di precompressione esterna (in rosso). Misure in cm.

Il calcolo degli effetti della precompressione esterna può essere agevolmente effettuato trattando quest'ultima come carichi equivalenti esterni applicati alla trave. Nella sezione di mezzeria la precompressione esterna produrrà le sollecitazioni di sforzo normale e momento flettente N_{est} e M_{est} . L'eccentricità della precompressione esterna può essere definita come $e_{est} = M_{est}/N_{est}$.

Il momento flettente (M_{est}) nella sezione di mezzeria originato dalla precompressione esterna, è dato dalla somma dei contributi $M_{est,1}$, $M_{est,2}$, $M_{est,3}$. Questi ultimi sono rappresentati rispettivamente da:

- $M_{est,1}$ è il momento prodotto nel punto di applicazione del tiro dei cavi. È ottenibile moltiplicando lo sforzo normale N_{est} al dispositivo di ancoraggio per l'eccentricità rispetto al baricentro della sezione (e');

- $M_{est,2}$ è il momento che tende le fibre superiori dovuto al taglio V_{est} in corrispondenza del punto di applicazione del tiro dei cavi. $M_{est,2}$ si ottiene moltiplicando V_{est} per la distanza orizzontale (d_1) fra la sezione di mezzeria ed il punto di applicazione del tiro dei cavi;
- $M_{est,3}$ è il momento che tende le fibre inferiori dovuto al taglio V_{est} in corrispondenza del punto di deviazione dei cavi. $M_{est,2}$ si ottiene moltiplicando V_{est} per la distanza orizzontale (d_2) fra la sezione di mezzeria ed il punto di deviazione dei cavi;

Tutte le quantità descritte sono facilmente determinabili una volta nota la geometria del tracciato dei cavi (distanze, angoli inclinazione) ed il tiro dei cavi al punto ancoraggio della precompressione.

Ipotizzando un *livello di degrado 3*, si è predimensionata la precompressione esterna per ristabilire un *coefficiente di sfruttamento* pari a 0.95, ossia tornando a rispettare le verifiche di sicurezza (Tabella 7.4).

Utilizzando le considerazioni precedentemente fatte si è definito l'utilizzo di due cavi da precompressione esterni costituiti da 7 trefoli da 0.6" ciascuno con un tiro iniziale all'ancoraggio pari a 550 kN (Tabella 7.2).

La precompressione esterna viene considerata *lato azioni* (paragrafi 3.1.1 e 2.1.5) e assumendo nullo il suo contributo resistente ($\Delta\sigma_P = 0$). Si intende che gli effetti della precompressione esterna sono considerati come azioni sollecitanti (Tabella 7.4) nel calcolo del momento resistente della sezione (effettuato sempre avvalendosi del software VCASlu).

Tabella 7.2 Forze equivalenti precompressione esterna

P _{es} [kN]		1100	
<i>ancoraggio</i>		<i>deviatore 1</i>	
N_{est} [kN]	V_{est} [kN]	H_{est} [kN]	V_{est} [kN]
1097	77	3	77

Tabella 7.3 Effetti precompressione esterna

$y_{g,mezzeria}$ [m]	α [deg]	$y_{g,cavi,ancoraggio}$ [m]	e' [m]	d_1 [m]	d_2 [m]
1.129	4.03	0.55	0.579	16.8	9.0

$M_{est,1} [kNm]$	$M_{est,2} [kNm]$	$M_{est,3} [kNm]$	$e_{est} [m]$
635	1299	-693	1.131

Tabella 7.4 Coefficiente sfruttamento post-intervento precompressione esterna

$M_{sd} [kNm]$	$M_{est} [kNm]$	$M_{sd'} = M_{sd} - M_{est} [kNm]$	$M_{rd} [kNm]$	M_{sd}/M_{rd}
11995	1241	10754	11345	0.95

Gli effetti della precompressione esterna (N_{est} , M_{est}) calcolati con le semplici formulazioni descritte, sono stati anche confrontati con i risultati forniti da MidasGen inserendo direttamente la precompressione esterna (tracciato dei cavi, tiro ecc.) e ottenendo risultati sovrapponibili.

7.3 Consolidamento con travature metalliche ad arco (degrado 3)

L'intervento di consolidamento proposto nel paragrafo precedente viene ora effettuato con la tecnica proposta nel presente lavoro di tesi. Considerando le medesime condizioni di carico (carico variabile e peso proprio della trave) e di degrado (degrado 3) si intende ristabilire lo stesso coefficiente di sfruttamento raggiunto con l'intervento della precompressione esterna (0.95). Raggiungendo, in termini di coefficiente di sfruttamento M_{sd}/M_{rd} , situazioni post-consolidamento sovrapponibili sarà possibile effettuare un confronto economico fra le due tecnologie.

Come ampiamente discusso precedentemente, l'aggiunta delle travature ad arco permette una riduzione delle azioni sollecitanti sulla trave. Gli elementi di consolidamento "raccolgono" infatti una frazione del carico totale agente sulla trave. L'effetto sul coefficiente di sfruttamento consiste in una riduzione del momento sollecitante M_{sd} .

Utilizzando il modello della trave consolidata con travature ad arco in acciaio di sezione tubolare cava di diametro 193 mm e spessore 16 mm (paragrafo 5.5 e paragrafo 5.3.3) è possibile valutare il momento sollecitante ridotto (ed eventuali altre quantità di interesse).

In tale configurazione il momento resistente M_{rd} è quello corrispondente al livello di *degrado 3* (Tabella 7.1) ma il momento sollecitante risulta ridotto M_{sd} per la presenza delle travature ad arco. Noti i valori di momento resistente e momento sollecitante ridotto

è possibile determinare il coefficiente di sfruttamento. Come visibile in tabella le sezioni scelte permettono di ristabilire il coefficiente di sfruttamento iniziale (pari a 0.95).

Tabella 7.5 Coefficiente sfruttamento post- intervento di consolidamento con travature metalliche ad arco

M_{rd}	M_{sd}	M_{sd}/M_{rd}
11094	10557	0.95

Il sistema di consolidamento così definito deve essere verificato nei suoi singoli elementi. I profili costituenti le travature adottati sino ad ora sono stati scelti avvalendosi dei risultati delle analisi di sensitività effettuate al capitolo 6, incentrate esclusivamente sull'effetto del sistema di consolidamento sul comportamento strutturale senza nessuna considerazione sull'adeguatezza di tali profili nel sopportare le azioni sollecitanti. Tali profili potrebbero risultare sovradimensionati o sottodimensionati. Le verifiche di resistenza (come previsto da EC3 verifiche di trazione, compressione, instabilità ecc.), effettuate avvalendosi della sezione *Design* di MidasGen[®]. Queste hanno mostrato che gli elementi dell'arco e del corrente inferiore soddisfano le verifiche di sicurezza ma, come era prevedibile vista la sezione trasversale utilizzata, i diagonali non soddisfano la verifica di instabilità. I coefficienti di sfruttamento variano da 0.16 a valori non ammissibili (superiori ad uno). La scelta dei profili adatti e le relative verifiche verranno condotte nel capitolo successivo anche avvalendosi di un processo di ottimizzazione per ricercare la migliore soluzione.

Dai risultati ottenuti in questo capitolo si nota ancora più evidentemente il diverso funzionamento dei sistemi di consolidamento con precompressione esterna o con travature reticolari in acciaio. Il primo, considerando la precompressione esterna lato azioni come fatto nei calcoli esposti precedentemente, agisce modificando il momento resistente e sollecitante della sezione. Il sistema di consolidamento con le travature ad arco, invece, agisce esclusivamente riducendo le azioni sollecitanti sulla trave. Il momento resistente della sezione della trave non viene modificato dall'introduzione delle travature ad arco. Queste ultime permettono invece di "assorbire" una parte del carico esterno applicato dando origine ad una riduzione delle azioni sollecitanti sulla trave.

Capitolo 8

8 Ottimizzazione dimensionale del sistema di consolidamento

Nel capitolo precedente si è mostrato come il sistema di consolidamento proposto è in grado di ristabilire il coefficiente di sfruttamento iniziale (0.95) in presenza di una situazione di *degrado* 3 (e inferiori). I profili costituenti le travature adottati sino ad ora sono stati scelti avvalendosi dei risultati delle analisi di sensitività effettuate al capitolo 6. Queste ultime erano esclusivamente incentrate sullo studio dell'effetto del sistema di consolidamento sul comportamento strutturale della trave preesistente, senza nessuna considerazione in merito alle verifiche di resistenza dei suoi singoli elementi (arco corrente inferiore, diagonali). Come brevemente riportato alla fine del capitolo precedente, i profili potrebbero risultare sottodimensionati o sovradimensionati. Risulta quindi necessario effettuare verifiche di resistenza degli elementi per individuare profili adeguati che rispettino le verifiche richieste. Il soddisfacimento delle verifiche strutturali non è l'unico requisito da soddisfare. Molti dei problemi di ingegneria strutturale (e dei problemi ingegneristici in generale) hanno intrinsecamente come obiettivo la ricerca della soluzione ottimale (o una soluzione vicina ad essa), imponendo il rispetto delle condizioni di vincolo e dei range di variabilità delle variabili di design. Il processo di ricerca della soluzione è definito *ottimizzazione* dimensionale o formale. Molto frequente è la ricerca della soluzione di minimo costo che, generalmente, si riflette nell'obiettivo di minimizzare la quantità di materiale impiegato.

Nel nostro caso, anche per rendere possibili confronti con altre tecniche di consolidamento, si intende ricercare la soluzione che, soddisfatte le verifiche strutturali delle travature in acciaio, rappresenta il miglior compromesso fra la minimizzazione della quantità di materiale impiegato e la massimizzazione della rigidezza strutturale globale. Quest'ultima richiesta è necessaria per garantire un'adeguata riduzione delle azioni sollecitanti sulla trave preesistente. Si deve infatti considerare che la modifica delle caratteristiche sezionali delle travature in acciaio modifica la rigidezza globale delle stesse. Tale variazione, come visto al paragrafo 6.3, influisce sulla ripartizione dei carichi fra trave e travature di consolidamento. Potrebbe verificarsi che la scelta dei profili

ottenuti da un processo di ottimizzazione volto esclusivamente alla minimizzazione del peso della struttura, pur soddisfacendo le verifiche strutturali, renda più deformabili le travature di rinforzo al punto da non risultare più adatte per l'intervento di consolidamento. Allo stesso tempo una soluzione con travature estremamente rigide renderebbe l'intervento di consolidamento più efficace (maggiore riduzione delle sollecitazioni sulla trave) ma probabilmente impraticabile da un punto di vista economico per il grande consumo di materiale richiesto (sezioni di dimensioni eccessive). Vista la complessità del problema, il numero di parametri e vincoli in gioco (interazione trave-sistemi di consolidamento, verifiche resistenza ecc.) si è scelto di effettuare l'ottimizzazione operando con tecniche *metaeuristiche*. Queste ultime utilizzano algoritmi basati su analogie dei comportamenti naturali o animali. In particolare, si utilizzerà un *algoritmo genetico* avvalendosi degli strumenti implementati nel *toolbox di ottimizzazione* di Matlab[®]. Come si vedrà nel presente capitolo, la richiesta di massimizzazione della rigidità e della contemporanea minimizzazione del peso totale delle travature metalliche andranno opportunamente considerate e bilanciate all'interno della formulazione del problema di ottimizzazione.

8.1 Richiami di ottimizzazione strutturale

In generale un problema di ottimizzazione consiste nella risoluzione di un problema di minimizzazione di una funzione chiamata *funzione obiettivo* (OF) o *merit function* $f(x)$ che dipende dalle variabili di design x scelte. Quando la funzione obiettivo deve soddisfare dei vincoli, il problema è detto di *ottimizzazione vincolata*, viceversa di *ottimizzazione non vincolata*. L'obiettivo dell'ottimizzazione strutturale è ottenere, fra le possibili scelte, la soluzione che presenta maggior *fitness* (riflessi nella OF, es. minor costo) [31].

In termini matematici possiamo esprimere il problema di ottimizzazione come la ricerca del vettore x (vettore contenente le variabili di design $x = \{x_1, \dots, x_j, \dots, x_n\}$) che soddisfi:

$$\begin{aligned} \min\{f(x)\} \quad & x \in \Omega \\ \text{i.c. } g_q(x) \leq 0, \quad & \forall q = 1, \dots, n_q, \\ h_r(x) = 0, \quad & \forall h = 1, \dots, n_h \end{aligned}$$

Dove $f(x)$ è la funzione obiettivo da minimizzare nello spazio di ricerca Ω definito dal prodotto cartesiano degli intervalli ammissibili per ogni variabile x_j (ogni variabile è definita in un intervallo compreso fra un limite superiore ed uno inferiore) [31] [32]. Le equazioni e disequazioni riportate rappresentano i vincoli da soddisfare. Un esempio ricorrente di *funzione obiettivo* nei problemi di ottimizzazione strutturale è rappresentato

dal peso della struttura. Questo può essere espresso come la somma dei volumi $V_i(x)$ dei singoli elementi moltiplicati per il peso specifico ρ_i [32]:

$$f(x) = \sum_{i=1}^{N_{el}} \rho_i V_i(x)$$

Nell'espressione riportata si è ipotizzato di utilizzare lo stesso materiale per ogni elemento i -esimo ed il numero totale di elementi è pari ad N_{el} . È importante notare come la funzione obiettivo dipenda direttamente dai valori assunti dalle variabili del *vettore di design* x definendo il volume degli elementi. La scelta e la definizione della funzione obiettivo dipende dalla natura problema in esame, dall'obiettivo da raggiungere ed è uno step fondamentale per formulare correttamente il problema di ottimizzazione.

Il problema di ottimizzazione può considerare una o più funzioni obiettivo. Nel primo caso si parla di *Single-Optimization problem*, nel secondo di *Multi-Objective problem* e la funzione obiettivo $f(x)$ è composta da più componenti:

$$f(x) = [f_1(x), \dots, f_l(x)]$$

È possibile suddividere i problemi di ottimizzazione in ingegneria strutturale in tre categorie, in ordine crescente di complessità: *ottimizzazione dimensionale*, *ottimizzazione di forma* ed *ottimizzazione topologica*. Nel primo caso l'obiettivo è ottenere le caratteristiche sezionali ottimali degli elementi strutturali. Si tratta di utilizzare la minor quantità di materiale (e quindi minori costi) soddisfacendo i vincoli di natura tensionale e deformativi degli elementi strutturali. Le variabili di design in questo caso sono quindi le dimensioni sezionali degli elementi strutturali e solitamente possono assumere valori discreti per motivi di produzione (es. dimensioni standard profili di acciaio commerciali) [31].

Nell'*ottimizzazione dimensionale* la disposizione geometrica degli elementi è fissa e preassegnata. Si intende, ad esempio, che volendo effettuare l'ottimizzazione di una travatura reticolare la disposizione (lunghezze, inclinazioni ecc.) dei correnti, dei diagonali e di tutti gli elementi è fissa e non cambia. Nell'*ottimizzazione di forma*, invece, la geometria può variare. Quest'ultima è definita in funzione della posizione di alcuni punti cardine che, una volta definiti, condizionano la configurazione dell'intera struttura [31] (es. la posizione dei nodi di una reticolare). La ricerca della forma ottimale di una struttura soggetta a certe condizioni di carico è un problema che è sempre stato affrontato nell'ingegneria strutturale. Si pensi ad esempio alla ricerca della miglior forma degli archi utilizzando l'andamento della funicolare dei carichi.

L'*ottimizzazione topologica* ha come obiettivo non solo l'individuazione della miglior configurazione strutturale degli elementi, ma anche l'analisi della disposizione del materiale disponibile (distribuzione della massa) che permette la miglior performance

strutturale [31]. Ad esempio, considerando una sezione rettangolare di una trave soggetta a momento flettente, l'ottimizzazione topologica punterà a rimuovere il materiale nelle zone meno sollecitate e aggiungerne nelle zone più utilizzate, realizzando una sezione simile ad un doppio T. Riassumendo, i metodi di ottimizzazione dimensionale e di forma sono utilizzati frequentemente nella fase di post-design mentre l'ottimizzazione topologica ricerca direttamente la miglior configurazione geometrica e che esibisce la miglior efficacia strutturale in termini dimensionali e di brevità dei percorsi di carico.

Gli approcci principali per risolvere problemi di ottimizzazione possono essere suddivisi in due gruppi: *metodi classici* e *metodi meta-euristici*. I primi risolvono problemi matematicamente "ben posti" e si basano essenzialmente sui principi dell'analisi matematica e differenziale. In generale, richiedono informazioni sul gradiente della funzione obiettivo e, per risolvere il problema di minimizzazione, questa deve essere sufficientemente regolare per essere differenziabile. I metodi *meta-euristici*, sviluppatasi negli ultimi decenni anche grazie al forte aumento delle potenze di calcolo, non richiedono informazioni sul gradiente e sulla regolarità della funzione obiettivo. Sono ispirati a processi che avvengono in natura, processi evolutivi, genetici, comportamenti intelligenti e di sopravvivenza degli animali. In generale, sono in grado di risolvere problemi di ottimizzazione fornendo una soluzione che rispetta i vincoli imposti e prossima alla soluzione esatta. Dal punto di vista della pratica ingegneristica quest'ultimo aspetto non è un problema. Non si è infatti interessati alla soluzione matematicamente esatta del problema ma alla ricerca di una soluzione accettabile che soddisfi al meglio i criteri definiti [31].

La fase di ottimizzazione delle travature di consolidamento verrà effettuata avvalendosi di un *algoritmo genetico* implementato nel *toolbox di ottimizzazione* di Matlab[®]. Per tale motivo, senza pretesa di esaustività, nel seguito vengono richiamati alcuni principi alla base del funzionamento degli algoritmi genetici.

8.1.1 Algoritmi evolutivi

Gli *algoritmi evolutivi* (EA) sono stati fra i primi algoritmi euristici sviluppati e si ispirano ai principi di evoluzione degli esseri viventi. Seguendo la Teoria di Darwin, una popolazione di individui in un ambiente, evolve e si seleziona per meglio adattarsi allo stesso. In un problema di ottimizzazione, una popolazione di tentativo è composta da più individui, ognuno dei quali rappresenta una possibile soluzione. L'algoritmo permette di far evolvere la popolazione verso la soluzione ottimale adattandosi all'ambiente (i vincoli imposti al problema). Data la natura casuale del processo evolutivo non vi è a priori la certezza dell'ottenimento di una soluzione accettabile per il problema considerato [31].

Negli *algoritmi genetici* (GA), ispirandosi alla genetica, gli individui migliori di una popolazione vengono selezionati e ricombinati per originare la generazione successiva.

Le caratteristiche degli individui di partenza vengono trasmesse agli individui della generazione successiva attraverso i cromosomi, questi contengono una serie di informazioni (*alleli*). Nei problemi di ottimizzazione ogni individuo rappresenta una possibile soluzione, ossia un *design vector*, ed è codificato sotto forma di stringhe binarie formando il *cromosoma* (composto a sua volta da bit che rappresentano gli alleli). Generalmente, la popolazione di partenza è generata casualmente per preservare la diversità. Ad ogni generazione, così come avviene in natura, gli individui competono gli uni contro gli altri e solo i migliori sopravvivono alla generazione successiva. La valutazione della bontà di ogni individuo (e quindi di ogni soluzione) è effettuata con una *funzione di fitness* che, nei problemi trattati, può essere considerata la funzione obiettivo precedentemente definita. Gli algoritmi genetici sono originariamente stati sviluppati per problemi di massimizzazione non vincolata ma definendo opportunamente la *funzione di fitness* è possibile trattare anche problemi di minimizzazione con vincoli. Gli algoritmi genetici per far evolvere la popolazione ripetono ad ogni generazione tre operazioni fondamentali: *riproduzione*, *crossover* e *mutazione*. Nella fase di *riproduzione* alcuni individui della popolazione attuale vengono selezionati per essere successivamente ricombinati a formare la generazione successiva. Il processo di selezione può avvenire con diversi metodi ma essenzialmente l'obiettivo è quello di identificare gli individui migliori grazie all'utilizzo della *funzione di fitness*. Nella fase di *crossover*, un operatore di ricombinazione opera sugli individui selezionati nella fase precedente (a due a due) e mescolando alcune parti dei loro codici genetici origina nuove soluzioni. L'operazione di crossover può avvenire in diverse modalità, la più semplice è chiamata *crossover ad un punto* e prevede di tagliare in un punto casuale (o predefinito) la stringa degli alleli dei genitori e invertirli ottenendo i nuovi individui [31].

Ad esempio, siano gli individui di partenza selezionati nella fase di riproduzione i seguenti:

Individuo 1 001101|1101

Individuo 2 101000|0111

Dopo l'operazione di *crossover ad un punto* si ha:

Individuo 1 generato 001101|0111

Individuo 2 generato 101000|1101

L'ultimo operatore, detto di *mutazione*, introduce una perturbazione negli individui generati modificando un allele. Anche questa operazione riflette ciò che avviene nei reali processi di riproduzione con le mutazioni casuali. È così possibile ampliare lo spazio di ricerca, ottenere eventualmente individui con caratteristiche migliori e non arrivare troppo precocemente a convergenza. Alla fine di queste operazioni vengono verificati i

criteri di convergenza e in caso di soddisfacimento il processo si ferma, viceversa viene ripetuto [31].

Gli algoritmi genetici non sono gli unici algoritmi ricadenti nella classe degli algoritmi evolutivi. Si possono citare, fra gli altri, i *differential evolution algorithm* ed i metodi *evolution strategy*.

Ad oggi l'utilizzo di questi algoritmi è sempre più diffuso anche grazie all'implementazione degli algoritmi genetici in appositi *toolbox* in software commerciali. In questi casi le operazioni descritte generalmente nel presente paragrafo sono già implementate nel software, lasciando all'utilizzatore il compito della definizione del *design vector*, della *funzione obiettivo* e altre impostazioni di rilievo (numerosità popolazione ecc.). L'implementazione completa dell'algoritmo richiederebbe conoscenze molto specifiche e certamente non alla portata dei comuni utilizzatori. Ad esempio, il programma *Matlab*[®] ha un *toolbox* dedicato all'ottimizzazione e permette l'utilizzo di un algoritmo genetico (*ga(fun, nvars)*).

8.2 Ottimizzazione delle travature di rinforzo ad arco

Nel capitolo precedente si è visto come le travature in acciaio realizzate da profili tubolari di diametro 193 mm permettevano di ristabilire un coefficiente di sfruttamento pari a 0.95 per la trave in condizioni di *degrado 3*. Nessuna considerazione è ancora stata fatta sull'adeguatezza di tali profili nel soddisfare le verifiche di resistenza dei diversi elementi costituenti la travatura. A tal proposito si intende ora effettuare alcune verifiche sugli elementi principali e contemporaneamente ricercare una soluzione che soddisfi le richieste dell'intervento di consolidamento (riduzione sollecitazioni sulla trave in c.a.p.) e di contenimento del consumo di materiali (contenimento costi dell'intervento). L'obiettivo è ottenere una soluzione economicamente vantaggiosa e rendere possibile il confronto con altre tecniche di consolidamento.

Come descritto precedentemente, il comportamento delle travature di consolidamento in acciaio (deformabilità, rigidità ecc.) influenza il comportamento del sistema travature+trave nel suo insieme. Potrebbe verificarsi che, pur soddisfacendo le verifiche di sicurezza degli elementi delle travature di consolidamento, la soluzione adottata non sia quella di minimo costo (eccessivo consumo di materiale). O ancora, la scelta di una configurazione troppo deformabile, potrebbe soddisfare le richieste strutturali e di minimo consumo dei materiali, ma condurre il sistema ad una condizione di inefficienza nel suo complesso (bassa percentuale di carico assorbito dal sistema di consolidamento). I parametri ed i vincoli da soddisfare sono numerosi ed interconnessi, per questi motivi si è scelto di ricercare la miglior soluzione avvalendosi di un processo di ottimizzazione con

un algoritmo genetico piuttosto che con un procedimento “*try and error*” mediante un classico solutore FEM.

La configurazione geometrica delle travature di consolidamento è fissa ed imposta dalle dimensioni del problema analizzato (paragrafo 5.3). La trave in c.a.p. considerata impone infatti i valori di freccia (non può eccedere l’altezza della sezione a doppio T) e luce delle travature in acciaio (coincide con quella della trave). Si tratta quindi di un problema di *ottimizzazione dimensionale*. La travatura ha tre tipologie di sezioni trasversali tutte costituite da profili tubolari cavi (diametro esterno Φ_i e spessore s_i): profilo tubolare per l’arco, per il corrente inferiore e per i diagonali (Figura 8.1 e Figura 8.2).

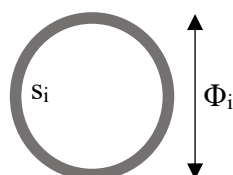


Figura 8.2 Sezione trasversale profili costituenti gli elementi dell’arco, del corrente inferiore e dei diagonali

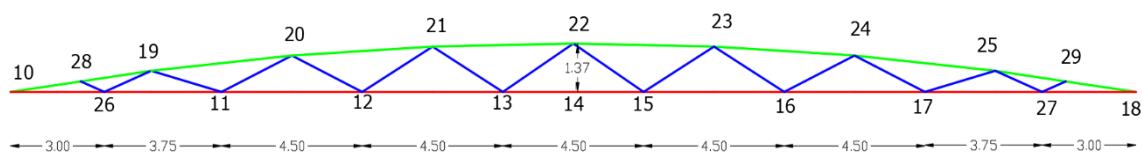


Figura 8.1 Geometria arco da ottimizzare. È riportata la numerazione dei nodi (modellazione OpenSees). Le diverse colorazioni indicano le diverse sezioni utilizzate: in verde gli elementi dell’arco, in rosso il corrente inferiore, in blu i diagonali. Misure in m.

L’obiettivo di contenimento dei costi dell’intervento di consolidamento porta da un lato alla richiesta della minimizzazione del consumo di materiale, ma allo stesso tempo si vuole massimizzare la rigidità nei confronti degli spostamenti verticali delle travature. Il sistema trave+archi è infatti un sistema in parallelo e la frazione di carico assorbita dalle travature di consolidamento è tanto più alta più queste ultime sono rigide. Si è allora scelto di definire la funzione obiettivo come somma del peso totale della travatura di consolidamento e dello spostamento verticale del nodo 22 (u_{22}). La minimizzazione del peso si riflette in una minimizzazione dei costi realizzativi, ma probabilmente conduce ad un aumento di deformabilità. La minimizzazione dello spostamento del nodo 22 invece è indirettamente una richiesta di massimizzazione della rigidità globale della travatura. La somma viene pesata con i coefficienti α e β ($\beta=1-\alpha$) in funzione di quale termine della funzione obiettivo si intende far prevalere: minimizzazione dei costi o della deformabilità.

Si riporta l'espressione della *funzione obiettivo* da minimizzare opportunamente adimensionalizzata:

$$f(x) = \alpha * \frac{W(x)}{P_{tot, trave}} + \beta * \frac{|u_{22}|}{u_{trave, pp+var}} = \alpha * \frac{\sum_{i=1}^{N_{ele}} \rho_s A_i l_i}{P_{tot, trave}} + (1 - \alpha) * \frac{|u_{22}|}{u_{trave, pp+var}}$$

Dove A_i e l_i rappresentano rispettivamente l'area della sezione trasversale e la lunghezza dell'elemento considerato. ρ_s è il peso specifico dell'acciaio pari a 7.86 t/m^3 . $P_{tot, trave}$ è il peso della trave da consolidare, ed è utilizzato come coefficiente di adimensionalizzazione. $u_{trave, pp+var}$ è l'abbassamento in mezzera della trave non consolidata e caricata dal peso proprio e dal carico variabile uniforme su tutta la luce, anch'esso utilizzato come coefficiente di adimensionalizzazione.

I vincoli imposti al problema sono rappresentati dal soddisfacimento delle verifiche strutturali a compressione, instabilità, trazione e pressoflessione semplice. In accordo con l'*Eurocodice 3* ed escludendo, per semplicità, i profili ricadenti in classe 4:

$$\begin{aligned} \frac{N_{ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 & \quad \text{con} \quad N_{t,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}}; \\ \frac{N_{ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 & \quad \text{con} \quad N_{t,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}}; \\ \frac{N_{ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 & \quad \text{con} \quad N_{b,Rd} = \chi \frac{A * f_y}{\gamma_{M1}}; \end{aligned}$$

L'acciaio utilizzato è di classe S355. La travatura è sollecitata dal *peso proprio* dei profili e dalle *forze nodali* trasmesse dalla trave in corrispondenza dei punti di collegamento. Queste forze sono facilmente ottenibili dal modello OpenSees costituito dalla trave consolidata dagli archi assoggettata al carico distribuito uniforme di 52 kN/m (configurazione capitolo 7). Tali forze vengono applicate nei nodi 19, 20, 21, 22 (e simmetricamente nei nodi 23, 24 e 25) del modello OpenSees costituito dalla sola travatura di rinforzo (senza trave). Tale modello sarà risolto per tutte le soluzioni di tentativo proposte dall'algorithm genetico e fornirà le informazioni necessarie per la verifica dei vincoli (resistenza compressione, resistenza trazione ecc.).

Come introdotto, il problema viene risolto avvalendosi dell'*algorithm genetico* (GA) presente nel *toolbox ottimizzazione* di Matlab®. L'algorithm è richiamato con la dicitura $ga(fun, nvars)$. *Fun* è la funzione obiettivo da minimizzare per il problema in esame.

$Nvars$ è il numero di variabili presenti nel *design vector*. Per rendere più veloce il processo di ricerca della soluzione ed essere certi di ottenere una soluzione compatibile con i profili in commercio l'ottimizzazione è effettuata non su variabili continue (Φ_i, s_i) ma su variabili intere. Nello specifico viene caricato un foglio *excel* contenente in ogni riga un profilo circolare cavo con le relative caratteristiche sezionali (area, inerzia, peso al metro ecc). In questo modo il numero delle variabili è pari a tre (profilo arco, corrente, diagonali) e il numero intero che queste possono assumere varia da 1 all'indice dell'ultima riga del foglio *excel*. L'algoritmo opera quindi su un vettore di design costituito da tre interi e la soluzione proposta sarà composta da una terna di numeri interi. I tre interi indicano, nell'ordine, il numero di riga dei profili proposti per arco, corrente e diagonali. I profili presenti nel foglio *excel* sono 158 con diversi diametri e spessori, e non sono presenti per semplicità profili di classe 4.

Il vettore di design x è quindi definito come:

$$x = (x_1, x_2, x_3)$$

dove x_1, x_2, x_3 sono tre numeri interi che identificano il numero d'indice del foglio *excel* rappresentante, nell'ordine, i profili dell'arco, del corrente inferiore e dei diagonali. Si noti che sarebbe possibile utilizzare un *design vector* con più di tre componenti considerando la possibilità di utilizzare diversi profili per gli elementi dei diagonali e non una tipologia unica per tutti. Tale scelta potrebbe essere suggerita dal fatto che i diagonali presentano elementi tesi ed elementi compressi e questi ultimi sono in genere più critici (la verifica ad instabilità potrebbe richiedere elementi di dimensioni maggiori rispetto ai corrispondenti elementi tesi). Tuttavia, in questa prima fase, si è scelto di mantenere il *design vector* con tre componenti ed eventualmente rivedere successivamente l'adeguatezza di tale scelta. A valle del processo di ottimizzazione sarà infatti possibile determinare quali diagonali sono effettivamente maggiormente sfruttati e quali meno.

Il dominio dello spazio di ricerca Ω è definito dal numero totale delle righe presenti nel foglio *excel* contenente i profili:

$$1 \leq x_i \leq 158 \quad \text{con} \quad i = 1, 2, 3$$

Riassumendo, il problema di ottimizzazione consiste nella ricerca del vettore di design x corrispondente alla terna di profili che soddisfi:

$$\min f(x) \quad \text{con:}$$

$$\frac{N_{ed}}{N_{t,Rd}} - 1 \leq 0 ;$$

$$\frac{N_{ed}}{N_{c,Rd}} - 1 \leq 0 ;$$

$$\frac{N_{ed}}{N_{b,Rd}} - 1 \leq 0 ;$$

Le verifiche strutturali sono implementate in appositi script Matlab[®] che, una volta richiamati dalla funzione *ga*, scrivono ed avviano l'analisi del modello OpenSees. Nel dettaglio, la soluzione di tentativo generata dall'algorithm genetico (terna di interi contenuti nel *design vector*) viene inizialmente letta dagli script di verifica. Successivamente questi ultimi scrivono nel file .tcl che costruisce il modello della travatura in acciaio le caratteristiche della soluzione proposta (diametri dei profili) e avviano l'analisi FEM. Le sollecitazioni (e altre quantità di interesse) degli elementi sono memorizzate da OpenSees in appositi file di testo che, a loro volta, vengono letti dallo script Matlab[®] che può a questo punto eseguire le verifiche. Allo stesso tempo per la soluzione proposta viene valutata la funzione di fitness e l'algorithm ripete le operazioni sino al raggiungimento di uno dei criteri di stop.

L'algorithm è stato impostato per eseguire un numero massimo di 100 generazioni dove ogni generazione è costituita da 100 individui. L'esecuzione dell'algorithm ha richiesto un tempo di 83 min e 6 s. Come si osserva dalla Figura 8.3 l'algorithm raggiunge convergenza prima del limite massimo di generazioni impostato.

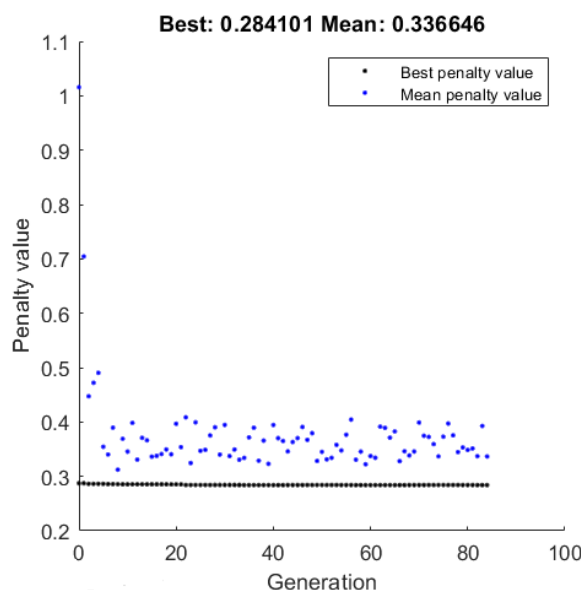


Figura 8.3 Risultati algorithm genetico (caso $\alpha=0.7$)

8.2.1 Influenza del coefficiente α

Le soluzioni ottenute dal processo di ottimizzazione sono influenzate dal valore assunto dal coefficiente α . Tale coefficiente, compreso tra 0 ed 1, determina quale termine della funzione obiettivo pesare maggiormente. Un valore pari all'unità fa coincidere la funzione obiettivo con il termine di peso totale della struttura. Minimizzando tale funzione si ricerca la soluzione di minimo consumo di materiale ma la deformabilità della travatura ad arco potrebbe alterare negativamente il risultato dell'intervento di consolidamento. È stato infatti più volte sottolineato come travature maggiormente deformabili risultino più inefficiente nel ridurre le azioni sollecitanti sulla trave da consolidare. All'opposto, un coefficiente α pari a 0 (e quindi $\beta=1$) fa coincidere la funzione obiettivo con la richiesta di minimizzazione dell'abbassamento del nodo di mezzeria delle travature in acciaio. La funzione obiettivo così definita coincide implicitamente con la richiesta di massimizzazione della rigidezza globale per spostamenti verticali delle travature in acciaio. La massimizzazione della rigidezza ha certamente effetti positivi ai fini dell'intervento di consolidamento. Come osservato nel capitolo 6 infatti travature di rigidezza maggiore permettono di ridurre maggiormente le azioni sollecitanti sulla trave da consolidare. La richiesta di massimizzazione della rigidezza potrebbe però condurre ad un eccessivo consumo di materiale per la realizzazione del sistema di consolidamento e di conseguenza a costi eccessivi.

Si tratta quindi di determinare il valore di α che conduce ad un soddisfacente bilanciamento fra la richiesta di minimizzazione del consumo di materiale e di massimizzazione della rigidezza. Come visibile in tabella Tabella 8.1 la richiesta di massimizzazione della rigidezza ($\alpha=0$, $\beta=1$) permette di ridurre notevolmente il carico che grava sulla trave da consolidare (la frazione del carico totale scaricata dalle travature è il parametro di efficienza definito al capitolo 6) ma conduce a soluzioni tecnicamente non percorribili. I risultati dell'ottimizzazione forniscono infatti sezioni dei profili trasversali di dimensioni eccessive (diametro 600 mm) che si riflettono in un peso totale delle travature in acciaio troppo elevato. L'utilizzo di tale soluzione, oltre a comportare costi eccessivi per l'elevato consumo di materiale, indurrebbe un eccessivo, e probabilmente non sostenibile, aumento di carico sulle sovrastrutture (pile, spalle). Viceversa, si nota come la scelta di minimizzazione del peso delle travature in acciaio ($\alpha=1$, $\beta=0$) conduce a soluzioni non efficienti per l'intervento di consolidamento. Si intende che le travature in acciaio non permettono di ridurre le azioni sollecitanti sulla trave perché troppo deformabili. Le travature in questa configurazione sono costituite da profili estremamente snelli e sostengono esclusivamente il peso proprio delle stesse, senza ridurre le azioni sollecitanti sulla trave. Tale soluzione non è quindi adatta per realizzare un intervento di consolidamento.

Tabella 8.1 Influenza del coefficiente α

α	$\beta=1-\alpha$	<i>frazione del carico totale scaricato dalle travature</i>	<i>peso totale travatura in acciaio [t]</i>
0	1	0.1%	0.3
1	0	78%	58

Nel paragrafo successivo si mostrerà come valori del coefficiente α compresi fra 0.6 e 0.7 permettano di ottenere soluzioni tecnicamente percorribili con un adeguato bilanciamento fra riduzione delle azioni sollecitanti sulla trave e contenimento del consumo di materiale (e quindi dei costi) impiegato per la realizzazione delle travature. Si mostrerà come, con tali scelte per il coefficiente α , è possibile eseguire interventi di consolidamento sulla trave che ha subito i fenomeni di degrado descritti al capitolo 7 con costi realizzativi comparabili ad interventi di consolidamento mediante precompressione esterna.

8.3 Confronto economico degli interventi

Nel presente paragrafo vengono riportate le soluzioni ottenute a valle del processo di ottimizzazione assumendo come coefficienti α valori pari a 0.6 e 0.7. Il processo di ottimizzazione ha permesso di determinare le caratteristiche sezionali delle travature di consolidamento che rispettano le verifiche strutturali e minimizzano la funzione obiettivo. Vengono riportati, per le due soluzioni ottenute dal processo di ottimizzazione (con $\alpha=0.6$ e $\alpha=0.7$), i valori assunti dal coefficiente di sfruttamento M_{sd}/M_{rd} a seguito degli interventi di consolidamento (Tabella 8.2). I livelli di degrado sono quelli già considerati al capitolo 7.

Dai risultati è possibile evidenziare che con un valore di α pari a 0.7 è possibile consolidare efficacemente la trave in c.a.p. per i livelli di degrado 1, 2 e 3. Le dimensioni ottenute per le sezioni delle travature in acciaio non sono eccessive e possono essere considerate adatte per eseguire l'intervento di consolidamento. Assumendo un valore di α pari a 0.6 la funzione obiettivo risulta "pesata" maggiormente sul requisito di massimizzazione della rigidezza (rispetto al caso con $\alpha=0.7$). Questo si riflette in una riduzione delle azioni sollecitanti sulla trave e di conseguenza dei coefficienti di sfruttamento ma si verifica anche un aumento del peso delle travature metalliche.

Tabella 8.2 Risultati intervento di consolidamento con travature ottimizzate

α	sezione arco	sezione corrente inferiore	sezione diagonali	peso totale travatura	livello di degrado	M_{sd}/M_{rd}
0.7	$\Phi 323.9 \text{ mm}$ s. 6 mm	$\Phi 323.9 \text{ mm}$ s. 6 mm	$\Phi 60.3 \text{ mm}$ s. 2.5 mm	3.54 t	1	0.89
					2	0.93
					3	0.98
					4	1.03
0.6	$\Phi 323.9 \text{ mm}$ s. 12 mm	$\Phi 323.9 \text{ mm}$ s. 12 mm	$\Phi 114.3 \text{ mm}$ s. 3 mm	6.95 t	1	0.82
					2	0.86
					3	0.90
					4	0.95

Le verifiche di resistenza delle travature in acciaio sono state effettuate anche avvalendosi del tool *design* di MidasGen[®] che ha confermato l'adeguatezza dei profili ottenuti dal processo di ottimizzazione nel resistere alle azioni sollecitanti. Riportando i risultati delle verifiche sulla travatura ottenute con α pari a 0.7 si trova che i coefficienti di sfruttamento degli elementi in acciaio costituenti la travatura variano da 0.13 a 0.81 (Figura 8.5). Si osservi come tali valori rispettino le verifiche diversamente di quanto ottenuto al paragrafo 7.3. Riportando graficamente i tassi di sfruttamento degli elementi si nota come sono i diagonali a determinare questa ampia e non ottimale variabilità del tasso di sfruttamento (Figura 8.4). Tali risultati sono determinati dall'aver utilizzato un'unica tipologia di sezione trasversale per tutti i diagonali. In un futuro processo di ottimizzazione sarebbe auspicabile suddividere in due o più gruppi gli elementi dei diagonali e, tramite opportuna modifica del *design vector* x , prevedere l'utilizzo di profili diversi per diagonali di gruppi diversi. In questo modo si potrà giungere ad un maggior sfruttamento degli elementi con ulteriori riduzioni di peso senza, teoricamente, alterare notevolmente la rigidità globale della travatura. Si potrebbero suddividere in due gruppi gli elementi dei diagonali: i diagonali con tassi di sfruttamento da 0.4 a 0.8 e i diagonali con tassi inferiori a 0.4. I primi sono gli elementi 2, 3, 4, 6 mentre i diagonali meno sfruttati sono gli elementi numero 1, 5, 7, 8 (Figura 8.4 e Figura 8.5).

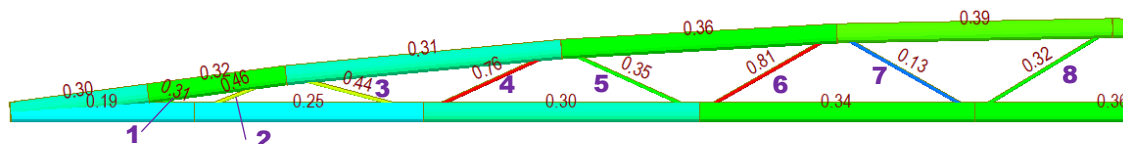


Figura 8.4 Tassi di sfruttamento elementi travatura di consolidamento. Si riporta per semplicità metà struttura vista la simmetria. Gli elementi con i tassi di sfruttamento più elevati sono i numeri 2, 3, 4, 6 e suggeriscono la suddivisione in gruppi dei diagonali per ottenere soluzioni ottimali.

I tassi di sfruttamento raggiunti dall'arco e dal corrente inferiore non sono ottimali (prossimi all'unità) in quanto nella funzione obiettivo definita precedentemente è espressa non solo la richiesta di minimizzazione del consumo di materiale ma anche di massimizzazione della rigidezza globale delle travature. Tali richieste come è stato descritto al paragrafo 8.2.1 sono in contrapposizione.

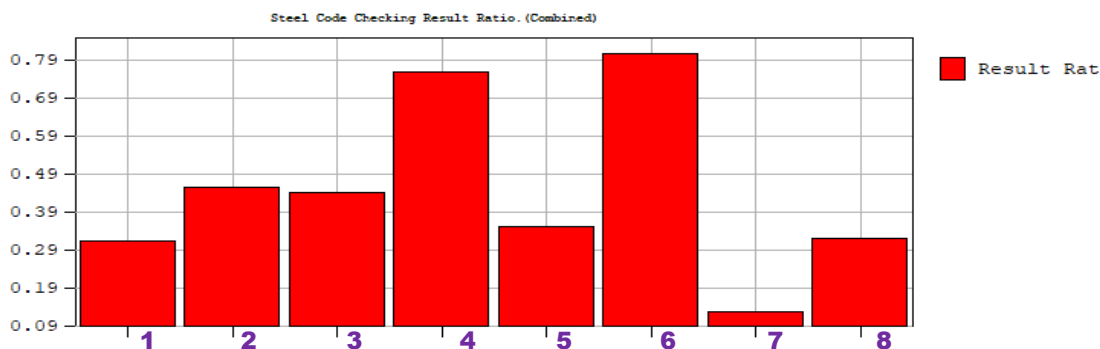


Figura 8.5 Tassi di sfruttamento dei diagonali. Si nota una grande variabilità (0.19 – 0.81) che suggerisce la suddivisione in gruppi degli elementi e la modifica del design vector che permetta di utilizzare diverse sezioni trasversali per i diagonali e non una unica per tutti gli elementi.

Sempre confrontando la soluzione ottenuta con il processo di ottimizzazione con α pari a 0.7 con quella al paragrafo 7.3, si nota come la prima ha un peso decisamente inferiore. La travatura ottimizzata ha infatti un peso di 3.54 t mentre precedentemente il peso era pari a 5.16 t. Tali risultati mostrano i vantaggi dell'aver utilizzato un processo di ottimizzazione per la ricerca della soluzione.

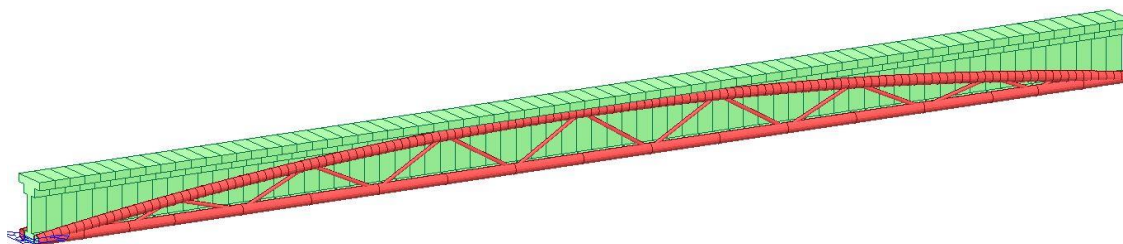


Figura 8.6 Trave in c.a.p. consolidata con travature metalliche in acciaio (modello MidasGen)

Note le caratteristiche sezionali delle travature in acciaio è possibile effettuare una stima preliminare del costo richiesto dagli interventi di consolidamento proposti ed effettuare un confronto con altre tecniche (precompressione esterna). Tale stima non ha la pretesa di risultare esaustiva in quanto il livello di definizione tecnologica dell'intervento proposto non è ancora sufficientemente approfondito. Il presente lavoro è stato incentrato soprattutto sullo studio teorico e sulla modellazione del sistema di consolidamento proposto, senza trattare tutti gli aspetti tecnologici (collegamenti travature-arco,

interferenze travature-traversi ecc.) della sua eventuale realizzazione e messa in opera. Tali aspetti sono certamente fondamentali nella corretta quantificazione del costo dell'intervento proposto e necessitano ulteriori approfondimenti non trattati nel presente lavoro.

Per questi motivi, in prima approssimazione, si è scelto di quantificare l'impegno economico dell'intervento di consolidamento proposto considerando il costo richiesto per la realizzazione delle travature in carpenteria metallica. Secondo l'*elenco prezzi ANAS 2021* [33], nella sezione *Nuove costruzioni e Manutenzione straordinaria* alla voce B.05.013, il costo per la realizzazione di travi reticolari (con luci fra 25 e 40 m) è pari a 2.59 €/kg. Tale valore è comprensivo degli oneri relativi alla fornitura e messa in opera (vario dal basso). Anche per quanto riguarda l'intervento di consolidamento con precompressione esterna la corretta determinazione del costo richiederebbe la produzione di un progetto esecutivo dettagliato (progetto ancoraggi, eventuali interventi locali sulla trave ecc.). Si decide anche in questo caso di fare riferimento ad un valore medio onnicomprensivo di tutti gli aspetti (ancoraggi, montaggio, messa in tensione ecc.). Tale valore è ricavato da un articolo di convegno AICAP [34] che analizza diverse soluzioni di consolidamento per travi precomprese soggette a livelli crescenti di degrado al fine di effettuare un'analisi costi-benefici. Il documento si basa sul prezzario ANAS e indica un costo di 526 €/ml di trave per la messa in opera di due cavi esterni da precompressione da 7 trefoli. Tale configurazione si è visto nel capitolo 7 essere adatta per un intervento di consolidamento per un livello di *degrado* 3. Nel documento è anche riportato il costo per un intervento di consolidamento da realizzarsi utilizzando quattro cavi da precompressione esterna. Il costo unitario in questo caso risulta essere pari a 878 €/ml di trave. I costi per l'intervento di consolidamento della trave analizzata nel presente lavoro con la tecnica della precompressione esterna sono quindi quantificati utilizzando questi due valori.

Tabella 8.3 Confronto economico degli interventi di consolidamento

	<i>costo unitario</i>	<i>quantità</i>	<i>costo</i>
<i>intervento con travature reticolari in acciaio $\alpha=0.6$</i>	2.59 €/kg	$2*6.95=13.9 t$	36'000 €
<i>intervento con travature reticolari in acciaio $\alpha=0.7$</i>	2.59 €/kg	$2*3.54=7.08 t$	18'337 €

<i>intervento con precompressione esterna 2 cavi</i>	526 €/ml	36 m	18'936 €
<i>intervento con precompressione esterna 4 cavi</i>	878 €/ml	36 m	31'608 €

In tabella vengono riportati i costi degli interventi con precompressione esterna e con l'utilizzo delle travature in acciaio di consolidamento (Tabella 8.3). Vengono considerate entrambe le configurazioni delle travature in acciaio riportate nel paragrafo precedente (con $\alpha=0.6$ e $\alpha=0.7$) che si è visto essere in grado di ristabilire valori del coefficiente di sfruttamento inferiori all'unità. Anche per la precompressione esterna la stima è effettuata considerando sia l'intervento che prevede l'utilizzo di due cavi di precompressione esterni che quello che ne prevede quattro. In questo modo sarà possibile avere un range di variazione entro cui ricadrà ragionevolmente il costo degli interventi per diversi livelli di degrado.

Dalle stime fatte è possibile osservare come il costo dell'intervento con travature metalliche (nel caso $\alpha=0.7$) risulti leggermente inferiore rispetto all'intervento di consolidamento con precompressione esterna a due cavi. Si sottolinea che, per le considerazioni fatte precedentemente, l'eventuale utilizzo di profili diversi per gli elementi diagonali e non un'unica tipologia per tutti potrebbe condurre a risultati ancora più vantaggiosi. Il peso totale della struttura potrebbe infatti essere ulteriormente ridotto ottenendo un maggior sfruttamento degli elementi senza, probabilmente, alterare notevolmente i rapporti di rigidezza travature-trave. Nel capitolo precedente si è visto come l'utilizzo di due cavi di precompressione esterna permetteva di consolidare efficacemente la trave ad un livello di degrado 3. In tabella Tabella 8.2 si è mostrato come questo sia vero anche per l'intervento con travature metalliche ($\alpha=0.7$). Si noti come il costo dell'intervento di precompressione esterna rimanga lo stesso per livelli di degrado 1, 2 o 3 essendo, ragionevolmente, richiesto comunque l'utilizzo di due cavi di precompressione esterni (ma a livelli di tesatura differenti). Il costo per l'intervento è principalmente determinato dagli accorgimenti tecnologici richiesti per la messa in opera del sistema (ancoraggi, interventi locali sulla trave, tesatura con martinetti ecc.) e non dal livello di tesatura richiesto. Il costo del sistema proposto invece, per livelli di degrado inferiori, potrebbe essere ulteriormente ridotto utilizzando strutture ancora più leggere. Questo è possibile, almeno teoricamente, essendo sufficienti per livelli di degrado inferiori travature di dimensioni più contenute. In presenza di livelli di degrado più elevati la configurazione delle travature proposta ($\alpha=0.7$) potrebbe non risultare sufficiente al consolidamento. In questo caso è ragionevole pensare che anche l'intervento con due cavi di precompressione esterni potrebbe risultare insufficiente, richiedendo invece l'utilizzo

di un maggior numero di cavi. Dalla Tabella 8.3 è possibile notare che il costo per gli interventi (travature con $\alpha=0.7$ e precompressione a 4 cavi esterni) aumenta ma rimangono comparabili al livello di approfondimento dell'analisi dei costi condotta. Va però ricordato che i prezzi unitari scelti sono molto generali e potrebbero aver portato a risultati eccessivamente approssimativi. Uno studio più approfondito del sistema di consolidamento proposto e un'analisi dei costi più dettagliata potrebbe certamente rendere il confronto più esaustivo.

Capitolo 9

9 Conclusioni

La valutazione della sicurezza ed il rinforzo delle opere d'arte esistenti è un tema di estrema attualità nell'ingegneria strutturale. Nonostante vi siano diverse tecnologie consolidate in uso, la ricerca di nuove tecniche di consolidamento è un tema di forte interesse ingegneristico. Per questo motivo il presente lavoro di tesi è stato incentrato sulla proposta e sull'analisi di un nuovo sistema di consolidamento per ponti a travata in c.a.p. Nella presente tesi ci si è occupati principalmente della definizione e della modellazione del sistema proposto al fine di valutarne preliminarmente il comportamento strutturale e gli eventuali campi di applicazione. La definizione completa di un nuovo sistema di rinforzo richiede studi approfonditi ed eventualmente prove di laboratorio su modelli reali che non sono stati realizzati nel presente lavoro. In ogni caso i risultati presentati nella tesi possono essere considerati una base per l'effettuazione di nuovi studi e ricerche.

Nei capitoli introduttivi, la descrizione delle tecnologie e delle configurazioni maggiormente adottate nella realizzazione di impalcati a graticcio ha permesso di mettere in luce le peculiarità di tale tipologia di ponti. L'analisi dei principali fenomeni di degrado e le relative cause sono state illustrate. I processi di conoscenza e comprensione delle cause dei fenomeni di degrado sono operazioni fondamentali per un efficace concepimento e progettazione di un intervento di consolidamento. Il sistema proposto, costituito da travature metalliche reticolari a forma di arco posizionate ai lati della trave e collegate alla stessa, permette di ridurre le azioni sollecitanti sulla trave. Il sistema lavora in parallelo ed i carichi applicati sono ripartiti in funzione dei rapporti di rigidezza agli spostamenti verticali che intercorrono fra trave e travature di consolidamento in acciaio. La modellazione agli elementi finiti di un caso studio (trave in c.a.p.) ha permesso di effettuare le prime considerazioni in merito al comportamento strutturale del sistema di rinforzo. Successivamente, con l'obiettivo di determinare i parametri che influenzano maggiormente il comportamento del sistema ed analizzare un maggior numero di configurazioni, è stata condotta un'analisi parametrica. Riferendosi alle dimensioni delle

sezioni a doppio T usualmente utilizzate per la realizzazione di travate da ponte in c.a.p., si è valutata l'influenza del rapporto monta/luce dell'arco e della luce della trave sul comportamento del sistema. Si è assunto come *parametro di efficienza* la frazione di carico scaricata dalle travature di consolidamento rispetto al carico totale applicato alla trave (un carico uniformemente distribuito su tutta la luce). Negli intervalli dei parametri monta/luce e luce della trave analizzati si è notata una modesta influenza di questi ultimi sul parametro di efficienza scelto. È stato notato come una configurazione che prevede l'utilizzo di appoggi fissi come vincoli esterni delle travature di consolidamento (configurazione "*arco a due cerniere*") risulta più rigida rispetto all'utilizzo di un appoggio fisso ed uno scorrevole. Tale comportamento si riflette in un aumento del parametro di efficienza considerato che raggiunge valori prossimi al 40%. L'utilizzo di sezioni trasversali di dimensioni maggiori per gli elementi costituenti il sistema di rinforzo influisce positivamente sulla rigidezza dello stesso. Ne consegue anche in questo caso un aumento del parametro di efficienza. Successivamente, per la trave in c.a.p. precedentemente considerata, si sono valutati i coefficienti di sfruttamento M_{sd}/M_{rd} ipotizzando diverse situazioni di degrado dei cavi di precompressione. Tale rapporto è stato valutato esclusivamente in mezzeria e per una semplice configurazione di carico costituita dal peso proprio della trave e da un carico uniformemente distribuito. Le configurazioni di degrado ipotizzate rendono necessari interventi di consolidamento per riportare il coefficiente di sfruttamento al di sotto dell'unità. Si è quindi proceduto ipotizzando di intervenire con un intervento di precompressione esterna e con la tecnica proposta nel presente lavoro. È doveroso sottolineare che gli interventi proposti sono stati definiti con calcoli preliminari di predimensionamento e non trattano tutti gli aspetti necessari per la realizzazione di una progettazione esecutiva completa. Il sistema di rinforzo che prevede l'uso di travature metalliche permette di ridurre le azioni sollecitanti sulla trave e, riferendosi al coefficiente di sfruttamento precedentemente indicato, permette di ridurre il numeratore. L'entità di tale riduzione è funzione della rigidezza globale delle travature di consolidamento. Da un punto di vista strettamente strutturale si tenderebbe a ricercare di massimizzare la rigidezza così da ridurre significativamente le azioni sollecitanti sulla trave. Allo stesso tempo devono essere però considerati aspetti altrettanto rilevanti nei problemi ingegneristici che possono essere riassunti nella richiesta di contenimento dei costi realizzativi, e del consumo di materiale. Il predimensionamento del sistema di consolidamento con le travature metalliche deve quindi prevedere un bilanciamento fra la richiesta di massimizzazione della rigidezza e la minimizzazione del consumo dei materiali. Parallelamente devono essere soddisfatte le verifiche strutturali degli elementi in acciaio. La complessità del problema ha quindi suggerito la formalizzazione di un problema di *ottimizzazione* dimensionale delle sezioni trasversali delle travature di consolidamento (sezioni trasversale dell'arco, del corrente inferiore e dei diagonali). Il problema è stato risolto utilizzando un approccio metaeuristico avvalendosi dell'algoritmo genetico presente nel toolbox di ottimizzazione di Matlab®. Il bilanciamento della richiesta di massimizzazione della rigidezza e contemporanea

minimizzazione del consumo di materiale è stata considerata nella definizione della funzione obiettivo introducendo opportuni coefficienti (α e $\beta=1-\alpha$) che svolgono una funzione di pesatura dei termini della funzione. Si è osservato come l'attribuzione di un peso eccessivo al termine di minimizzazione del consumo di materiale (α tendente ad uno) fornisce come risultato travature eccessivamente deformabili. Tale risultato dà luogo ad una scarsa efficienza del sistema di rinforzo nel ridurre le azioni sollecitanti sulla trave, riduzione insufficiente ai fini dell'intervento di consolidamento. Allo stesso tempo l'attribuzione di un peso eccessivo alla componente di massimizzazione della rigidità (α tendente a zero) conduce a soluzioni antieconomiche a causa dell'eccessiva richiesta di materiale. Si è mostrato come, con un'opportuna scelta del coefficiente di peso α , è possibile ottenere soluzioni in grado di consolidare efficacemente la trave in c.a.p. considerata che ha subito livelli di degrado moderati (sino al 15% - 20% di perdita di area resistente dei cavi). In tali situazioni, grazie ad un'analisi dei costi si è illustrato come l'intervento proposto richiede costi comparabili ad altri interventi di consolidamento come quelli realizzati mediante l'utilizzo della tecnologia della precompressione esterna. I risultati dell'analisi dei costi, pur avendo bisogno di ulteriori approfondimenti, sono confortanti e suggeriscono che l'intervento proposto dovrebbe essere economicamente sostenibile. Va sottolineato che i prezzi unitari scelti sono molto generali e potrebbero aver portato a risultati eccessivamente approssimativi. Uno studio più approfondito del sistema di consolidamento proposto e un'analisi dei costi più dettagliata renderebbe il confronto più esaustivo. Inoltre, si deve considerare che ulteriori considerazioni di natura tecnica potrebbero rendere più conveniente l'intervento proposto rispetto all'utilizzo della tecnologia della precompressione esterna. Uno dei vantaggi della tecnica studiata nel presente lavoro è certamente l'utilizzo di semplici strutture in carpenteria metallica realizzabili agevolmente da molte officine. Viceversa, gli interventi realizzati con la precompressione esterna richiedono la presenza di imprese e maestranze altamente qualificate e specializzate nel settore. È rilevante sottolineare come la tecnica presentata, operando esclusivamente una riduzione delle azioni sollecitanti sulla trave, scongiuri il rischio di eccessiva sollecitazione in compressione del calcestruzzo che potrebbe verificarsi aggiungendo precompressione esterna in caso di forti incertezze nella stima dei livelli di precompressione preesistenti (la stima del livello di precompressione residua in seguito a fenomeni di corrosione dei cavi è molto difficoltosa). Fra gli svantaggi è possibile citare l'aumento di peso sulle sottostrutture (pile e spalle) generato dalle travature in acciaio. Le ricadute sul comportamento strutturale di tale aumento devono essere opportunamente tenute in considerazione (aumento sollecitazioni, eventuali modifiche nella risposta sismica dell'opera ecc.). Naturalmente ulteriori studi teorici ed approfondimenti tecnici sono necessari per stabilire l'effettiva realizzabilità dell'intervento proposto e definirne completamente vantaggi e svantaggi.

In conclusione, le analisi preliminari mostrate in questo lavoro hanno mostrato che l'intervento proposto permette di consolidare una trave in c.a.p. che ha subito livelli

moderati di degrado con costi comparabili ad altri interventi di consolidamento. I risultati presentati possono rappresentare uno stimolo nel procedere con ulteriori approfondimenti e studi del comportamento del sistema di consolidamento. Ulteriori analisi potrebbero essere effettuate per valutare forme diverse delle travature in acciaio. La configurazione ad arco scelta nel presente studio potrebbe non essere ottimale. L'indagine di diverse configurazioni potrebbe portare all'individuazione di soluzioni di maggior efficienza. Ad esempio, come descritto nel capitolo dell'ottimizzazione, si potrebbe prevedere l'utilizzo di diverse sezioni trasversali per gli elementi diagonali e non un'unica tipologia di profilo per tutti. In ogni caso, la ricerca di nuove configurazioni per le travature metalliche deve essere certamente orientata allo studio di una soluzione che massimizzi la rigidità globale delle travature e al tempo stesso minimizzi il consumo di materiale. Nel lavoro di tesi presentato si è posta l'attenzione sullo studio del comportamento di una singola trave in c.a.p. intesa come elemento principale della struttura portante di un impalcato a graticcio. L'estensione delle analisi all'intero impalcato e la valutazione del comportamento globale della struttura post-intervento rappresentano certamente sviluppi fondamentali di ricerca per rendere il sistema proposto effettivamente realizzabile. È necessario valutare gli eventuali effetti del sistema di consolidamento sulla ripartizione dei carichi applicati sull'impalcato (ripartizione trasversali dei carichi) e considerare le reali condizioni di carico tipiche dei ponti (carichi mobili da traffico, vento, sisma ecc.). Estremamente significativo potrebbe risultare l'utilizzo di modelli reali in scala per valutare l'effettivo comportamento strutturale del sistema di consolidamento ed eventualmente validare i risultati ottenuti nel presente lavoro. Ulteriori aspetti di ricerca di fondamentale importanza riguardano lo studio dei collegamenti fra la trave e le travature ad arco. La definizione tecnologica dei collegamenti, il loro posizionamento, la quantificazione degli effetti locali sono altrettanto determinanti nel definire compiutamente il sistema di rinforzo proposto nella sua interezza e la sua reale applicabilità.

Ringraziamenti

A conclusione del presente lavoro desidero ringraziare sentitamente il professore G. C. Marano per avermi introdotto e stimolato allo studio degli argomenti trattati in questa tesi, guidandomi nel suo sviluppo con preziosi chiarimenti e consigli. Ringrazio l'ingegnere D. Masera per avermi messo a disposizione parte del materiale e dei mezzi utilizzati nella presente tesi e per il tempo speso nel fornirmi fondamentali consigli e spunti di riflessione. È doveroso un intenso ringraziamento all'ingegnere R. Cucuzza per il continuativo e prezioso supporto dedicatomi in questi mesi.

Desidero dedicare questo lavoro a tutte le persone care che mi hanno accompagnato in questo percorso. Il ringraziamento più grosso va ai miei genitori per avermi sempre sostenuto, sotto tutti i punti di vista, in questi anni di studio. Grazie per tutti gli sforzi che avete fatto e fate per me, per avermi sempre incoraggiato nei momenti più difficili, per avermi sempre capito. Siete l'esempio più prezioso.

Ringrazio mia mamma per il continuo supporto e affetto che solo una mamma sa dare. Ti chiedo scusa se spesso non ti ho dato tutte le "informazioni universitarie" che avresti voluto.

Grazie a mio papà per avermi portato, non molto più tardi di quando ho iniziato a muovere i primi passi, in giro per cantieri con un caschetto in testa. La passione e l'impegno che metti nel lavoro che fai, anche nei momenti più difficili, è di esempio e mi ha portato sin qui.

Un ringraziamento va a mia sorella Virginia per avermi sempre sopportato in questi anni. Avere di fianco una persona immersa nello studio ha reso più leggeri questi anni di università. Cara Virgi, i prossimi anni sarai la persona più immersa nello studio della famiglia, continua così.

Un pensiero di cuore ai miei nonni Lina, Duilio, Gelsomina, Mario. Sono cresciuto con tutto il vostro affetto ed i vostri insegnamenti, il raggiungimento di questo traguardo è anche merito vostro. Grazie per tutto quello che avete fatto per me.

Un pensiero a mio nonno Duilio dal quale, fra tutto, ho imparato l'importanza della costanza e perseveranza in ciò che si fa. In qualunque attività, di studio o di lavoro, a qualunque età. Caro nonno, avrei voluto averti qui oggi.

Ringrazio i miei zii, da sempre vicini con prezioso sostegno e numerosi consigli, non solo di studio.

Un grosso ringraziamento vai ai miei cari, e possiamo dire vecchi, amici Carlo, Federico e Francesco. Siamo legati da un'amicizia nata dieci anni fa sui banchi di scuola che, ogni anno che passa, diventa più forte. I momenti di svago, divertimento e le grandi risate insieme hanno permesso di alleviare notevolmente i momenti più difficili di questi anni di studio e non solo.

Un ringraziamento speciale va a tutti gli amici di quel paesino sull'Appennino modenese che è la mia seconda (o forse prima) casa. Un numeroso e affiatato gruppo di amici che non ha mai mancato di farmi sentire la loro vicinanza. Le lunghe estati ed i bei momenti di svago e divertimento trascorsi insieme sono stati fondamentali per raggiungere questo traguardo.

Infine, è doveroso ringraziare i compagni di corso con cui ho condiviso questi anni all'Università. Sono stati un fondamentale punto di riferimento e confronto nello studio, ma anche amici con cui condividere piacevoli momenti di svago.

Bibliografia

- [1] Kashani M., Maddokcks J., Dizaj E. A., «Residual capacity of corroded reinforced concrete bridge components: state of the art review,» *Journal of Bridge Engineering*, vol. 24, n. 7, 2019.
- [2] Di Ludovico M., Prota A., Manfredi G., Cosenza E., «FRP strengthening of full-scale PC girders,» *Journal of Composites for Construction*, vol. 14, n. 5, pp. 510-520, 2010.
- [3] Petrangeli M. P., Fieno L., Orlandi R., «Valutazione della sicurezza in esercizio dei ponti esistenti con impalcati in c.a.p.,» *INGENIO*, Ottobre 2019.
- [4] Petrangeli M. P., Progettazione e costruzione di ponti con cenni di patologia e diagnostica delle opere esistenti, IV ed. a cura di, Rozzano: Casa Editrice Ambrosiana, 2017.
- [5] Park Y. H., Park C, Park Y. G., «The behaviour of an in-service plate girder bridge strengthened with external prestressing tendons,» *Engineering Structures*, vol. 27, n. 3, pp. 379-386, 2005.
- [6] Arici M., Granata M. F., «Prevenzione del degrado dei ponti in c.a.p. con la precompressione bilanciata. Il ponte funicolare,» in *Seminario Internazionale CIAS*, Dubai, 2019.
- [7] Debernardi P. G., Strutture di calcestruzzo armato precompresso con riferimento agli Eurocodici, Torino: CELID, 2011.
- [8] Giordano L., «Strutture in cemento armato precompresso,» in *slide del corso Teoria e progetto delle costruzioni in c.a. e c.a.p.*, Politecnico di Torino, a.a. 2018/2019.
- [9] Giordano L., «Basic of Design,» in *slide del corso Bridge Construction and Design*, Politecnico di Torino, a.a. 2019/2020.
- [10] Godart B., «Pathology, appraisal, repair and management of old prestressed concrete beam and slab bridges,» *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 11, n. 4, pp. 501-518, 2015.

- [11] Mancini G., «Riparazione e rinforzo di ponti in C.A.P.» in *Seminario Internazionale CIAS*, Crociera, 2004.
- [12] Recupero A., Spinella N., Tondolo F., «A model for the analysis of ultimate capacity of RC and PC corroded beams», *Advances in Civil Engineering*, Vol.2018, p.1-13, 2018,» *Advances in Civil Engineering*, vol. 2018, pp. 1-13, 2018.
- [13] Colajanni P., Recupero A., Ricciardi G., Spinella, «Failure by corrosion in PC bridges: a case history of a viaduct in Italy,» *International Journal of Structural Integrity*, vol. 7, n. 2, pp. 181-193, 2016.
- [14] Witarnawan W., Daly A. F., «Strengthening of bridges using external post-tensioning,» *Journal of the Eastern Asia Society for Transportation Studies*, vol. 2, n. 2, pp. 429-445, 1997.
- [15] Higways Agency, «Repair and strengthening methods,» in *Post tensioned concrete bridge*, Londra, Thomas Telford, 1999, pp. 115-148.
- [16] Pisani M. A., «Closure to "Strengthening by means of external prestressing",» *Journal of Bridge Engineering*, vol. 6, n. 2, pp. 155-156, 2001.
- [17] Alqam, M., Alkhairi F., «Numerical and Analytical Behavior of Beams Prestressed with Unbonded Internal or External Steel Tendons: A State-of-the-Art Review,» *Arabian journal for science and engineering*, vol. 44, n. 10, pp. 8149-8170, 2010.
- [18] Khudeira S., «Strengthening of deteriorated concrete bridge girders using an external posttensioning system,» *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, vol. 15, n. 4, pp. 242-247, 2010.
- [19] Picard A., Massicotte B., Bastien J., «Relative Efficiency of External Prestressing,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 121, n. 12, pp. 1832-1841, 1995.
- [20] Håkan Nordin, Strengthening structures with externally prestressed tendons Literature review, Leulå University of Technology - Department of Civil and Environmental Engineering, Division of Structural Engineering: Technical Report, 2005.
- [21] Cavell D.G., Waldron P., «A residual strength model for deteriorating post-tensioned concrete bridges,» *Computers & structures*, vol. 79, n. 4, pp. 361-373, 2001.

- [22] Madaj A., Mossor K., «Evaluation of External Prestressing as a Strengthening Method for Existing Concrete Bridges,» *Structural Engineering International*, vol. 29, n. 3, pp. 412-416, 2019.
- [23] Chiaia B., «Archi,» in *slide del corso Scienza delle Costruzioni II*, Politecnico di Torino, a.a. 2017/2018.
- [24] Pozzati P., «Archi,» in *Teoria e tecnica delle strutture*, vol. 2(1), Torino, UTET, 1977, pp. 67-68.
- [25] Belluzzi O., «Le travi a curvatura semplice,» in *Scienza delle Costruzioni*, vol. 2, Bologna, Zanichelli, 1960, p. 188.
- [26] Franciosi V., «Archi,» in *Scienza delle costruzioni*, vol. 3(2), Napoli, Liguori, 1971, p. 173.
- [27] Belluzzi O., «Le travi a curvatura semplice,» in *Scienza delle Costruzioni*, vol. 2, Bologna, Zanichelli, 1960, p. 169.
- [28] Belluzzi O., «Le travi a curvatura semplice,» in *Scienza delle Costruzioni*, vol. 2, Bologna, Zanichelli, 1960, pp. 231-232.
- [29] Franciosi V., «Archi,» in *Scienza delle Costruzioni*, vol. 3(2), Napoli, Liguori, 1971, pp. 208-209.
- [30] «wikiOpenSees,» [Online]. Available: <https://opensees.berkeley.edu/wiki>. [Consultato il giorno Gennaio 2021].
- [31] Rosso M. M., «Structural Optimization with Swarm-based Algorithms,» Tesi di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile - Politecnico di Torino, 2020.
- [32] Rosso M. M., Cucuzza R., Di Trapani F., Marano G.C., «Nonpenalty Machine Learning Constraint Handling using PSO-SVM for Structural Optimization,» *Advances in Civil Engineering*, vol. 2021, pp. 1-17, 2021.
- [33] ANAS, Elenco prezzi 2021 - Nuove Costruzioni e Manutenzione Straordinaria, 2021.
- [34] Devitofranceschi A., «Riparazione di viadotti stradali in precompresso: tecniche di intervento ed analisi costi benefici,» in *Italian Concrete Days - AICAP*, Lecco, 2018.

[35] «Inarcassa,» Gennaio 2019. [Online]. Available:
<https://rivista.inarcassa.it/newsite/1-2019/professione/dopo-il-crollo-del-ponte-di-genova-nasce-il-siscon>. [Consultato il giorno 18 Ottobre 2020].

Allegato 1

Si riportano in tabella gli andamenti altimetrici dei cavi di precompressione per la trave modellata nel presente lavoro. Il sistema di riferimento è orientato come già descritto precedentemente, con origine nel baricentro della sezione considerata. Per ulteriore chiarezza, e_z indica l'eccentricità del cavo rispetto al baricentro della sezione, quantità fondamentale per la determinazione del momento flettente originato dalla forza di precompressione.

<i>Cavo 1</i>		<i>Cavo 2</i>		<i>Cavo 3</i>		<i>Cavo 4</i>	
<i>x [cm]</i>	<i>e_z [cm]</i>	<i>x [cm]</i>	<i>e_z [cm]</i>	<i>x [cm]</i>	<i>e_z [cm]</i>	<i>x [cm]</i>	<i>e_z [cm]</i>
0.00	21.8	0.00	-74.7	0.00	-27.4		
100	6.7	100	-78.3	100	-36.9	154	59.1
200	-7.4	200	-81.7	200	-45.7	200	50.6
300	-20.6	300	-84.8	300	-53.8	300	32.9
400	-32.7	400	-87.7	400	-61.4	400	16.4
500	-43.9	500	-90.3	500	-68.3	500	1.1
600	-54.2	600	-92.7	600	-74.6	600	-13.0
700	-63.4	700	-94.9	700	-80.2	700	-26.0
800	-71.7	800	-96.7	800	-85.2	800	-37.8
900	-79.0	900	-98.4	900	-89.6	900	-48.4
1000	-85.4	1000	-99.8	1000	-93.4	1000	-57.8
1100	-90.7	1100	-100.9	1100	-96.5	1100	-66.0
1130	-92.1	1130	-101.2	1130	-97.3	1130	-68.2
1160	-93.5	1160	-101.4	1160	-98.1	1160	-70.4
1200	-95.1	1200	-101.8	1200	-99.1	1200	-73.1
1300	-98.5	1300	-102.4	1300	-100.9	1300	-79.0
1400	-101.0	1400	-102.8	1400	-102.2	1400	-83.7
1500	-102.4	1500	-102.9	1500	-102.8	1500	-87.2
1600	-102.9	1600	-102.9	1600	-102.9	1600	-89.6
1700	-102.9	1700	-102.9	1700	-102.9	1700	-90.8
1800	-102.9	1800	-102.9	1800	-102.9	1800	-90.9
1900	-102.4	1900	-102.9	1900	-102.9	1900	-90.8
2000	-100.7	2000	-102.9	2000	-102.9	2000	-89.6
2100	-98.1	2100	-102.4	2100	-102.7	2100	-87.2
2200	-94.3	2200	-101.0	2200	-102.0	2200	-83.7
2300	-89.5	2300	-98.5	2300	-100.8	2300	-79.0
2400	-83.5	2400	-95.1	2400	-102.7	2400	-73.1
2440	-80.9	2440	-93.4	2440	-102.5	2440	-70.4
2470	-78.8	2470	-92.1	2470	-102.3	2470	-68.2
2500	-76.6	2500	-90.7	2500	-102.1	2500	-66.0
2600	-68.5	2600	-85.4	2600	-101.1	2600	-57.8
2700	-59.4	2700	-79.0	2700	-99.8	2700	-48.4
2800	-49.1	2800	-71.7	2800	-98.0	2800	-37.8
2900	-37.9	2900	-63.4	2900	-95.8	2900	-26.0
3000	-25.5	3000	-54.2	3000	-93.3	3000	-13.0
3100	-12.1	3100	-43.9	3100	-90.3	3100	1.1
3200	2.5	3200	-32.7	3200	-87.0	3200	16.4
3300	17.8	3300	-20.6	3300	-83.3	3300	32.9
3400	33.2	3400	-7.4	3400	-79.1	3400	50.6
3500	48.6	3500	6.7	3500	-74.6	3446	59.6
3536	54.1	3600	21.8	3536	-72.9		